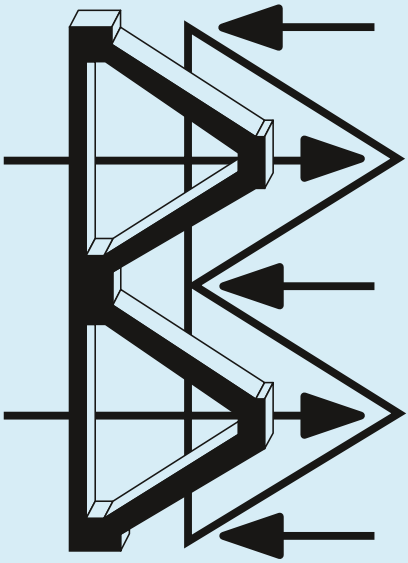
Baustatik – Baupraxis 14



Manfred Bischoff, Malte von Scheven,
Bastian Oesterle

Universität Stuttgart

Baustatik – Baupraxis 14

Berichte der Fachtagung

Baustatik – Baupraxis 14

23. und 24. März 2020, Universität Stuttgart

Herausgeber

Manfred Bischoff, Malte von Scheven, Bastian Oesterle
Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Die Autoren tragen die Verantwortung für die abgedruckten Beiträge.

Veröffentlicht durch das

Institut für Baustatik und Baudynamik
Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart

Telefon: +49 (711) 685 66123
Fax: +49 (711) 685 66130
E-Mail: sekretariat@ibb.uni-stuttgart.de
Internet: https://www.ibb.uni-stuttgart.de/

ISBN: 978-3-00-064639-3

Umschlaggestaltung mit Erlaubnis des Verlags
A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Niederlande
übernommen vom Tagungsband Baustatik – Baupraxis 7

© 2020, Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Komitees

Organisationskomitee

Manfred Bischoff, Vorsitzender

Malte von Scheven, Vorsitzender

Ekkehard Ramm, Ehrenvorsitzender

Bastian Oesterle, Konferenzsekretariat

Simon Bieber
David Forster
Jan Gade
Florian Geiger
Eva Herzog
Alexander Müller
Steffen Roth
Renate Sachse
Anika Strauß
Rebecca Thierer
Anton Tkachuk
Tobias Willmann

Programmkomitee

Kai-Uwe Bletzinger, Technische Universität München

Norbert Gebbeken, Universität der Bundeswehr München

Günter Hofstetter, Universität Innsbruck

Michael Kaliske, Technische Universität Dresden

Sven Klinkel, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

Detlef Kuhl, Universität Kassel

Günther Meschke, Ruhr-Universität Bochum

Inhaltsverzeichnis

Komitees v

Inhaltsverzeichnis vii

Grußworte xix

Danksagung xxvii

Plenarvorträge 1

Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Tiefbahnhofs
Rolf Becker 3

Der Ingenieur in der Verantwortung als Dienstleister für die Gesellschaft
Norbert Gebbeken 11

Bauen mit Zuggliedern aus Carbon
Lorenz Haspel 25

Die wahren Herausforderungen im Brückenbau – wie können wir auch zukünftig noch über unsere Brücken fahren?
Holger Haug, Bastian Kratzke 43

Simulation von ratenabhängigem Werkstoffverhalten dynamisch beanspruchter Systeme
Sven Klinkel, Okyay Altay 59

Pilotprojekte für ein Integratives Computerbasiertes Planen und Bauen
Achim Menges, Jan Knippers, Hans Jakob Wagner, Christoph Zechmeister 67

Computergestützte Simulationen im maschinellen Tunnelbau – vom Design zur Vortriebssteuerung
Günther Meschke, Steffen Freitag, Abdullah Alsahly, Ba Trung Cao 81

Transparent, aber spröde! Bauen mit Glas
Jens Schneider, Kerstin Thiele 89

Minisymposium
Adaptive Tragwerke **107**

Modellierung aktiver Strukturelemente als Erweiterung zum klassischen Workflow der FE-Analyse
Michael Böhm, Simon Steffen, Jan Gade, Florian Geiger, Werner Sobek, Manfred Bischoff, Oliver Sawodny 109

Anwendung der Redundanzmatrix bei der Bewertung adaptiver Strukturen
Florian Geiger, Jan Gade, Malte von Scheven, Manfred Bischoff 119

Ein außergewöhnliches Beispiel für Ingenieursarchitektur: der ThyssenKrupp Testturm
Holger Hinz, Roland Bechmann 129

All-In-One Problem Formulation for Minimum Energy Adaptive Structures
Gennaro Senatore, Yafeng Wang 137

Minisymposium
Außergewöhnliche Belastungen und Tragwerkszuverlässigkeit **145**

Numerische Simulation des stoßinduzierten Schwingungs- und Dämpfungsverhaltens von nichtlinear beanspruchten Stahlbetonstrukturen
Michael Borgerhoff, Christian Schneeberger, Matthias Stadler 147

Verhalten von Stahlbetonstrukturen infolge stoßartiger Belastungen
Pascal Distler, Hamid Sadegh-Azar 155

Methoden der künstlichen Intelligenz zur Berücksichtigung polymorpher Unschärfe in der nichtlinearen Strukturanalyse
Marc Fina, Patrick Weber, Lukas Panther, Werner Wagner 163

Über den Umgang mit versteckten Sicherheiten – Eine Fallstudie am Windlastmodell des Eurocode
Max Teichgräber, Jochen Köhler, Daniel Straub 171

Mehrschichtwand mit Energieabsorbtionspotential für den Lastfall Flugzeugabsturz
Viktor Vlaski, Jörg Moersch 181

Duktiler und energiedissipativer Gleitreibungsmechanismus als Grenztragmechanismus im Erdbebenfall
Axel Wertenbroch, Björn Elsche 189

Minisymposium
Außergewöhnliche Tragwerke **197**

Exceptional structures > Ordinary materials + Emerging construction technologies
Paulo Cruz, Bruno Figueiredo, João Carvalho, Tatiana Campos 199

Versuchsgestützte Bemessung des CFK-GFK-Tragwerks des BUGA Faserpavillons 2019
Valentin Koslowski, Jan Knippers, Marta Gil Pérez, Bas Rongen 207

3-D gedruckte Fußgängerbrücke aus Stahl
Jörg Lange, Ulrich Knaack, Thilo Feucht, Maren Erven, Christopher Borg Costanzi, Benedikt Waldschmitt 215

Verglaste Gitterschalen in New York
Michael Stein 223

Design for production – Eingangs-Canopies für das Multi-Functional-Building des Lakhta Center in St. Petersburg
Christian Wolkowicz, Jaime Sanchez-Alvarez, Kamil Schwarnowski, Mark Fahlbusch 231

Minisymposium
Baudynamik **239**

Omnidirektionaler Flüssigkeitssäulendämpfer
Okyay Altay, Behnam Mehrkian, Sven Klinkel 241

Menscheninduzierte Erschütterungen: Realistische Lastansätze, Berechnungsmethoden und Bewertungskriterien in der Praxis
Arthur Feldbusch, Hamid Sadegh-Azar, Frank Klimaszyk 249

Erdbebenverhalten mobiler Großgeräte
Mirjam Groß, Pascal Distler, Hamid Sadegh-Azar 257

Baudynamik als Spezialdisziplin im Ingenieurbüro am Beispiel von Maschinenfundamenten
Christian Lang 265

Modellierungsaspekte und gekoppelte DEM-FEM Simulationen zur Untersuchung hochflexibler Steinschlagschutznetze
Corinna Wendeler, Klaus Sautter, Philipp Bucher, Kai-Uwe Bletzinger, Roland Wüchner 273

Minisymposium
Bauen mit Glas **281**

Fassadenkonstruktionen mit Glasschwertern
Jonas Hilcken, Felix Schmitt 283

Konstruktiver Glasbau – Sonderlaminate
Bruno Kassnel-Henneberg 295

Zur Berechnung von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern
Jochen Menkenhagen, Prasantha Lama 303

Analyse adaptiver Systeme aus Dünnglas
Jürgen Neugebauer, Irma Kasumovic 311

Four different types of Glass Structures
Robert Nijsse, Faidra Oikonomopoulou, Telesilla Bristogianni, Fred Veer, Ate Snijder 319

Berechnung von punktförmig gelagerten absturzsichernden Verglasungen
Klaus Rabenseifner, Jochen Menkenhagen 329

Minisymposium
Bewertung der Robustheit von Tragwerken **337**

Zur Verknüpfung von Robustheit, Redundanz und Duktilität innerhalb der Zuverlässigkeit von Tragsystemen
Karsten Geißler, Gregor Korpas 339

Ein Verfahren zur Quantifizierung der Robustheit von Tragwerken
Yuri Petryna 349

Konzepte der Robustheit und darüber hinaus
Thomas Vogel 357

Minisymposium
Building Information Modeling (BIM) **365**

Komplexität berechenbar machen: das parametrische Engineering des Kuwait International Airport
Matteo Brunetti, Lucio Blandini 367

Hat mit BIM die Statik ausgedient? Die Automatisierung der Tragwerksplanung
Martin Fischnaller 375

Baustatik in Zeiten von BIM – Die Rolle der Hochschulausbildung
Norbert Gebbeken 383

Implementierung von BIM im Ingenieurbüro – ein Praxisbericht
Christian Mühlbauer, Markus Hennecke, Paulina Sala 391

BIM - Prozessoptimierung in der Tragwerksplanung
Markus Wetzel, Christian Kühner, Lukas Lüning, Alexander Bauer 397

Minisymposium
Flächentragwerke **405**

Statische Modellierung und Berechnung von Segmentschalen aus Holz
Simon Bechert, Daniel Sonntag, Lotte Aldinger, Jan Knippers 407

Effiziente Integrationsmethoden für isogeometrische Schalenelemente
Wolfgang Dornisch, Sikang Yan 415

Geometry and Statics of Optimal Freeform Gridshells
Davide Pellis, Helmut Pottmann 423

A generalized formulation of classical shell models based on tangential differential calculus
Daniel Schöllhammer, Thomas-Peter Fries 431

Sheet Metal Shells
Alex Seiter, Thorsten Pofahl, Martin Trautz, Lisa-Marie Reitmaier, David Bailly, Gerhard Hirt 439

Minisymposium
Holztragwerke **447**

Multi-physikalische und bruchmechanische Finite-Elemente-Modellierung von Strukturen aus verdichtetem und umgeformtem Holz
Robert Fleischhauer, Paula Reiher, Michael Kaliske 449

Konstruktionsvielfalt bei Ausklinkungen: Baustatische Modellbildung und Nachweisführung im Ingenieurholzbau
Georg Hochreiner, Jiří Kunecký, Josef Füssl 457

Schwingungsprognose im modernen urbanen Brettsperrholzbau: Herausforderungen und messdatenbasierte Lösungsansätze
Benedikt Hofmeister, Tanja Grießmann, Clemens Hübler, Raimund Rolfes 465

Auslegung von Aussteifungssystemen im Holzbau gegenüber seismischen Einwirkungen
Johannes Hummel, Werner Seim 473

Klebstofffreie Holzbauweisen: Stand der Forschung zu gedübelten Brettbauweisen und Pressholz
Siavash Namari, Peer Haller 483

Minisymposium
Lebensdauer, Monitoring und digitaler Zwilling **491**

Untersuchungen zur Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit von Naturzugkühltürmen auf Basis des Lebensdauermanagements
Nicolas Fickler, Martin Demmer, Joachim Meyer, Lisa Schewe 493

Normierung der Output-Only-Methode zur Identifikation mechanischer Systeme
Armin Lenzen 503

Herausforderungen für digitale Zwillinge am Beispiel eines Staudamms in Kirgistan
Yuri Petryna, Waldemar Elsesser 511

Bestimmung von modalen Parametern seilabgespannter Rohrmasten
Volkmar Zabel, Simon Marwitz, Abinet Kifle Habtemariam 519

Minisymposium
Modelle für neue Werkstoffe **527**

Modell zur Wärmedurchgangsberechnung von Hochleistungsaerogelbeton
Silvia Fickler, Martina Schnellenbach-Held, Torsten Welsch 529

Neuere Methoden zur Identifikation und Lokalisierung von Schäden an vorgespannten Betonbrücken
Stefan Maas, Viet-Hà Nguyen, Tanja Kebig 537

Isogeometrische Analyse zur Evolution von Verbundsystemen mit der Phasenfeldmethode
Ingo Münch, Werner Wagner, Johanna Naumann 545

Innovative Elemente aus technischer Kaltkeramik für die Staatsoper Unter den Linden in Berlin
Matthias Oppe, Thorsten Helbig, Florian Scheible 553

Schneebrettlawinen - Kollaps poröser Schichten
Philipp Weißgraeber, Philipp Rosendahl 561

Minisymposium
Parametrisches Entwerfen **569**

Räumliche Tragwerksentwicklung - Erfahrungen aus dem Planungsalltag am Beispiel des Neubaus der Dualen Hochschule in Stuttgart
Markus Gartz, Jan Schütt 571

Parametrischer Entwurf von Regelflächen auf Grundlage von Interpolationsalgorithmen zwischen Kontrollgeraden
Daniel Lordick 579

Spanngliedentwurf am parametrischen Volumenmodell
Andreas Niggl 591

Nachweis von Stahlbau-Anschlüssen mit dem komponentenbasierten Finite Elemente Modell (CBFEM)
Helmut Wrede 599

Minisymposium
Softwaregestützte Tragwerksberechnung **609**

Einfluss einer computergestützten Schnittgrößenüberlagerung auf die Standsicherheit im Stahl- und Stahlbetonbau
Jörg Bockhold, Thomas Vossen 611

Anspruchsvolle Tragwerksplanung im Gerüstbau
Dieter Gescher, Josef Teupe 619

Modellierung punktgestützter Platten
Casimir Katz 627

Besonderheiten der Bemessung von schlanken und hoch ausgenutzten Bauteilen im Hoch- und Fertigteilbau
David Krybus, Roland Sauer, Stefan Kimmich 635

Herausforderungen bei Berechnung und Bemessung des Tragwerks des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs
Angelika Schmid, Johannes Kuhnt, Clemens Neugart 643

Methoden zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit von Tragwerken
Jens Wackerfuß, Jonas Boungard 651

Minisymposium
Stahl- und Verbundbrücken **659**

Stahlverbundfachwerkbrücken aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbelastung
Simon Bove, André Dürr, Ulrike Kuhlmann, Jakob Roth 661

Einsatz von höherfrequenten Hämmerverfahren im Stahl- und Verbundbrückenbau
Stephanie Breunig, Lisa-Marie Gölz, Philipp Weidner, Ulrike Kuhlmann, Thomas Ummenhofer 669

Montagevarianten von Stahl- und Verbundbrücken und deren Auswirkungen auf die Ausführungsplanung und -statik
Johannes Eitelberger, Günther Dorrer 677

3D-FEM oder Stabstatik? – Statische Berechnung von Großbrücken im Zeitalter von BIM und Künstlicher Intelligenz
Jörg Frickel 685

Ermüdungsverhalten von Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken
Simon Mönch, Ulrike Kuhlmann, Matthias Gerold 693

Anwendung von Trapezprofilen und randnahen Kopfbolzen im Stahlverbund-Brückenbau
Lena Stempniewski, Ulrike Kuhlmann, Jochen Raichle 701

Minisymposium
Strukturoptimierung **709**

CAD-integriertes parametrisches Entwerfen im Leichtbau mit der Isogeometrischen B-Rep-Analyse
Kai-Uwe Bletzinger, Ann-Kathrin Goldbach, Anna Bauer 711

Minimierung von Rissweiten in Stahlbetontragwerken unter Berücksichtigung polymorph unscharfer Parameter
Steffen Freitag, Philipp Edler, Katharina Kremer, Michael Hofmann, Günther Meschke 723

Multikriterielle und topologische Optimierung im Grundbau
Jürgen Grabe, Karlotta-Franziska Seitz 731

Formoptimierung von Carbonbeton-Strukturen
Wolfgang Graf, Ferenc Leichsenring, Michael Kaliske 739

Optimizing shapes and structures for freeform architecture
Caigui Jiang, Helmut Pottmann 747

Kraft- und Formfindung im Rahmen der Bestandsuntersuchung des Münchner Olympiadaches
Burkhard Krenn, Knut Göppert 755

Optimal Design of Experiments for the Monitoring of Dams by Full-Waveform Inversion
Tom Lahmer, Ina Reichert, Martin Schickert 763

Computerunterstützter Entwurf von Tragwerken
Patrick Ole Ohlbrock, Joseph Schwartz 771

Tragwerksoptimierung im Brückenentwurf
Daniel Schäfer, Benedikt Philipp, Armin Geiser, Jens Kuckelkorn 779

Masseneinsparungspotential beim Einsatz adaptiver Strukturelemente in Hochhaustragwerken
Simon Steffen, Michael Böhm, Walter Haase, Oliver Sawodny, Werner Sobek 787

Stochastische Optimierung mittels Cross Entropy: Methodik und Anwendungen
Daniel Straub, Elizabeth Bismut, Ivan Depina, Iason Papaioannou 795

Minisymposium Tunnelbau **803**

Stabilitätsanalyse der Spritzbetonsicherung der Kaverne des BBT-Zugangstunnels
Jan Cervenka, Tobias Cordes, Konrad Bergmeister 805

Design der Tunnelschalen von tiefliegenden Tunneln - Brenner Basistunnel
Tobias Cordes 813

Beanspruchung segmentierter Tunnelschalen infolge maschineller Vortriebe entlang gekrümmter Trassen
Gerrit Emanuel Neu, Abdullah Alsahly, Ahmed Marwan, Günther Meschke 823

Die Erneuerung des Petersberg Tunnels unter laufendem Eisenbahnbetrieb
Gerrit Pelz 831

3D und 2D Finite-Elemente-Simulationen des Tunnelvortriebs eines Abschnitts des Brenner Basistunnels
Magdalena Schreter, Matthias Neuner, Peter Gamnitzer, Günter Hofstetter 839

Minisymposium
Windingenieurwesen und gekoppelte Probleme **847**

A parametric digital process for numerical wind structure interaction analysis
David Andersson, Alexander Michalski 849

Winderregte Schwingungen von Beleuchtungsmasten an Verkehrswegen – Bemessung und Gegenmaßnahmen
Mathias Clobes, Klaus Thiele 857

Extreme und langzeitige Windbelastungen von Fassaden
Frank Kemper, Mirko Friehe 865

Neue Richtlinien für das Windingenieurwesen
Rolf-Dieter Lieb, Casimir Katz 873

Advancements in vortex particle methods for aeroelastic analysis of line-like structures
Guido Morgenthal, Igor Kavrakov, Samir Chawdhury 881

Prognose der Ermüdung bei Wirbelerregung am Beispiel einer Stahlkonstruktion
Hans-Jürgen Niemann, Rüdiger Höffer, Francesca Lupi, Wolfgang Hubert . 891

Windbelastung und dynamische Reaktion von großflächigen, leichten Dachtragwerken
Tobias Wacker, Jürgen Wacker 901

Nicht-lineare, semi-aktive Massendämpfer für komplexe Anforderungen moderner Hochhäuser
Felix Weber, Peter Huber, Johann Distl, Christian Braun 909

Gekoppelte numerische Simulationen im Windingenieurwesen - Potenziale und Anwendungsszenarien
Roland Wüchner, Máté Péntek, Andreas Winterstein, Philipp Bucher, Kai-Uwe Bletzinger 917

Autorenverzeichnis **927**

Grußworte

Grußwort des Ministers für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft des Landes Baden-Württemberg

Sehr geehrte Damen und Herren,

Klimaschutz und die nachhaltige Nutzung unserer natürlichen Ressourcen sind zwei der drängendsten Themen unserer Zeit. Nur durch Reduktion der von uns verbrauchten Energie und Rohstoffe können wir unsere Umwelt- und Klimaschutzziele erreichen.

Der Bausektor stellt weltweit einen der rohstoffintensivsten Wirtschaftszweige dar, verbraucht einen Großteil unserer Energie und verursacht einen erheblichen Teil der produzierten Abfallmassen. Allein die Herstellung von Beton verursacht 6 bis 8% der globalen CO_2-Emissionen. Der Bausektor ist damit für die Erreichung der nationalen und – in Anbetracht der dynamischen Entwicklung der Weltbevölkerung – globalen Klimaziele von höchster Bedeutung. Daraus ergibt sich aber auch, dass jede Verbesserung in den Stoff- und Energiebilanzen des Bausektors ein großes Potential darstellt. Durch umsichtige Planung und Ausführung unserer Bauwerke kann der Bedarf an Rohstoffen und Energie für den Bau, Betrieb und späteren Rückbau reduziert werden. Gleichzeitig kann der Anteil an nachwachsenden, erneuerbaren und recycelten Ressourcen erhöht werden. Nachhaltigkeit bedeutet dabei auch, Bauwerke für eine langfristige Nutzung und zukünftige Anforderungen auszulegen, instand zu halten und zu ertüchtigen. Denn jede Tonne Rohstoff, die wir im Neubau oder durch Erhalt unserer Bauwerke weniger verbrauchen, spart Ressourcen und Energie und trägt damit zum Schutz unserer Umwelt und des Klimas bei.

Durch die Entwicklung und Integration neuartiger adaptiver Elemente in tragenden, Fassaden- und Dachsystemen, die eine Reaktion auf sich ändernde Umwelteinflüsse ermöglichen, können Material- und Energieeinsparungen realisiert werden. Ebenso bieten computergestützte, integrative Entwurfs-, Planungs- und Konstruktionsmethoden Chancen. Als Minister des Landes Baden-Württemberg freue ich mich, dass an der Universität Stuttgart hierzu ein Sonderforschungsbereich der Deutschen Forschungs-

gemeinschaft DFG eingerichtet werden konnte und hier auch der bundesweit einzige Exzellenzcluster im Baubereich gefördert wird.

Die auf der 14. Fachtagung Baustatik-Baupraxis vorgestellten Forschungsarbeiten und Praxisbeispiele geben wichtige Impulse für eine Effizienzsteigerung im Bausektor. Ich will Sie ermutigen, diese Zielsetzung konsequent weiter zu verfolgen – denn nur so können wir unsere Klimaschutzziele erreichen.

Franz Untersteller MdL
Minister für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft des Landes Baden-Württemberg

Grußwort des Vorsitzenden der Forschungsvereinigung Baustatik – Baupraxis e.V.

Liebe Kolleginnen und Kollegen,

der 14. Tagungsband der Fachtagung Baustatik-Baupraxis verdeutlicht, dass sich die Baustatik mehr und mehr als interdisziplinäres Fachgebiet versteht. Stand früher die Entwicklung von baustatischen Methoden und speziellen Modellen für spezielle Anwendungen im Vordergrund, so sind es heute mehr und mehr material- und methodenübergreifende Ansätze.

Nicht nur die Digitalisierung des Planens und Bauens mit BIM erfordert eine stärkere Vernetzung, sondern auch Themen wie, adaptive Tragwerke, Baudynamik in der Praxis, Bauen mit Glas, Brückenbau, Lebensdauervorhersagen, parametrisches Entwerfen oder Windingenieurwesen. Die gesellschaftlichen Forderungen nach Nachhaltigkeit und Schonung unserer natürlichen Ressourcen erfordern, dass wir adaptive Tragwerke und Funktionsmaterialien entwickeln und mechanisch sowie numerisch modellieren.

Die Baudynamik erscheint in der Baupraxis vielen immer noch als Sondergebiet, sie ist aber durch die neuen dynamischen natürlichen Einwirkungen infolge des Klimawandels von besonderer Bedeutung. Die Bemessung mit statischen Ersatzlasten ist heute weder zeitgemäß noch wirtschaftlich. Der Brückenbau beschränkt sich heute für die Baustatik nicht mehr darauf, Nachweise zu führen. Wir müssen Brücken als Teil einer Mobilitätsinfrastruktur sehen, die so zu entwerfen sind, dass sie Baukultur verkörpern, und adaptiv und robust sind. Damit wir mit den begrenzten Flächen zum Bau baulicher Anlagen schonend umgehen, müssen wir möglichst den Bestand erhalten und Lebensdauervorhersagen treffen.

Der Energiewandel erfordert ein vollständiges Umdenken hin zu erneuerbaren Energien. Strom, der durch Wind erzeugt wird, hat da eine besondere Bedeutung. Das Windingenieurwesen vereint so unterschiedliche Bereiche wie Geotechnik, Strukturdynamik, Konstruktiver Ingenieurbau, Fertigungstechnik, Luftfahrttechnik, Strömungsmechanik, Elektrotechnik, Umwelttechnik und weitere.

Und am Ende des Tages müssen wir uns fragen, wie wir uns als Baustatiker in der Gesellschaft sehen. Wenn die Gesellschaft, zum Beispiel bei Katastrophen oder Unfällen, nach Experten ruft, weil man Zweifel an der Statik baulicher Anlagen hat, dann ruft man nach einem Statiker, nicht nach einem Tragwerksplaner oder nach einem Architekten. Seien wir uns dieser Verantwortung insgesamt bewusst, nicht nur im Sinne einer Verantwortungsethik, sondern auch im Sinne einer Gesinnungsethik.

In diesem Sinne bringen wir uns bei gesellschaftlichen Prozessen ein und gestalten Zukunft baulich.

Norbert Gebbeken
Vorsitzender Forschungsvereinigung Baustatik – Baupraxis e.V.

Grußwort der Herausgeber

Liebe Kolleginnen und Kollegen,

die 14. Fachtagung Baustatik-Baupraxis findet in Stuttgart statt. Auch wenn die meisten die Schwabenmetropole zuerst mit Daimler und Porsche verbinden, oder mit Spätzle und Maultaschen, denken wir Baustatiker und Baupraktiker dabei wohl eher an den Fernsehturm und an Züblin, an Leonhardt und an Schlaich, oder an Stuttgart 21. Und natürlich ebenfalls an Spätzle und Maultaschen.

Das Bauen löst nicht bei jedem die großen Emotionen aus, Bauingenieurinnen und Bauingenieure machen aber nichts weniger, als unsere gesamte gebaute Infrastruktur zu gestalten. An der Universität Stuttgart prägt sich die Vielfalt der damit verbundenen Verantwortlichkeiten dadurch aus, dass das Lehrangebot an der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften explizit auch Umweltschutztechnik, Verkehrsingenieurwesen sowie Immobilientechnik und Immobilienwirtschaft umfasst.

Die enorme ökonomische, ökologische und gesellschaftliche Bedeutung des Bauens erfordert die Bereitschaft zu stetiger Weiterentwicklung. Wir Baustatiker können dabei selbstbewusst darauf verweisen, dass das Thema der Digitalisierung in der Baustatik schon entdeckt wurde, als die Verfasser dieser Zeilen noch gar nicht geboren waren. Bereits 1961 gründeten Volker Hahn, Fritz Leonhardt und Friedrich Wilhelm Bornscheuer in Stuttgart das *Recheninstitut für das Bauwesen*, aus dem die heutige *RIB Software SE* und die *Stiftung Bauwesen* hervorgegangen sind. Weit über das Bauwesen hinaus bekannt sind die Bauingenieure John Argyris und Ekkehard Ramm für ihre Pionierleistungen im Bereich der Finite-Elemente-Methode. Bis heute steht die Universität Stuttgart für Grundlagenforschung im Bereich des Bauingenieurwesens und der Architektur.

Aber nicht nur in Stuttgart stehen wir auf den Schultern von Riesen. Die Kombination von grundlagen- und anwendungsorientierter Forschung sowie ein ausgeprägt interdisziplinärer Charakter sind Merkmale unserer Disziplin. Dies zeigt ein Blick in diesen Tagungsband: Softwaregestützte Tragwerksberechnung, Strukturoptimierung, Baudynamik, Monitoring, Wind-Struktur-Interaktion, neue Werkstoffe, Holztragwerke, Tunnelbau sind nur einige Beispiele für das breite methodische und angewandte Themenspektrum. Die Baupraxis stellt die Baustatik vor bedeutsame, aber auch spannende Herausforderungen. Wir müssen uns nicht nur diesen Herausforderungen stellen, sondern auch mehr talentierte junge Menschen für ein Studium der Bauingenieurwissenschaften begeistern um fit für die Zukunft zu sein.

Manfred Bischoff, Malte von Scheven, Bastian Oesterle
Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Danksagung

Wir danken allen Ausstellern und Sponsoren für Ihre Unterstützung. Den Organisatoren der Minisymposien danken wir für ihren wertvollen Beitrag zu dieser Konferenz.

Hauptsponsor

ZÜBLIN
TEAMS WORK.

Aussteller und Sponsoren

ATENA
Reinforced Concrete Modeling

Bauingenieur
Organ des VDI für Bautechnik

bauingenieur24.de
content for constructors
Berufsportal mit Stellenmarkt
für Bauingenieure [seit 2001]

bde
planung
und
prüfung

BREINLINGER INGENIEURE

vpi
Bundesvereinigung
der Prüfingenieure
für Bautechnik e.V.

DGEB
Deutsche Gesellschaft für Erbeben-
ingenieurwesen und Baudynamik e.V.

Dlubal

DYNA
MORE

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

FRILO
A NEMETSCHEK COMPANY

INGBW
Ingenieurkammer Baden-Württemberg
voranbringen – vernetzen – versorgen

IntCDC
CLUSTER OF EXCELLENCE
Integrative Computational Design and Construction for Architecture

Reguvis

RIB
running together

ROBUSTA
GAUKEL

SCiA
A NEMETSCHEK COMPANY

SEMEX ENGCON
VIBRATION MONITORING SOLUTIONS

SFB 1244

SOFiSTiK

TEUPE
GERÜSTBAU

VBI
VERBAND BERATENDER INGENIEURE

Plenarvorträge

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Tiefbahnhofs

Rolf Becker *(Ed. Züblin AG, Stuttgart)*

Der Beitrag beschreibt die Besonderheiten bei der Herstellung des hoch anspruchsvollen und komplexen Schalendachs des neuen Tiefbahnhofs in Stuttgart. Hierbei werden insbesondere die Themen Betontechnologie, Sichtbetonschalung und Bewehrungseinbau beleuchtet.

1 Der neue Bahnhof in Stuttgart

Das Projekt Stuttgart 21 beinhaltet die Umgestaltung des Bahnknotens Stuttgart und die Umwandlung des bestehenden sechzehngleisigen Kopfbahnhofs in einen achtgleisigen tiefer liegenden Durchgangsbahnhof. Dieser wird gegenüber der heutigen Lage um ca. 90° gedreht und durch unterirdische Zulaufstrecken aus Richtung Feuerbach, Bad Cannstatt, Ober- und Untertürkheim sowie der Filderebene angebunden.

Aus dem Realisierungswettbewerb zur neuen Bahnhofshalle ging 1997 der Entwurf von ingenhoven architects als Sieger hervor. ingenhoven architects verantwortet im Auftrag des Bauherrn, der DB Projekt Stuttgart Ulm GmbH, auch die Ausführungsplanung für die Halle. Die hierzu gehörende Bemessung und Konstruktion des Schalendachs und des Bahnhofstrogs erfolgt durch das Büro Werner Sobek in Stuttgart. Die Ausführung des Schalendachs wird durch die Direktion Stuttgart der Ed. Züblin AG realisiert.

Abbildung 1: Visualisierung des neuen Tiefbahnhofs in Stuttgart
(Quelle: Visualisierung plan b, Stuttgart)

2 Die Bahnhofshalle mit dem Schalendach

2.1 Geometrie und Tragwerk

Das Schalendach besteht aus 28 sogenannten Kelchen mit Lichtaugen, davon einem Sonderkelch mit besonders großem Lichtauge zur Aufnahme einer Zugangsanlage mit Treppe, zweier Rolltreppen und einem Aufzug. Zusätzlich gibt es 18 Restkelche und die Deckenrestfelder, die statisch als Schwindgassen dienen und die Einzelkelche umlaufend verbinden.

Sämtliche Flächen sind dreidimensionale Freiformflächen. Die Herstellung der Halle erfolgt in zehn Bauabschnitten, wobei der letzte ca. vier Jahre nach dem ersten Bauabschnitt hergestellt wird.

Trogbauwerk und Schalendach werden als integrales Tragwerk bemessen und mit begrenzter Gründungstiefe oberhalb des Grundgipses auf Ortbetonrammpfählen gegründet. Der Grundgips dient als Trennschicht zum in Stuttgart vorhandenen Mineralwasserhorizont. In diesen darf gemäß Planfeststellungsbeschluss nicht eingegriffen werden.

Auf der Bodenplatte des Trogs sind die 28 Kelchstützen aufgesetzt, zu den Außenwänden hin sind die Rand- und Restkelche biegesteif angeschlossen.

Ein Kelch besteht aus einem Kelchfuß, einer Kelchschale und der sogenannten „Hutze“. Dabei handelt es sich um einen halbkreisförmigen Überzug, der das Schalendach im Bereich des Lichtauges aussteift. Im Endzustand wird das Lichtauge (Durchmesser im Lichten ca. 17 m) mit einer Glas-Stahl-Konstruktion geschlossen.

Das Tragwerk der Bahnhofshalle stellt ein statisch hochgradig unbestimmtes System dar. Sowohl für das Tragwerk als auch für den Boden wurde jeweils ein 3D-FE-Modell erstellt, das sämtliche Bauzustände und Lastfälle abbildet. Für die Interaktion zwischen integralem Tragwerk und Baugrund werden beide Modelle zur Ermittlung der Bodenplattenbettungen und Pfahlfedern iterativ miteinander kalibriert.

2.2 Die Bewehrung

Die Geometrie des Schalendachs mit ihren doppelt gekrümmten Freiformflächen stellt an die Herstellung und Verlegung der Bewehrung Anforderungen, die weit über das im Stahlbetonbau übliche Maß hinausgehen.

Um den Biegeprozess der Bewehrungsstäbe unter den extrem hohen Genauigkeitsanforderungen sicher beherrschen zu können, wurden in aufwendigen Biegeversuchen und daran anschließenden konzeptionellen Untersuchungen die notwendigen Herstellkriterien eruiert und sukzessive in der Ausführungsplanung berücksichtigt.

Wesentliche Erkenntnis aus diesen Untersuchungen ist, dass die Präzision in der Herstellung von 2D/3D-Biegeformen durch die geometrischen und physikalischen Besonderheiten von Betonstahl limitiert wird.

Die das Biegeergebnis maßgeblich beeinflussende Steifigkeit des Bewehrungsstabs variiert von Stab zu Stab und sogar über die Länge eines Stabs, je nachdem, an welcher Stelle er an die Biegerolle angelegt wird. Diese Eigenschaften erschweren Vorhersehbarkeit und Reproduzierbarkeit einer Biegeform gleichermaßen und sind damit bei den hohen

Genauigkeitsanforderungen im Projekt Stuttgart 21 mitverantwortlich für den enorm großen Aufwand in der Herstellung.

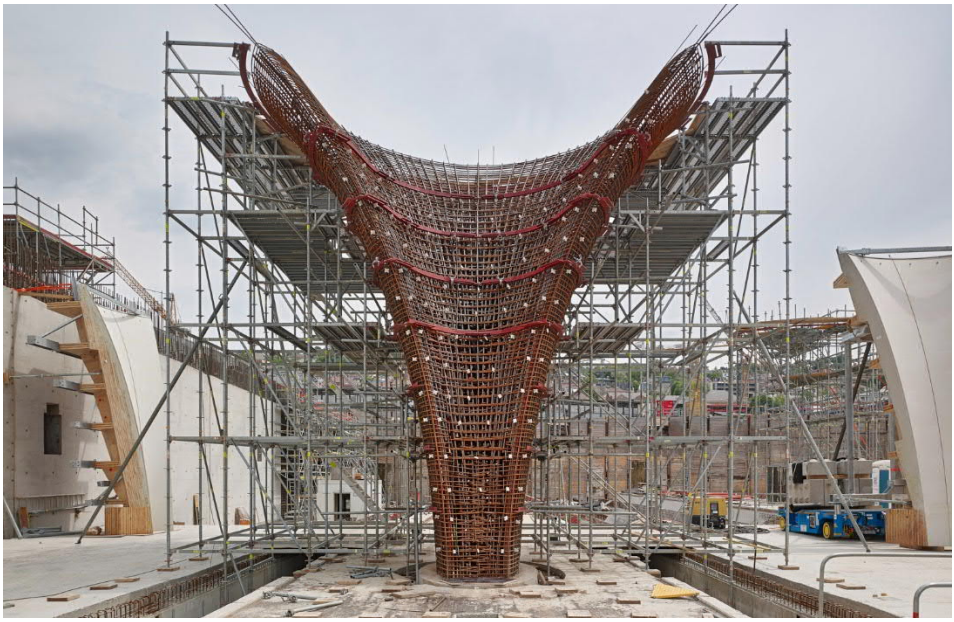


Abbildung 2: Freistehende Bewehrung des Kelchfußes (Foto: Achim Birnbaum)

Die Bewehrungsmontage beim Kelchfuß erfolgt mittels einer aus Stahlprofilen und Gerüsttürmen hergestellten Lehre (Bewehrungsschablone). Bevor die Schalung montiert und geschlossen wird, werden die äußerste Bewehrungslage und die Abstandhalter per Vermessung kontrolliert.

Die besondere Gestalt des Schalendachs mit seinen sogenannten NURBS-Flächen („Non-uniform rational B-Splines"; deutsch: Freiformflächen) bringt darüber hinaus zahlreiche räumlich gekrümmte Biegeformen mit sich. Eine den Krümmungen des Dachs an jeder Stelle exakt folgende Bewehrung ist jedoch mit auf dem Markt verfügbaren Biegemaschinen nicht herstellbar. Diese 3D-Biegeformen mussten deshalb in mehrere zweidimensionale Teilabschnitte zerlegt und an der Einbaustelle mit Schraubmuffen gekoppelt werden. Ein Schweißen der Stöße wurde aufgrund der erheblichen Gefahr von Beschädigungen der Sichtbetonschalung ausgeschlossen.

Der geometrisch notwendige Wechsel der Bewehrungsrichtungen von radial / konzentrisch (im Bereich der Kelche) auf orthogonal (in den flachen Dachbereichen) erfordert ein „Vernähen" dieser Bewehrungsrichtungen und damit eine Aufbauhöhe der Bewehrung von jeweils bis zu acht Lagen oben und unten in diesen mit 45 cm relativ schlanken Dachbereichen. Speziell für Bereiche mit derart hohen Bewehrungskonzentrationen (stellenweise über 550 kg/m³) wurde zusätzlich eine Betonrezeptur mit 8 mm Größtkorn in das Betonsortenverzeichnis aufgenommen. In der Regel kommt jedoch ein Beton mit 16er-Größtkorn zum Einsatz.

Für den letzten Betonierabschnitt eines Kelchs, die sogenannte Hutze, kann aus geometrischen Gründen keine Muffenverbindung ausgeführt werden. Ersatzweise hat der Planer Son-

derelemente aus geschweißten Blechen entwickelt, mit denen die Verbügelung der Hutze geschlossen wird, nachdem die ringförmige Biegebewehrung der Hutze vollständig eingebaut ist. Wegen der extrem hohen Genauigkeitsanforderungen und der Vielzahl unterschiedlicher Biegeformen erfordert der Einbau der Bügel die Vorfertigung von Bügelkörben auf der Baustelle. Die Ausrichtung der Bügel zueinander gewährleisten dabei Schablonen aus massivem Brettschichtholz, die bei ZÜBLIN Timber gefräst und gefertigt werden. Hier findet jeder der 142 Bügel mit den vorgenannten Anschweißteilen seinen Platz.

Nach vollständiger Bestückung werden die Bügel in der Schablone dann durch Verschweißen von Längseisen zu Montagegruppen verbunden, mit dem Kran zur Einbaustelle transportiert und dort auf Stahltraversen montiert und in ihrer Lage fixiert.

Die gesamte Bewehrung des Tiefbahnhofs wird in einer eigens für das Projekt Stuttgart 21 eingerichteten Projektbiegerei der Firma Sülzle in Denkendorf gebogen. Die Qualitätsüberwachung der komplexen Biegeformen erfolgt dabei im direkten Abgleich zwischen gebogenem Stab und maßstäblicher Laserprojektion der jeweiligen Biegeform.

Die hohe Anzahl an Bewehrungslagen und die ungewöhnlich schwierige Geometrie der über 11.000 verschiedenen Biegeformen – ca. 32.000 Stäbe bzw. 350 Tonnen Bewehrung je Kelch – erfordern einen äußerst hohen vermessungstechnischen Aufwand beim Einbau. Die Genauigkeit des Bewehrungseinbaus wurde beim ersten Kelch durch 3D-Laserscanning und Überlagerung mit dem vorhandenen 3D-Modell der Bewehrung überprüft. Ergebnis: Es wurden keine relevanten Abweichungen festgestellt – ein Beleg dafür, dass der extreme Aufwand für den Einbau gerechtfertigt ist.

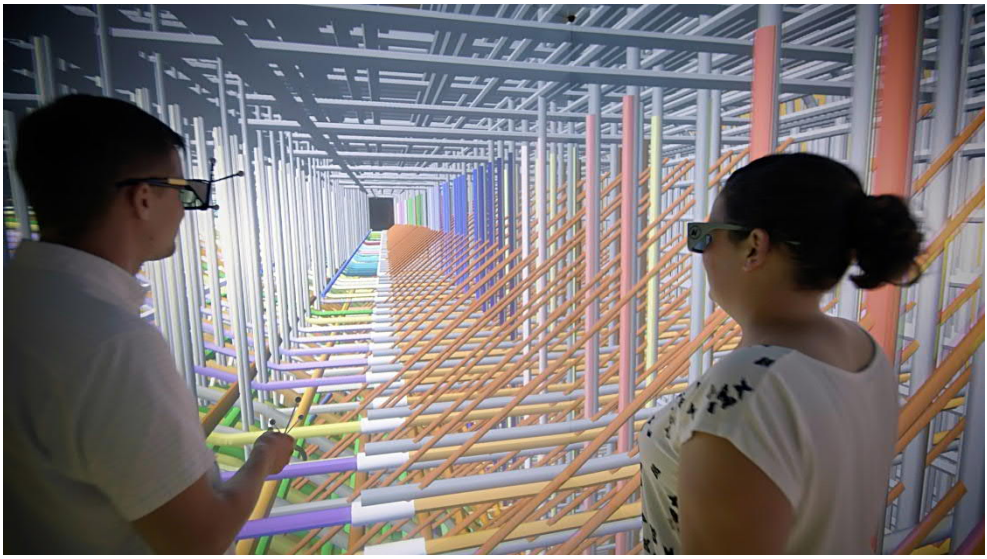


Abbildung 3: Visualisierung der Bewehrung in der CAVE (Quelle: Ed. Züblin AG)

Der Abstimmungsprozess zwischen Bauausführung und Planung wird überwiegend am 3D-Bewehrungsmodell durchgeführt. Die Verwendung von zweidimensionalen Plänen ist für den Einbau aufgrund fehlender räumlicher Informationstiefe einerseits und der enormen Menge an Plänen (ca. 400 Bewehrungspläne pro Kelch) andererseits nicht praktikabel.

Zur Anwendung kommt die gemeinsam mit Nemetschek Allplan für das Projekt Stuttgart 21 auf die Belange der Bewehrungsplanung weiterentwickelte Software „BIMplus“. Damit wird das Bewehrungsmodell unmittelbar an den Einbauort gebracht. In einem Plancontainer neben der Einbaustelle ist die entsprechende EDV mit Großbildschirm vorhanden, um die 3D-Visualisierung der Planung anzeigen zu können. Bauleiter und Poliere sind zudem mit Tablet-PCs ausgestattet, um jederzeit auf das Bewehrungsmodell zugreifen und so den Einbau direkt an der Einbaustelle kontrollieren zu können. Die extrem komplexen Einbauabfolgen der teilweise über 20 Lagen wurden im Rahmen der Arbeitsvorbereitung in Montagegruppen zerlegt. Der Bewehrungsverleger hat damit die Möglichkeit, die Bewehrung im Modell lagenweise ein- und auszublenden.

Zusätzlich wurde im High-Performance Computing Center der Universität Stuttgart (HLRS) das 3D-Bewehrungsmodell im Maßstab 1:1 in der sogenannten „CAVE“ projiziert. Die begehbare Visualisierung in der CAVE konnte als weitere Diskussionsplattform genutzt werden, um die notwendigen Belange der Herstellbarkeit in die Ausführungsplanung einfließen zu lassen.

2.3 Die Betontechnologie

Insgesamt werden für das Schalendach 35.000 m³ Beton, verteilt auf 10 Bauabschnitte, verbaut. Bei Betondispositionen sind maximal mögliche Tagesleistungen bis 750 m³ Beton für die Kelchbetonagen zu berücksichtigen. Die Menge ergibt sich aus der zur Verfügung stehenden Arbeitszeit und der maximalen Betoniergeschwindigkeit für den sensiblen Sichtbeton. Für die Weißbetonbetonagen steht eine große Mischanlage mit eigens dafür vorgesehenem Silo auf der Baustelle zur Verfügung.

Aus dem Entwurf von ingenhoven architects sowie den technischen Anforderungen des Schalendachs ergaben sich zahlreiche außergewöhnliche Kriterien, die der zum Einsatz kommende Beton erfüllen muss.

Im Vordergrund stand zunächst die Forderung, einen Weißbeton mit definiertem Reflexionswert zu verwenden. Dieser muss aus statischen Gründen eine sehr hohe Festigkeit aufweisen (C50/60). Trotz der hohen Festigkeit darf der Beton zur Vermeidung von Rissen nur eine niedrige Hydratationswärme entwickeln.

Für den Brandschutz müssen geeignete PP-Fasern beigesetzt werden; diese wirken sich jedoch ungünstig auf die Fließfähigkeit des Betons aus.

Um all diese - teilweise konträren - Forderungen erfüllen zu können, wurden zahlreiche Versuche mit über 200 Versuchskörpern durchgeführt. Federführend bei diesen Testreihen waren der zum STRABAG-Konzern gehörende Servicebetrieb TPA GmbH, Bereich Betontechnologie International, sowie der Betonlieferant, die Fa. Godel Beton GmbH. Begleitet wurden die Versuche durch verschiedene, den Architekten und Bauherrn beratende Gutachter und Materialprüfanstalten.

Im Ergebnis kommt ein Gemisch aus CEM I als Weißzement und einem sehr hellen CEM III zur Begrenzung der Temperaturentwicklung auf maximal 70° C zum Einsatz.

Der Nachweis des baulichen Brandschutzes erfolgte über den Nachweis der Betonabplatztiefe im Brandfall. Hierzu wurden bei der MFPA Leipzig GmbH umfangreiche Brandversuche an Probekörpern mit Weißbeton mit verschiedenen Betonkörnungen und PP-

Faserzuschlägen durchgeführt. Das Ergebnis der Brandversuche bestätigte für die zum Einsatz kommenden Betone eine sehr geringe mittlere Abplatztiefe von ca. einem Zentimeter ohne Ausfall der äußersten Bewehrungslage (Stahltemperatur < 300 °C). Eingesetzt für das Schalendach wird die Betonfestigkeitsklasse C50/60 mit 2 kg PP-Fasern mit Faserlänge 3 mm und i.d.R. der Betonkörnung 0/16.

Weiterhin wurde das Einbringen des Betons in die doppelt gekrümmten Schalungen mit Deckschalung an der Kelchoberseite getestet. Die Positionen der Rüttelgassen und der Betoneinbringöffnungen müssen exakt geplant werden. Das Führen der bereits in die Schalung eingebauten Betonrüttler erfolgt mit in die sehr dichte Kelchbewehrung eingebauten Stahlwendeln. Mit dem Betoniervorgang werden die so geführten Betonrüttler innerhalb der Wendeln nach oben gezogen. Außerdem werden im Bereich der teilweise relativ dünnen Kelchschale gekantete Blechrinnen zur gezielten Betoneinbringung eingebaut, die im Beton verbleiben. Diese sind innerhalb der oberen und unteren Bewehrungslagen positioniert und müssen bei der Bewehrungsplanung ebenfalls berücksichtigt werden.

2.4 Die Schalung

Die herzustellende doppelt gekrümmte Sichtbetonfläche des gesamten Schalendachs umfasst insgesamt knapp 50.000 m².

Die Grundlage für die Fertigung aller Schalungsteile an den Sichtbetonoberflächen, ist das 3D-Modell des Architekten. Im Modell vorgegeben sind sämtliche im Endzustand sichtbaren Schalhautfugen, die durch die Schalkörper und Schalkörperstöße abzubilden sind.

Abbildung 4: Schalungsherstellung bei ZÜBLIN Timber GmbH (Foto: Achim Birnbaum)

Die durch die ZÜBLIN Timber GmbH gefertigten Schalkörper werden aus vorgefertigten Brettsperrholzplatten mittels CNC-gesteuerten Fräsrobotern gefräst. Hierbei werden die Brettsperrholzplatten in ihren Dicken fein abgestuft, um den Materialverbrauch effizient zu halten. Die Planung für das sogenannte Produktionsmodell (Rohkörper) resultiert aus dem 3D-Modell. Fräsungen erfolgen oberseitig und an allen Seitenflächen einschließlich der Nuten für die Dichtung. Im weiteren Schritt wird durch Schleifen von Hand nachgearbeitet.

Für jeden Kelch sind 82 großformatige Schalungsteile erforderlich. Insgesamt werden für das Schalendach 550 unterschiedliche Schalkörper benötigt. Die Qualitätskontrolle erfolgt durch einen genauen Scan der Oberfläche. Dieser Scan wird mit dem 3D-Modell abgeglichen. Im Bedarfsfall kann an Stellen mit zu großen Abweichungen entsprechend nachgearbeitet werden.

Begonnen wurde mit der Herstellung der ersten Kelchfüße im Jahre 2017. Die Schalung eines Kelchfußes besteht aus vier großen senkrecht stehenden Schalungsteilen, die außenseitig horizontal durch Stahlriegel umspannt werden. Gemäß Abstimmung mit dem Architekten erfolgt keine Durchankerung im Bereich des Fußes. Da aufgrund der Längs- und Querneigung der gesamten Bahnhofshalle alle Kelche unterschiedlich hoch sind, ist der Ausgleich der variierenden Höhen im Bereich der Kelchfüße durch die Verwendung dreier verschieden hoher Schalsätze und jeweils zugehörigen Verlängerungselementen durchzuführen, die unten an die Kelchfußschalung montiert und am Stoß oberflächenbündig verspachtelt werden.

Nach Fertigstellung der Kelchfüße erfolgt der Aufbau der Hauptkelchschalung. Diese wird auf einem extra für dieses Projekt entworfenen Traggerüst der Firma Robusta-Gaukel GmbH und Co. KG aufgesetzt. Insgesamt werden 12, wie Tortenstücke in Einzelsegment unterteilte Schalungselemente zu einer kompletten Schalung zusammengefügt. Hierbei ist die Reihenfolge für Montage- und Demontage genau vorgegeben. Sämtliche Verbindungselemente der einzelnen Schalungssegmente sind auf diese Reihenfolge abgestimmt. Ein Verfahren der Traggerüstsegmente mit aufmontiertem Schalungskörper erfolgt mit einem speziell entwickelten Hydraulikwagen, bei dem jeder einzelne Kontaktpunkt zum Traggerüst einzeln und zur Justierung präzise steuerbar ist.

Trotz des sehr hohen Bewehrungsgewichts - teilweise mehr als 20 Lagen Bewehrung – müssen Eindrückungen der aus weißem Faserzement gefertigten Betonabstandshalter auf die Schalhautoberfläche verhindert werden. Dazu kommen in den Trogwänden am Übergang zum Schalendach speziell angefertigte galgenförmige und biegesteife Stahlgitterträger zum Einsatz.

Die Lagegenauigkeit der Verbügelung im Hutzenbereich wird durch eine aufwändige Stahltraversen-Konstruktion sichergestellt, die in das Schalendach einbetoniert wird.

Nach dem Einbau der Bewehrung wird die Deckschalung geschlossen. Dabei ist zwingend sicher zu stellen, dass die Schalung dicht ist, weshalb das Schließen erst nach dem Aufmessen jedes einzelnen Abstandhalters und daraufhin erfolgter Freigabe erfolgt. Hierbei ist ein Nachjustieren der Schalungskörper möglich, um verbliebene herstellbedingte Oberflächenversätze zu minimieren. Hierzu lassen sich die auf den Schalteilen montierten Stahlgurtungen durch Spindeln am Stoß fein justieren. Eine Kontrolle auf Dichtheit und Passfähigkeit an den Stößen ist dann nur noch über die Passfähigkeit von Stahlbolzen an der Schalungsaußenseite und mit Kamerabefahrung möglich.

Nach dem Ausschalen der Kelche erfolgt die Beurteilung der Oberflächenqualität.

Auffällig ist die Farbentwicklung des Weißbetons kurz nach dem Ausschalen, da der Beton teilweise eine dunkelblaugraue Farbe zeigt, die sich erst mit zunehmenden Betonalter und Sauerstoffzutritt weiß entwickelt. Diese frühe Dunkelverfärbung beruht zum einen auf betontechnologisch unvermeidbaren Reaktionen im Abbindeprozess der verwendeten Zemente. Zum anderen resultiert sie aus der Tatsache, dass der Ausschalvorgang ca. 3-4 Wochen dauert. Im Bereich jedes Schalungssegments sind nach dem Ausschalen zunächst zwei Stahlstützen am Kelchrand zu installieren. Diese sollen im Bauzustand für den Kelch unverträgliche Lasten, Spannungen und Verformungen aufnehmen bzw. vermeiden. Auch hier mussten die Aufnahmepunkte in Lage und Gestalt mit dem Architekten abgestimmt und bei der Bewehrungsplanung berücksichtigt werden.

Abbildung 5: Erster ausgeschalter Randkelch mit Nachunterstützung im Randbereich (Foto: Achim Birnbaum)

3 Fazit

Das Projekt Stuttgart 21 mit dem Bau des neuen Tiefbahnhofs stellt aufgrund der einzigartigen Architektur der Halle sehr hohe Anforderungen an die Planung und die Bauausführung. Um dieses äußerst komplexe Bauwerk herstellen zu können, sind aufwendigste Vorbereitungen in der Planung, der Planprüfung sowie neu entwickelte Lösungen für die Ausführung mit höchster Präzision erforderlich.

Informieren Sie Sich auch auf YouTube über ZÜBLIN und das Projekt S21: https://youtu.be/Zp4PJN1KMEI

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Der Ingenieur in der Verantwortung als Dienstleister für die Gesellschaft

Norbert Gebbeken

Institut für Statik, Forschungszentrum RISK, Universität der Bundeswehr München, Werner-Heisenberg-Weg 39, 85577 Neubiberg, norbert.gebbeken@unibw.de

Zusammenfassung: Es hat lange gedauert, bis mir bewusst wurde, dass, plakativ gesprochen, die Technik die Gesellschaft nicht versteht und die Gesellschaft die Technik nicht. Es waren verschiedene Schlüsselerlebnisse (Veranstaltung zu Großprojekten, Diskussion um „Flächenfraß“, etc.), die mich veranlassten, gesellschaftliche Aspekte unseres beruflichen Tuns stärker in den Fokus zu rücken und unsere gesellschaftliche Verantwortung zu reflektieren. In diesem Prozess ergaben sich zwei Kooperationen mit nicht technischen Einrichtungen bzw. Experten. Im Jahr 2012 konnte ich gemeinsam mit der Fakultät für Sozialwissenschaften an der Universität der Bundeswehr das Forschungszentrum RISK (Risiko, Infrastruktur, Sicherheit und Konflikt) gründen, in dem wir u.a. technische Fragestellungen im Kontext gesellschaftlicher Implikationen multidisziplinär behandeln. Und im Jahr 2013 ergab sich für die Bayerische Ingenieurekammer-Bau die Möglichkeit der Kooperation mit der Akademie für Politische Bildung in Tutzing. Alle Themen der Ingenieurekammer-Bau, die von besonderer gesellschaftlicher Relevanz sind, werden seit 2013 als Kooperationsveranstaltung mit der Akademie für Politische Bildung in Tutzing besprochen, um alle gesellschaftlichen Gruppen zu erreichen. Dieser Beitrag zeigt an Beispielen unsere Rolle als am Bau tätige Ingenieure in der Gesellschaft.

1 Warum wird die Umwelt baulich gestaltet?

Insbesondere bei der jüngsten Diskussion um den „Flächenverbrauch“ stehen wir Bauingenieure in der Gesellschaft mit in der Kritik. Aber wir bauen ja nicht um des Bauens Willen, sondern weil wir gesellschaftliche Forderungen erfüllen, die an uns herangetragen werden. Es wird in der Gesellschaft aus meiner Sicht zu wenig darüber reflektiert, warum wir bauen und welche Bedeutung die Bauwirtschaft für unsere Volkswirtschaft hat. In Deutschland beträgt das nominale Bauvolumen jährlich etwa 335 Mrd. Euro. Zum Vergleich: der Inlandsumsatz der Automobilindustrie beträgt etwa 150 Mrd. Euro. Die erheblichen Investitionen in die bauliche Infrastruktur (soziale und technische Infrastrukturen) werden

wesentlich durch die Gesellschaft initiiert und sind damit zum Wohle der Gesellschaft. Es zeigt sich jedoch, dass unterschiedliche Gruppen in der Gesellschaft das „Wohl der Gesellschaft - Gemeinwohl“ unterschiedlich interpretieren. Aus den globalen Herausforderungen (Klimawandel, Verstädterung, demografischer Wandel, Mobilität, Digitalisierung etc.) und den gesellschaftlichen Forderungen nach der Gestaltung der gebauten Umwelt, ergeben sich Konsequenzen, die mehr und mehr zu Konflikten führen. Die kann man aber nicht den am Bau Tätigen anlasten, sondern das sind gesellschaftliche Konflikte, die nur im gesellschaftlichen Diskurs gelöst werden können, wobei wir als Ingenieure auch Teil der Gesellschaft sind und uns deswegen zu Wort melden müssen, als Experten und als Mitbürger.

Ich möchte das gesellschaftliche Konfliktpotential an einem konkreten Beispiel der sozialen kommunalen Infrastruktur verdeutlichen. Bildung ist in Deutschland systemrelevant. Alle wollen bessere Bildung, mehr und besser ausgebildete Lehrer und eine zukunftsweisende gesunde Bildungsinfrastruktur, in der eine „artgerechte Haltung“ von Schülerinnen und Schülern über den ganzen Tag hin möglich ist. Bis hierher wird man eine hundertprozentige Zustimmung in der Bevölkerung erhalten. Doch nun kommt es zu einem konkreten Projekt. München ist die am stärksten wachsende Großstadt Deutschlands. Dazu kommt, dass ein immer größer werdender Anteil eines Jahrgangs aufs Gymnasium geht. Wir benötigen also mehr Gymnasien in München. Wir stellen aber auch fest, dass wegen mangelnder Investitionen in den Bauunterhalt einige Schulgebäude quasi verfallen sind. Parallel dazu haben sich Baustandards verschärft. Der globale Klimawandel und die gesellschaftliche Forderung nach Nachhaltigkeit haben zur neuen Energieeinsparverordnung geführt. Diese Verordnung entstand aufgrund gesellschaftlicher Forderungen. Konsequenz: Die neuen Standards verteuern das Bauen, also auch den Schul- und Wohnungsbau. Das Gleiche gilt z.B. für den Brand- und Schallschutz. Die Vorschriften werden von Fachleuten gemacht, sie sind aber gesellschaftlich und damit politisch veranlasst. Das sind bauliche Rahmenbedingungen. Beachten wir all diese Vorschriften, dann stellt man fest, dass die Gebäude des Münchener Wilhelm-Hausenstein-Gymnasiums (WHG) nicht zu retten sind. Die politische Entscheidung, einvernehmlich mit dem Bezirksausschuss getroffen, heißt, Neubau des WHG auf einem noch zu suchenden Grundstück, dann Abriss des alten WHG und auf dem bestehenden Schulgrundstück Neubau eines neuen Gymnasiums. Der Beschluss erfolgt einstimmig. Ein geeignetes Grundstück für den Ersatzneubau des WHG wird im etwa 2 km entfernten Fideliopark gefunden. Und schon formiert sich der Widerstand. Ja natürlich sind alle für das neue Gymnasium. Aber doch bitte nicht hier. Denken Sie an die spielenden Kinder, die Hunde, das Grün, Flora und Fauna. Flächenfraß. Die bestehende verkehrliche Infrastruktur kann die vielen SUVs der taxifahrenden Helikoptereltern nicht aufnehmen. Der Bürgerprotest ist formiert. Bildung - Ja. Bildungsinfrastruktur – Bitte nicht hier. Das globale BANANA-Phänomen schlägt auch hier zu (BANANA - Build Absolutely Nothing Anywhere Near Anybody). Einsprüche, Klagen, Verzögerungen. Ein ähnliches Szenario könnte ich für den Fall einer Verkehrsentlastung einer Gemeinde aufzeigen. Menschenschutz gegen Naturschutz. Erbitterte Kämpfe. Und es stellt sich die Frage – Was ist hier Gemeinwohl?

Halten wir fest: *Die Gestaltung der gebauten Umwelt ist ein gesellschaftlicher Auftrag. Die dadurch entstehenden Konflikte sind gesellschaftliche Konflikte. Architekten und am Bau tätige Ingenieure bieten bestmögliche alternative Lösungen an. Welche davon, oder ob sie überhaupt realisiert werden, das entscheidet die Gesellschaft.*

In den Prozess der Bürgerbeteiligung sollten wir uns verantwortungsbewusst einbringen. Nicht nur mit technischer Expertise, sondern indem wir zuhören und die Wünsche der Bevölkerung bei der Planung beachten. Oft werden dadurch verschiedene Interessen synergetisch gebündelt und ein Konsens erzielt. Partizipation ist ein hohes Gut. Wir Ingenieure müssen lernen damit umzugehen.

Indem wir die Umwelt nachhaltig baulich gestalten und damit Gesellschaft mitgestalten, müssen wir uns unserer Verantwortung als Ingenieure bewusst sein.

2 Verantwortung und Ethik

Vor dem Hintergrund der obigen Ausführungen müssen wir uns fragen, ob wir uns unserer Verantwortung in der Gesellschaft hinreichend bewusst sind. Reicht ein Ingenieurseid, wie er in der Musterberufsordnung der Bundesingenieurkammer niedergelegt ist? Sollten wir im Lehrplan ein Fach Ethik vorsehen? Hans-Ulrich Mönnig schreibt im Deutschen Ingenieurblatt 03/2017: „Aber die Berufung im Verständnis unserer Ingenieurtätigkeit zielt darauf ab, nach bestem Wissen und Gewissen dem Allgemeinwohl zu dienen. Wir tun dies nicht, weil wir es sollen, sondern weil wir es in unserer Verantwortung – also in unserer Berufung - wollen“. Das ist ein gutes Bekenntnis. Doch was ist Gemeinwohl? Wir haben oben am Beispiel des Gymnasiums gesehen, dass Gemeinwohl von unterschiedlichen gesellschaftlichen Gruppen völlig unterschiedlich definiert wird. Und, sind wir in unserer Berufsausübung wirklich frei? Wir sehr sind wir von unseren Auftraggebern abhängig? Wie verhalten wir uns, wenn das betriebswirtschaftliche Ergebnis unseres Unternehmens unser Tun leitet, möglicherweise gegen unsere ethischen Überzeugungen? In welcher Verantwortung stehen wir gegenüber unseren MitarbeiterInnen? Mönnig führt in seinem Beitrag den Dresdner Moralkodex für europäische Ingenieure von 1998 auf. Er beinhaltet drei wichtige Punkte:

1. Europas Ingenieure erbringen ihr Werk in Verantwortung vor der Menschheit, der Umwelt und sich selbst. Ihr Schaffen dient dem Wohl und der Fortentwicklung der Gesellschaft ….
2. Europas Ingenieure achten die Leistung ihrer Berufskollegen. Sie messen ihre Kräfte in einem fairen Wettbewerb der Qualität und Effizienz zum Vorteil des Verbrauchers und zum Schutz der Umwelt.
3. Europas Ingenieure nehmen in der Gegenwart und in der Zukunft aktiv an der Gestaltung der Gesellschaft teil. Durch Innovation und Kreativität fördern sie Ingenieurskunst und Baukultur. Sie geben sich eine Ordnung, die ihren hohen ethischen Ansprüchen genügt.

Das liest sich wunderbar. Doch ich habe mit diesen Bekenntnissen meine Probleme. Warum? Weil in der Praxis immer wieder anders gehandelt und agiert wird. Versteckt man sich hinter „Lippenbekenntnissen“? Woran liegt die Diskrepanz zwischen Denken, Sagen und Handeln? Vielleicht daran, dass die Begriffe so unscharf sind und damit deutungsfähig? Das möchte ich mit folgenden Fragen verdeutlichen.

- Verantwortung klingt gut. Doch wie priorisieren wir unsere unterschiedlichen Verantwortlichkeiten?

- Was ist das Wohl der Gesellschaft? Wirtschaftlicher Fortschritt oder die Bewahrung der Umwelt?
- Was ist ein fairer Wettbewerb, wenn zu Dumping-Preisen angeboten wird?
- Was verstehen wir unter der Gestaltung der Gesellschaft? Die autogerechte Stadt der Zukunft? Die KI-gesteuerte Smart-City, die uns zu Objekten werden lässt?
- Was sind unsere ethischen Ansprüche? Wem gegenüber?

Fragen über Fragen, die jeden Berufseid Beliebigkeit werden lassen. Reicht nicht der Kant'sche kategorische Imperativ oder die Goldene Regel der praktischen Ethik: „Behandle andere so, wie du von ihnen behandelt werden willst." Wir haben an der Universität der Bundeswehr ein verpflichtendes Studium Generale. Technikwissenschaftler müssen an gesellschaftswissenschaftlichen Lehrveranstaltungen teilnehmen und umgekehrt. Doch so gut der Ansatz auch ist, er sollte meines Erachtens auf die Tätigkeit des Ingenieurs in der Gesellschaft bezogen sein. Derzeit läuft das unabgestimmt nebeneinander her. Die Lehrveranstaltungen sollten verzahnt werden. Eine theoretische Ethik-Vorlesung ist wenig hilfreich. Es muss ein Bewusstsein „awareness" für Ethik und Verantwortung geschaffen werden. In der aktuellen „hitzigen" Diskussion um den zu reduzierenden Flächenverbrauch stehen wir als Ingenieure in der Verantwortung. Die Bayerische Ingenieurekammer-Bau ist dem Bündnis „Flächensparen" beigetreten. Das hat gleich Journalisten auf den Plan gerufen, die mich anriefen mit dem Tenor: Wie, ihr wollt doch bauen, dann könnt ihr doch nicht dem Bündnis beitreten, das Bauen massiv einschränkt. Ich habe dann den Journalisten unsere gesellschaftliche Verantwortung erklärt und deutlich gemacht, dass das „Flächensparen" für uns Verantwortung und Herausforderung ist, innovative flächensparende Lösungen zu erarbeiten. Hierbei geht es um Innenentwicklung vor Außenentwicklung, Reaktivierung von Bestandsbauten, Dachausbaukonzepte, Aufstockungen mit leichten Baumaterialien, gemischte Nutzungskonzepte, Überbauungen von einstöckigen Verkaufsbauten oder Straßen, Forderung nach ökologischen platzsparenden Parkhäusern mit Dachbegrünung statt platzfressender Parkplätze, etc. Daraus wurden Presseartikel, die uns als grüne Ingenieure darstellten. Wir müssen uns also gesellschaftlichen Fragen stellen und kluge Antworten haben oder erarbeiten. Ich spreche manchmal von der Arroganz der Ingenieure, weil wir zu glauben wissen, was richtig ist. Doch häufig ist eher Demut angebracht.

Wenn wir uns fragen, was Verantwortung und Ethik bedeuten, dann werden wir bezüglich der Definitionen bei Max Weber fündig. Er unterscheidet zwischen Verantwortungsethik und Gesinnungsethik. Die Verantwortungsethik meint, dass bei Entscheidungen zwischen Handlungsalternativen die tatsächlichen Ergebnisse und deren Verantwortbarkeit im Vordergrund stehen. Die Gesinnungsethik bewertet Handlungen nach den eigenen Werten und Prinzipien, ungeachtet der nach erfolgter Handlung eingetretenen Folgen. Max Weber weist darauf hin, dass Verantwortungsethik und Gesinnungsethik möglichst miteinander verknüpft werden sollten. Die Ethik allgemein, befasst sich mit dem menschlichen Handeln, das sittlich bzw. moralisch sein soll. Wir müssen uns also auch mit unserer Verantwortung hinsichtlich der Erhaltung unserer Lebensgrundlagen beschäftigen, also mit der Natur, mit unserer Erde. Denn mit unseren baulichen Maßnahmen gestalten wir unsere Umwelt baulich und damit auch unsere Gesellschaft. Darf ich nun, wenn ich von meiner Gesinnung her ein strenger vegetarischer Ingenieur bin, einen Mastviehstall mit realisieren, der nicht dem Tierwohl dient? Oder liegt es in meiner Verantwortungsethik, den Mastviehstall so sicher zu bauen, dass durch das Gebäude „Stall" kein Schaden für Tiere

entstehen kann? Militante Tierschützer berufen sich auf die Gesinnungsethik, selbst wenn sie sich strafbar machen. So divergent kann Ethik sein.

Die Verantwortung für technische Projekte gehört im Sinne von Max Weber zur Verantwortungsethik, nicht zu Gesinnungsethik. Das darf aber nicht dazu führen, dass die Verantwortungsethik zum Freibrief für Ingenieure wird.

Im Zuge der schnell voranschreitenden Digitalisierung und der Künstlichen Intelligenz, wird, wie Soziologen kritisieren, die Zukunft als kalt dargestellt; nüchtern und technisch und in den Farben von Polareis, während sich die Menschen nach Wärme sehnen. Gelingt so die digitale Transformation von Technik und Gesellschaft? Welche Rolle nehmen in diesem Wandlungsprozess Ingenieure ein, der doch wesentlich von neuen Technologien, der Wirtschaft, der Politik und damit eigentlich von der Gesellschaft vorangetrieben wird? Da sich aber nicht nur Technologien wandeln, sondern mit ihnen auch Wertvorstellungen, erscheint Ethik möglicherweise als keine konstante Größe. Und damit stellt sich die Frage, worauf Verantwortung gründet.

Gerade wir Bauingenieure legen die baulichen Infrastrukturen auf eine Lebensdauer von 50 bis 200 Jahren aus. Dadurch ergibt sich eine besondere Verantwortung im Hinblick auf die Technikfolgenabschätzung. Technologien können sich schnell ändern, bauliche Infrastruktur nicht.

Halten wir fest: *Die Verantwortungsethik kann einklagbar sein, die Gesinnungsethik nicht.*

Wir müssen uns die Frage stellen, wie wir in der Gesellschaft wahrgenommen werden. Wie nehmen wir uns selbst wahr? Wie möchten wir wahrgenommen werden? Wie steht es um unser Können und um unsere Verantwortung? Und welche Rolle spielen die Medien? Der Beantwortung dieser Fragen wollen wir im Folgenden nachgehen?

3 Bau-Projekte in den Medien – Verzerrte Wahrnehmungen?

In der jüngsten Vergangenheit sind bauliche Großprojekte immer wieder in die Schlagzeilen geraten. „Deutschland kann keine Großprojekte mehr“, titelte der Spiegel 2014 [1]. BER, Stuttgart21, Elbphilharmonie und so weiter. Stimmt das? Nein, es stimmt nicht. Die Wahrnehmung ist lediglich so, weil über die gelungenen Projekte nicht geschrieben wird. Und hier wird etwas sehr deutlich, was besonders in jüngster Zeit vermehrt auch in der Gesellschaft diskutiert wird. Die Rolle der Medien. Schlechte Nachrichten und Katastrophen bringen die Klicks, nicht das, was als normal empfunden wird. Durch die Berichterstattung entsteht eine verzerrte Wahrnehmung, ja, gar eine verfälschte Wahrheit. Über gelungene Großprojekte wird nur in den Fachjournalen der Architekten und Ingenieure berichtet, nicht aber in überregionalen Tageszeitungen oder in Radio und Fernsehen, es sei denn, ein „bedeutender“ Politiker „schneidet das Band“ zur Eröffnung durch. Über die Verleihung der Finsterwalder Ingenieurbau-Preise, allesamt gelungene Großprojekte, berichteten überregionale Zeitungen bisher nicht, obwohl sie an prominenter Stelle im Ehrensaal des Deutschen Museums in München verliehen werden. Über die Denkmalpflegepreise und die Preise „Bauen im Bestand“ – keine Schlagzeile. Bei der Verleihung der Preise im Publikum

nur Kolleginnen und Kollegen, eventuell ein betroffener Bürgermeister. Alles großartige gelungene Klein- und Großprojekte, die zeigen, was wir technologisch können und wie wir mit der gebauten Umwelt und unserer Baukultur pfleglich, behutsam und verantwortungsvoll umgehen. Interesse der Medien und der Öffentlichkeit daran – quasi null. Deswegen ist es für Repräsentanten unserer Profession eine besondere Verantwortung, im besten Sinne Lobbyarbeit zu betreiben und unser Tun öffentlichkeitswirksam darzustellen. In dieser Verantwortung stehen wir für unsere Profession.

4 Großprojekte anderer Technologie-Bereiche

Immer wieder höre ich bei Veranstaltungen, vor allem bei BIM-Veranstaltungen, dass andere Technologiebereiche digitaler, produktiver und fortschrittlicher sind. Die Bauwirtschaft möge sich diese Technologiebereiche zum Vorbild nehmen. Ist das eine gute Empfehlung? Um das herauszubekommen ist es sinnvoll, sich mit Großprojekten anderer Technologiebereiche zu beschäftigen. Wie sieht es weltweit mit Großprojekten im Automobilbau aus, oder in der Luft- und Raumfahrtindustrie, oder bei der IT? Alles Technologien, die bei der Digitalisierung führend sind. Erst virtuell planen und bauen, dann real bauen. Die Digitalisierung wird derzeit von vielen, insbesondere von den zuständigen Ministern als Allheilmittel angesehen. Ist sie aber nicht. Das kann man nach einer Analyse feststellen. Beispiele: Im Jahr 2015 explodiert eine unbemannte Falcon-9-Rakete des privaten Unternehmens SpaceX wenige Minuten nach dem Start. Die Rakete sollte im Auftrag der NASA Nachschub zur Raumstation ISS bringen. Wieso explodiert die Rakete, die doch vollständig digital geplant und konstruiert, mehrfach verbessert und vorher getestet wurde? Boeing-Dreamliner – weder im Zeit-, noch im Kostenrahmen. Auslieferung um mehr als drei Jahre verzögert. Die Kosten explodierten. Boeing 737 Max. Nach zwei Abstürzen wurde im März 2019 ein Flugverbot erteilt, das immer noch gilt. Wieso passiert so etwas in einer fast vollständig digitalen Industrie? Die digitalen Zwillinge waren doch alle im Computer vorgeplant, entwickelt und mehrfach getestet. Airbus A380. In etwa die gleiche Problematik. Jetzt sogar eingestellt. A 400M, der Militärtransporter, ein großes europäisches Prestigeprojekt, 2003 in Auftrag gegeben, sollte 2008 in Serienproduktion gehen, erst zwei Jahre später, also 2010, Serienproduktion, erst 2013 erster operativer Einsatz nach unzähligen Tests und Testflügen, 2015 Absturz einer Maschine bei Sevilla. Fast neun Jahre Verzögerung, Kostensteigerungen ca. 1,5 Milliarden. Autoindustrie. Die Autos werden heute vollständig digital im Computer entworfen und entwickelt. Die Montage erfolgt zunächst in der digitalen Fabrik, also vollständig im Computer. Warum, so fragt man sich, werden dann noch bis zu zweihundert Prototypen unter den verschiedensten Bedingungen getestet? Nun, um Fehler abzustellen, die die digitalen Modelle doch noch nicht erkannt haben. Digital planen heißt, mit Modellen planen. Und Modelle sollen der Realität nah kommen, sind aber nicht die Realität. Und, Prototypen sind oft deutlich teurer als die Serienmodelle. Und wie ist es am Bau? Dürften wir die Elbphilharmonie erst einmal als Prototyp bauen, dann könnten wir schon nach diesem ersten Prototyp sehr präzise Angaben über Kosten, Zeit und Technik machen. Wir können in der Bauwirtschaft aber nicht an Prototypen experimentieren. Unser Prototyp ist als Einzelstück das Auslieferungsprodukt. Ein Serienmodell soll es ja nicht werden. Wir bauen einmalige Unikate. Keine andere Technologie unterliegt derart hohen Herausforderungen wie die Bautechnologie. Das macht sich kaum jemand klar. Man verlangt von uns einen einmaligen Prototyp (Unikat) zum Preis eines Serienmodells. Aber. Die Elbphilharmonie funktioniert. Die unrealistisch prognostizierten Kosten und der

unrealistisch angenommene Zeitrahmen wurden nicht eingehalten, wie bei vielen Großprojekten anderer Technologien weltweit auch. Aber sie ist ein weltweit gerühmtes funktionierendes Unikat. Das neue Wahrzeichen Hamburgs, das Besucher wie Magneten anzieht.

Halten wir fest: *Vergleicht man Produkte unterschiedlicher Technologiebereiche und die Notwendigkeit des Prototypenbaus, den es in der Bauwirtschaft nicht gibt, dann kann man feststellen, dass offensichtlich die Ingenieure am Bau die digitale Modellbildung am besten beherrschen. Sie sind sich ihrer Verantwortung bewusst, komplexe Unikate sicher und wirtschaftlich zu bauen. Sie leisten damit einen wesentlichen Beitrag zur baukulturellen Identität einer Gesellschaft.*

5 Problemanalyse

Wir müssen uns die Frage stellen, warum bei so vielen Großprojekten aller Technologiebereiche (unrealistische) Kosten- und Zeitvorgaben nicht eingehalten werden (können). Bei Recherchen stieß ich auf eine Untersuchung von Wissenschaftlern der Universitäten Oxford und Harvard aus dem Jahr 2015 [4], die in der FAZ vorgestellt wurde [3]. In dieser Studie haben die Autoren mehr als 2000 Großprojekte aus 104 Ländern und 6 Kontinenten ausgewertet. Das Ergebnis: Drei Viertel der Großprojekte aller Technologien sind nicht nach Plan verlaufen. Für Großprojekte scheint es ein typisches Schema zu geben: „Die Kosten werden systematisch unterschätzt, der wirtschaftliche Nutzen dagegen überschätzt“, so die Studie. Verhaltensforscher beschäftigen sich damit, warum sich Menschen nicht immer rational verhalten – auch nicht, wenn sie die Verantwortung für Großprojekte haben. „Die am Projekt Beteiligten denken insgesamt viel zu optimistisch und unterschätzen die Realisierungszeit“. Dazu kommt, dass Schwierigkeiten oft gar nicht oder nicht früh genug kommuniziert werden. Das hängt mit der Projektkultur zusammen. Einerseits befürchtet der Überbringer schlechter Nachrichten Nachteile, andererseits werden Probleme schlicht ignoriert. In der Studie spricht man von „Hiding Hand“ und „Providential Ignorance“. Darüber hinaus wird festgestellt, dass die Kombination von Ignoranz und Macht für Großprojekte fatal ist. Wird Ethik bei bestimmten (politisch motivierten) Projekten ignoriert?

Halten wir fest: *Unabhängig von der Technologie sind Großprojekte weltweit eine große Herausforderung. Bei fast 75% werden prognostizierte Kosten und Zeit nicht eingehalten. Ist das verantwortungslos?*

6 Bauliche Großprojekte – Soll=Ist

Reden wir als nächstes kurz über bauliche Großprojekte, die abgeschlossen wurden wie erwartet.

Der neue Flughafen München, die Allianz Arena, Legoland Deutschland, Therme Erding, der Gotthard Tunnel, A8 Augsburg-München, Luise-Kieselbach-Tunnel in München und viele andere Projekte zeigen, dass wir sehr wohl Großprojekte „nach Plan“ realisieren können.

Halten wir fest: *Es gibt genügend gelungene Großprojekte. Man sollte jeweils analysieren, warum sie gelangen. Das wird aber nicht gemacht.*

In Gesprächen zeigt sich immer wieder, worauf es ankommt. Auf die Qualität von Menschen und Bauprodukten, auf realistisch kalkulierte Angebote und auf offener und transparenter Risikobetrachtung und Risikokommunikation. Darüber hinaus gibt der Bauherr die Spielregeln vor. Er bestimmt wesentlich die Kultur am Bau. Dieser Verantwortung ist er sich meistens nicht bewusst.

7 Großprojekte allgemein – Problemanalyse

Versuchen wir, soweit es uns anhand der verfügbaren Dokumente gelingt, herauszuarbeiten, wo die Fehler allgemein bei Großprojekten oft liegen. In verschiedenen Quellen findet man Zusammenstellungen von identifizierten Fehlern. Hier eine Zusammenfassung aus Studien der Hertie School of Governance, „Roland Berger“ und „Computerwoche“:

- Budget und Zeitvorgaben unrealistisch – Kostenbekanntgabe vor Planung! > der Fluch der ersten Zahl.
- Einzigartigkeit des Projektes > Über-Optimismus
- Projektziele unklar – Grundlagenermittlung unvollständig (Bauen im Bestand!)
- Unterschätzte Komplexität von Projekt und Projektstruktur > OR?
- Mangelnde Risikokultur – Erkennen, Analyse, Beachten, Kommunizieren
- Unzureichende Feinplanung > Detaillierungsgrad > Skalenübergänge km>mm
- Mangelnde Abstimmung, Nahtstellenproblematik
- Holpriges Berichtswesen – Ängste „Überbringer „schlechter“ Nachrichten“
- Fehlerhafte Kommunikation und Missverständnisse
- Ungeklärte Verantwortlichkeiten
- Überlastung von Projektleitern und Mitarbeitern
- Unausgereifte Technologien – 4-6-Augen-Prinzip
- Menschliches „Mit-Gegen-Einander“

Darüber hinaus gibt es immer wiederkehrende Management-Fehler:

- Das Produkt muss unbedingt vor dem Konkurrenzprodukt auf dem Markt sein (z.B. Dreamliner, A380).
- Strategische Täuschung.
- Einkäufer drücken die Preise derart, dass die Qualität leidet. Einkäufer erhalten Boni als Prozentanteil vom „Eingesparten“.
- Markstrategen hören nicht auf Techniker.

- Von Technikern erkannte Fehler und Risiken werden ignoriert.

Kann man, wenn man die oben genannten Punkte analysiert, davon sprechen, dass Projektbeteiligte verantwortungsbewusst handeln? Gibt es hier weder eine Gesinnungs- noch eine Verantwortungsethik?

Die Gründe für Probleme bei Großprojekten allgemein lassen sich auf bauliche Großprojekte übertragen, wie wir im Folgenden sehen werden.

8 Bauliche Großprojekte

Bei großen Bau-Projekten müssen wir unterscheiden zwischen Neubau-Projekten und Sanierungs-Projekten, also meistens dem Erhalt von Bestandsbauten, die von besonderer Bedeutung für die Kultur sind, also auch für die Baukultur. Beim Bauen im Bestand, insbesondere bei Baudenkmälern, gibt es häufig keine Bauunterlagen, man kann nur bedingt in die Struktur hineinschauen und man weiß nicht, wie die Qualität der Baumaterialien und die Gründungssituation ist. Deswegen ist die Grundlagenermittlung beim Bestandsbau besonders schwierig und risikobehaftet. Mit Überraschungen ist immer zu rechnen. Es liegt in der Verantwortung der Beratenden Ingenieure hierauf hinzuweisen. Doch leider wird von Auftraggebern, gerade beim Bestandsbau, die Bedeutung der Grundlagenermittlung unterschätzt.

Bei baulichen Großprojekten liegen die Kostenüberschreitungen nach [11] im Mittel bei 44%. Die Streubreite ist jedoch immens, wie folgende Beispiele zeigen:

- Opernhaus Sydney (1959-1973): Kostensteigerung 1400%
- Olympische Spiele Griechenland (2000-2004), Zuschlag 1997. Budget stieg von 4,6 auf 11,2 Milliarden Euro. Kostensteigerung 240%.
- Olympische Spiele London (2006-2012), Zuschlag 2005, von 5,5 Mrd. auf ca. 12 Mrd., 118% Kostensteigerungen
- Drei-Schluchten-Staudamm in China (1993-2008) 402% Kostensteigerungen
- Elbphilharmonie, 2006-2013, 2016 eröffnet – Soll 352 Mio., Ist 865 Mio., 146% Kostensteigerungen, Bauzeitverlängerung 200%
- BER: geplant 2,5 Milliarden, jetzt ca. 6 Milliarden, 140% Kostensteigerungen, Bauzeit: Soll 2,5 Jahre, jetzt schon 9 Jahre

Derartige Abweichungen von den (unrealistischen) Vorgaben sollte es nicht geben. Sie sind der Gesellschaft nicht zu vermitteln. Wer ist hierfür verantwortlich? Wer gibt nicht verifizierte Kosten und Bauzeiten bekannt (Der Fluch der ersten Zahl)?

Wie ist es mit der Fehlerkultur? Lassen sich „Fehler am Bau“ zuordnen? Es gibt zwei Untersuchungen zu Fehlern am Bau, die nach dem Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall 1996 vom Verband der Prüfingenieure und vom TÜV bei den angeordneten Bauwerksüberwachungen festgestellt wurden. Sie beziehen sich vor allem auf die standsicherheitsrelevanten Punkte. Beide Untersuchungen kommen praktisch zum gleichen Ergebnis:

- Planungsfehler 10-21%
- Ausführungsfehler 45-50%
- Bauleitungsfehler ca. 25%
- Materialfehler ca. 6%
- andere

Was heißt das konkret? Betrachtet man den hohen Anteil von Ausführungsfehlern, dann wird deutlich, dass häufig nicht so gebaut wird wie geplant wurde. Es gibt also ein Problem bei der Nahtstelle zwischen Planung und Ausführung. Dieses Problem wurde in Bayern teilweise dadurch behoben, dass der Prüfingenieur derjenige ist, der die unabhängige Bauüberwachung auf der Baustelle durchführt. Der Prüfingenieur trägt eine besondere Verantwortung und haftet persönlich.

Halten wir fest: *Unabhängiger Sachverstand und unabhängige Überwachungen helfen bei der Fehlervermeidung. Der hoheitlich beauftragte Prüfingenieur verfolgt keine Partikularinteressen. Er handelt nach der Verantwortungsethik.*

9 Es menschelt

Trotz aller Digitalisierung und Roboterisierung bleiben doch Menschen die interagierenden Akteure. Doch wie gehen wir miteinander um? Benötigen wir projektbegleitende Psychologen und Therapeuten? Nachfolgend werden einige Aussagen wiedergegeben, die ich während meiner Recherchen hörte oder las:

- Es gibt Bauherren, so ein bekannter deutscher Architekt, die behandeln ihre Planer wie Lakaien.
- Das Verhältnis zwischen AG und AN ist bei Infrastrukturprojekten inzwischen in der Regel desaströs.
- Es erfolgt keine Konfliktlösungsstrategie, sondern ein „Schwarze-Peter-Spiel“.
- Der Bauherr bestimmt die Spielregeln und das Klima am Bau. Dessen ist er sich meist nicht bewusst.
- Beim Geld hört die Freundschaft auf.
- Von Risiko will niemand etwas hören.
- Risiken werden fast immer beiseitegeschoben und ignoriert.
- Macht wird vorsätzlich ausgespielt.
- Das Spiel mit Behinderungsanzeigen ist unsäglich.
- Die Bauindustrie spricht von einer “Kultur des Gegeneinanders“.
- Standardsatz bei Besprechungen: Wir haben keine Fehler gemacht.
- Es wird betrogen – ohne Ende, so ein Fachanwalt für Baurecht.

- Banken und Juristen sagen doch inzwischen wo es am Bau lang geht.
- Außenstehende können gar nicht ermessen, wie bei Projektbesprechungen sich angefeindet, ja geschrien wird.

Kann da der Beruf noch Freude machen? Ja, es ist bei vielen Projekten zum Glück nicht so, wie es die Zitate vermitteln. Die Äußerungen machen aber deutlich, dass wir die Bedeutung der Menschen stärker beachten müssen. Man bekommt manchmal den Eindruck, dass Verantwortungsbewusstsein, Moral und Ethik im täglichen Projektbetrieb nicht vorkommen. Das müssen wir ändern.

10 Vorschläge der Reformkommission

Die Bundesregierung hat im Jahr 2013 eine Reformkommission „Bau von Großprojekten" einberufen, die im Jahr 2016 den Endbericht [8] vorgelegt hat. Im Endbericht stehen 7 wesentliche **Ursachen für Fehlentwicklungen**:

1. Die Baukosten werden häufig bereits beziffert, bevor belastbare Planungen vorliegen. Die Schätzungen sind zum Teil politisch motiviert, vernachlässigen bestehende Risiken und liegen häufig deutlich unter den tatsächlich zu erwartenden Kosten.
2. Eine ungenaue Ermittlung der Bauherrenwünsche sowie die unzureichende Berücksichtigung der Besonderheiten des Projektes bei Planungsbeginn führen zum Teil zu kostenträchtigen Änderungen.
3. Großprojekte werden nicht immer detailliert genug geplant. Eine unzureichende Kooperation der Beteiligten führt zu inkompatiblen Teilplanungen. Zudem wird mit Baumaßnahmen teilweise bereits begonnen, bevor die Planung abgeschlossen ist. Dies führt in der Regel ebenfalls zu kostenintensiven Korrekturen.
4. Kein Projekt ist risikofrei. Trotzdem fehlt oft ein frühzeitiges und kontinuierliches Risikomanagement. Selbst wenn Risiken betrachtet werden, finden sie in der Regel keinen Eingang in das veranschlagte Projektbudget. Der Eintritt von Risiken ist eine häufige Ursache für Kostensteigerungen und Terminüberschreitungen.
5. Die Bauherrenkompetenz, aber auch die Managementkompetenz in Unternehmen, genügen nicht immer den Anforderungen eines Großprojektes.
6. Ein unabhängiges Controlling sowie Streitbeilegungsmechanismen sind oft nicht vorhanden.
7. Ausschreibungen von Baumaßnahmen erfolgen teilweise auf Basis nicht abgeschlossener Planungen und sind daher anfällig für Nachträge. Bauaufträge werden häufig ausschließlich auf Basis des Angebotspreises vergeben. Der billigste Bieter ist aber nicht immer der wirtschaftlichste. Großprojekte sind häufig geprägt von Misstrauen und Streit statt von Kooperation und partnerschaftlichem Umgang miteinander.

Was kann man tun, damit die Defizite abgestellt werden? Die Reformkommission hat zehn **Empfehlungen** erarbeitet, die es ermöglichen sollen, Großprojekte besser zu realisieren.

1. Kooperatives Planen im Team

Der Bauherr muss vor Beginn der Planung den Projektbedarf detailliert ermitteln. Zur Erstellung der Planung muss der Bauherr frühzeitig ein interdisziplinäres Planungsteam einsetzen, das Informationen zum Stand der Planung sowie zu Kosten, Risiken und Zeitplanung regelmäßig austauscht. Änderungen müssen nachvollziehbar dargestellt werden.

2. Erst planen, dann bauen

Der Bauherr sollte mit dem Bau erst nach der Planung beginnen. Die lückenlose Ausführungsplanung für das gesamte Projekt sowie detaillierte Kosten, Risiken und Zeitplan sind festzulegen.

3. Risikomanagement und Erfassung von Risiken im Haushalt

Die Identifikation, Analyse und Bewertung von Risiken sowie die Konzeption angemessener Gegenmaßnahmen sollten verbindlich vorgeschrieben werden.

4. Vergabe an den Wirtschaftlichsten, nicht an den Billigsten

Der Bauherr sollte die Ausschreibung von Bauleistungen nicht ausschließlich auf Basis des Preises vornehmen.

5. Partnerschaftliche Projektzusammenarbeit

Alle Projektbeteiligten sollten sich auf Leitungsebene zu Projektbeginn zu einer partnerschaftlichen Projektabwicklung verpflichten (z.B. Projekt-Charta).

6. Außergerichtliche Streitbeilegung

Der Bauherr sollte mit den Projektbeteiligten einen Konfliktlösungsmechanismus verankern.

7. Verbindliche Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Der Bauherr sollte im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung verschiedene Beschaffungsmodelle sorgfältig untersuchen.

8. Klare Prozesse und Zuständigkeiten

Der Bauherr muss festlegen, wie er Projektleitungsaufgaben organisiert und dafür Sorge tragen, dass er für die Aufgaben, die er selbst erfüllt, über die notwendigen personellen und fachlichen Kompetenzen verfügt. Bei der Vergabe von Projektsteuerungsleistungen an Dritte sollte deren Erfahrung, Kompetenz und Kapazität nachgewiesen sein.

9. Stärkere Transparenz und Kontrolle

Der Bauherr sollte eine Organisationsstruktur schaffen, die eine klar definierte Steuerung und Kontrolle gewährleistet.

10. Nutzung digitaler Methoden - Building Information Modeling

Alle am Bau Beteiligten sollten digitale Methoden wie z. B. Building Information Modeling (BIM) im gesamten Projektverlauf verstärkt nutzen. Sie können helfen, bei stärker werdender Komplexität den Überblick zu behalten.

Reichen diese 10 Punkte aus, um in Zukunft Projekte besser zu realisieren? Ich glaube nicht. Die Bayerische Ingenieurekammer-Bau und der Bayerische Bauindustrieverband haben im Jahr 2019 ein wichtiges Positionspapier verfasst, in dem sie sich zum partnerschaftlichen Miteinander am Bau verpflichten. Des Weiteren werden sie sich gemeinsam zu Wort melden, wenn Projekte unter unrealistischen Vorgaben auf den Weg gebracht werden sollen. Dadurch können Konflikte vermieden werden. Häufig sind die Partikularinteressen der am Bau Beteiligten so dominierend, dass es Spielregeln bedarf und ähnlich wie im Sport einen „Fair-Play-Kodex“. Hier ist der Bauherr gefragt. Zu Beginn eines Projektes sollten die Spielregeln aufgestellt werden. Streit gibt es fast immer ums Geld. Also müssen die Preise auskömmlich sein. Es sollte gleich zu Projektbeginn festgelegt werden, wie mit „Überraschungen“ umzugehen ist. Ab einer bestimmten Projektgröße sollte ein Mediator immer eingeschaltet werden. Er kann intervenieren, wenn das menschliche Miteinander aus den Fugen gerät. Aus meiner Sicht und Erfahrung ist „der Mensch“ der Schlüssel zum Erfolg. Deshalb müssen wir in die Menschen investieren, nicht nur bei der Erziehung, auch bei der Hochschulausbildung.

Eigentlich könnte über allem einfach nur die **Goldene Regel der praktischen Ethik** stehen: *Behandle andere so, wie du von ihnen behandelt werden möchtest.*

11 Abschließende Anmerkungen

Der Beitrag hat gezeigt, dass Ingenieure eine besondere Verantwortung einerseits für die Gesellschaft haben, andererseits für ihre Projekte. Das Bewusstsein für Ethik ist sehr hilfreich, ganz gleich ob es um Verantwortung oder um Gesinnung geht. Diese gesellschaftliche Aufgabe muss ein Unternehmer in Einklang bringen mit seinen betriebswirtschaftlichen Zwängen. Hochschulen, Verbände und Kammern können „moralische Instanzen“ sein. Die Kammern haben sogar die gesetzliche Aufgabe Berufspflichtverletzungen ihrer Mitglieder zu ahnden. Wenn ich mit Studierenden und jungen Ingenieurinnen und Ingenieuren zusammen bin, dann habe ich den Eindruck, dass sie das Miteinander viel stärker leben als ich es bei den Erfahreneren erlebe. Das stimmt mich sehr zuversichtlich für das zukünftige Klima am Bau.

Literatur

(1) http://www.spiegel.de/forum/lebenundlernen/spiegel-gespraech-im-livestream-kann-deutschland-keine-grossprojekte-mehr-herr-mehdor-thread-110818-1.html

(2) http://www.faz.net/aktuell/wissen/weltraum/cape-canaveral-spacex-rakete-falcon-9-explodiert-nach-start-13673275.html

(3) http://www.faz.net/aktuell/wirtschaft/unternehmen/studie-grossprojekte-wie-der-ber-zum-scheitern-verurteilt-13827732.html

(4) https://arxiv.org/ftp/arxiv/papers/1509/1509.01526.pdf

(5) Roland Berger: Keep you megaproject on track, https://www.rolandberger.com/de/Solutions/Industries/Infrastructure.html

(6) Drees & Sommer: Woran Großprojekte wirklich scheitern (Markus Weigold), https://www.buildingsmart.de/kos/WNetz?art=File.download&id=3294&name=19-buildingSMART-Forum_Weigold.pdf

(7) Hanns-Seidel-Stiftung (2014): Warum Großprojekte scheitern,http://www2.hss.de/politik-bildung/themen/themen-2014/warum-grossprojekte-scheitern.html

(8) BMVI (2015): Reformkommission Bau von Großprojekten, https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/G/reformkommission-bau-von-grossprojekten.html

(9) Computerwoche (2014): https://www.computerwoche.de/a/warum-das-projekt-team-versagt,2495865,5

(10) Spiegel Online (2015): Großprojekte in Deutschland, http://www.spiegel.de/wirtschaft/soziales/grossprojekte-in-deutschland-die-top-und-flop-ten-a-1033977.html

(11) Genia Kostka, Hertie School of Governance, Großprojekte in Deutschland – Zwischen Ambition und Realität (2015). https://www.hertie-school.org/de/infrastruktur/

(12) DIN 18205 – Bedarfsplanung im Bauwesen, November 2016

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Bauen mit Zuggliedern aus Carbon

Lorenz Haspel

schlaich bergermann partner, Stuttgart

Zusammenfassung: Carbonfasern zeichnen sich durch hohe Zug- und Ermüdungsfestigkeit, geringes Gewicht und Unempfindlichkeit gegenüber Umwelteinflüssen aus. Die Suche nach materialgerechter Konstruktion mit dem vergleichsweise jungen Werkstoff Carbon ist noch lange nicht abgeschlossen. Dies wird beispielhaft an einer Studie für Seilklemmen erläutert. Ein wirtschaftlich sinnvoller und nachhaltiger Einsatz von Carbon im Bauwesen setzt eine materialgerechte Technologie voraus, um bei geringem Materialeinsatz möglichst viele der vorteilhaften Materialeigenschaften zu nutzen. Als Beispiel hierfür wird in diesem Beitrag die Verwendung von Carbon für Hängerseile von Netzwerkbogenbrücken diskutiert.

1 Einführung

Mit der Verwendung neuer Materialien ist im Bauwesen meist auch eine Entwicklung passender Technologie verbunden. Zahlreiche Beispiele aus dem späten 17. Jahrhundert zeigen, wie Ingenieure sich mit dem damals neuen Baustoff Eisen auseinandergesetzt haben. Frühe Eisentragwerke wie beispielsweise die Ditherington Flax Mill (Charles Bage 1796) weisen im Tragwerk und in der Ausbildung der Details einige Ähnlichkeiten mit den damals üblichen Holztragwerken auf.

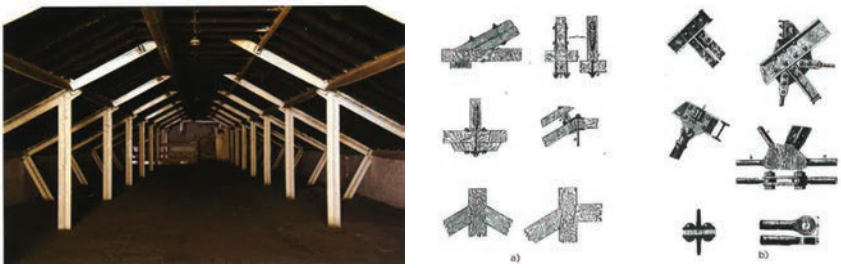


Abbildung 1: Beispiel für die Entwicklungsschritte zum materialgerechten Konstruieren bei frühen Anwendungen von Eisen im Bauwesen. Links: Ditherington Flax Mill, Charles Bage 1796. Rechts: Differenzierte Konstruktionsdetails für Holz- und Stahl aus Klasen's construction handbook (1867).

Etwa 50 Jahre später werden in Klasen's construction handbook (1867) Konstruktionsdetails für Holz und geschmiedeten Stahl gegenübergestellt, woraus eine deutlich differenzierte Entwicklung materialgerechter Technologie ablesbar ist.

Auch beim Einsatz von Carbon (Carbonfaserverstärkter Kunststoff, CFK) im Bauwesen ist die Suche nach materialgerechter Technologie noch nicht abgeschlossen. Intensive Grundlagenforschung hierzu erfolgte in den 80er und 90er Jahren [1]. Parallel dazu hat sich der Einsatz von Carbonlamellen zur nachträglichen äußerlichen Verstärkung von Betontragwerken durchgesetzt [2]. In den letzten zwei Jahrzehnten kamen intensive Forschungsvorhaben für weitere Anwendungsgebiete hinzu [3][4]. Kapitel 2 zeigt einen Überblick über einige der bereits untersuchten und genutzten Anwendungen. Die Schwierigkeiten auf der Suche nach materialgerechter Konstruktion sind am Beispiel einer Entwicklung einer Seilklemme für ein Carbonseil in Kapitel 3 demonstriert. In Kapitel 4 wird anhand der Anwendung von Carbon als Hänger einer Netzwerkbrücke beschrieben, wie die mechanischen Eigenschaften auch beim Tragwerksentwurf materialgerecht und vorteilhaft eingesetzt werden können.

2 Carbon im Bauwesen

2.1 Zugglieder aus Carbon

Wissenschaftliche Grundlagen für die Verwendung von Zuggliedern aus Carbon lagen bereits Mitte der 90er Jahre vor [1]. Auch Seitens der Industrie standen um die Jahrtausendwende Zugglieder und Verankerungssysteme zur Verfügung. Trotzdem beschränkte sich deren Anwendung auf wenige meistens im Rahmen von Forschungsvorhaben geförderte Anwendungen, wie beispielsweise der Schrägseilbrücke in Winterthur 1996 [5], der Herning Bridge in Dänemark 1999 [6] oder der Unterspannung der Fußgängerbrücke Kleine Emme (1998) bei Luzern. Mit seiner Erläuterung, dass der wirtschaftliche break-even-point für den Einsatz von Carbonzuggliedern im Brückenbau bei einer Spannweite von etwa 4200m liegt [2], liefert Prof. Urs Meier bereits im Jahr 1992 eine Erklärung für diese Entwicklung: Der Einsatz von Carbon als Zugglied war und ist bei kleinen Spannweiten in der Regel nicht wirtschaftlich. Der gleichzeitig formulierte Appell, dass der Bau einer solchen Brücke mit über 4200m Spannweite ohne fundierte Langzeiterfahrung mit Carbonzuggliedern im Brückenbau nicht realistisch sei, führte zumindest zu einer Reihe von Pilot- und Versuchsprojekten. Ein umfangreicher Überblick über realisierte Projekte mit Carbonzuggliedern bis 2012 ist in [7] zusammengestellt. Trotzdem liegt bis heute keine normative Grundlage für den Einsatz solcher Zugglieder vor.

2.2 Carbonbeton

Durch ihre Korrosionsbeständigkeit gewinnen Faserwerkstoffe als dauerhafte Alternative zum konventionellen Betonstahl an Attraktivität. Neben verzinkter Bewehrung oder Edelstahl kommen hier Faserwerkstoffe immer mehr in den Fokus, wobei sich Carbon gegenüber Glasfasern durch eine höhere Steifigkeit empfiehlt. Dies ist vor dem Hintergrund der erforderlichen Dehnungen bis zur Aktivierung der Bewehrung von Relevanz. Gegenwärtig ergeben sich bei Verwendung von Carbonbewehrung in Form von Stäben,

Matten oder Gelegen entweder deutlich größere Rissbreiten als bisher zugelassen oder sehr hohe Bewehrungsgrade. Auch wenn im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Bewehrung eine Beschränkung der Rissbreiten nicht erforderlich scheint, bleibt die Frage nach Gebrauchstauglichkeitsgrenzen zu klären. Mit dem aktuellen Preisgefüge verfügbarer Produkte ist eine wirtschaftlich interessante Anwendung trotz Gewichtsersparnis durch Reduktion der erforderlichen Betondeckung bislang nicht belegt. Für Anwendungen, wie beispielsweise einer Carbonbeton-Plattenbrücke für eine Bachquerung einer Kreisstraße [8] zeigt sich unter Einbezug einer Prognose für die Lebenszykluskosten ein wirtschaftlicher Vorteil im Vergleich zu einer konventionellen Lösung.

Ein kommerzieller Einsatz der Carbon Bewehrung ist derzeit noch nicht in Sicht: Hierbei spielt neben wirtschaftlichen Aspekten unter anderem die geringere Robustheit der CFK Bewehrung gegenüber mechanischer Einwirkung quer zur Faser eine Rolle, weswegen Alternativen zum herkömmlichen Bewehrungseinbau unter Baustellenbedingungen gesucht werden, wie beispielsweise ein automatisierter Einbau der Bewehrung auf Basis von mineralisch imprägnierten Filamenten [9]. Unempfindlichkeit gegen erhöhte Temperaturen, eine erhöhte Beständigkeit gegen chemischen Angriff auf die Matrix und insbesondere die Kompatibilität zu Beton im Zusammenhang mit automatisierter integrativer additiver Fertigung (3D-Druck von Beton und Bewehrung in einem Prozess) versprechen hier zusätzlich neue Einsatzmöglichkeiten.

2.3 Vorspannung mit Carbon

Im Gegensatz dazu kann beim Spannbeton und anderen vorgespannten Tragwerken das Potential der hohen Zugfestigkeiten der Carbonfasern genutzt werden [10][11][12], sofern die verwendete Technologie zur Verankerung der Fasern dies zulässt [7]. Aktuell wird der Einsatz an nachträglich intern vorgespannten Fertigteilen für Autobahnbrücken [13][14] und für nachträglich extern vorgespannte Fertigteile für Flachdecken [15] erprobt. Vor einer drastisch reduzierten Betondeckung können insbesondere dünne Bauteile und Flächentragwerke profitieren [16].

Bei Verwendung von vielen kleinen Querschnitten wie beispielsweise Carbon-Runddrähten mit ca. 2mm Außendurchmesser kann in Kombination mit geeigneten hochfesten oder ultrahochfesten Betonen eine Verankerung der Vorspannkräfte rein durch die Verbundwirkung an der Carbonoberfläche erzielt werden. Hiermit lassen sich hochfeste schlanke Fertigteile (CPC-Platten) herstellen, welche mittlerweile im Fußgängerbrückenbau eingesetzt werden [17] oder auch für mehrschalige Elementwände im Hochbau diskutiert werden [18]. Eine Anwendung als Halbfertigteil erscheint vielversprechend.

3 Materialgerechtes Konstruieren am Beispiel Seilklemmenbefestigung für ein Carbonseil

Für die Verankerung von Zuggliedern aus Carbon stehen leistungsfähige Lösungen zur Verfügung [7]. Neben der Endverankerung benötigen Seiltragwerke wie beispielsweise Hängebrücken, unterspannte Strukturen oder Ringseildächer weitere Verankerungsdetails, an welchen die Hauptzugglieder üblicherweise umgelenkt und/oder ohne Unterbrechung hindurchgeführt werden und Nebenzugglieder angehängt werden. Oft ist auch die Einleitung

von seilparallelen Differenzkräften in das Hauptzugglied erforderlich, sofern dies nicht durch eine entsprechende Formgebung planmäßig vermieden werden kann.

Abbildung 2: links: Hängerklemme Stadion Slaski 2010,
rechts: Studie einer Seilklemme für ein Carbonseil, hergestellt von CarboLink

Im Zusammenhang mit der Verwendung von Hauptzuggliedern aus Carbon steht hierfür bislang keine technische Lösung zur Verfügung. Im Rahmen einer Studie hat sich schlaich bergermann partner in Zusammenarbeit mit CarboLink dieser Fragestellung angenommen.

Gesucht wurde eine Klemmenkonstruktion zur Einleitung von Differenzkräften in Höhe von 20% der Kapazität des durchlaufenden Seiles, wobei die Kapazität des durchlaufenden Hautzuggliedes nicht wesentlich reduziert werden sollte. Hierbei wurde schnell klar, dass die im Seilbau übliche Einleitung von Differenzkräften über Klemmkräfte und Reibung zwischen Seiloberfläche und Klemme im Fall von Carbonzuggliedern nicht zielführend ist. Dies hängt in erster Linie mit der Empfindlichkeit der Carbonfasern auf Querdruck zusammen. Die Bezeichnung „Klemme“ ist daher im Falle von Carbon-Zuggliedern funktional irreführend, wird aber auf Grund der historischen Verwendung dieses Begriffs für die hier beschriebene Anwendung zunächst beibehalten.

Als leichtes hoch leistungsfähiges Hauptzugglied wurde von einem aus CFK-Lamellen zusammengesetzten Rechteckquerschnitt ausgegangen. Auf Basis der vorliegenden Kenntnisse über Verankerungen an Carbonzuggliedern [7] wurde als Lasteinleitungsprinzip eine Kombination aus Klebung und Gradientenverankerung angestrebt. Eine Betrachtung einer reinen Klebeverbindung kann die Schwierigkeit materialgerechter Detailausbildung erläutern und soll daher nachfolgend genauer beschrieben werden.

In Abbildung 3 ist schematisch ein durchlaufendes Zugglied mit einer Seilklemme dargestellt, wobei die Länge der Klebefuge variiert wird. Als Belastung der Klebefuge werden zwei Zustände überlagert.

- Einerseits erfährt die Klebefuge eine Schubbelastung infolge der äußeren Last F, welche seilparallel auf die Klemme wirkt. Je nach Länge der angenommenen

Klebefuge ergibt sich eine Schubbeanspruchung im Kontaktbereich zur CFK-Oberfläche, welche mit steigender Länge der Klebefuge abnimmt. Diese Schubbeanspruchung kann vereinfachend als konstant angenommen werden.

- Andererseits wird davon ausgegangen, dass die Herstellung der Verklebung an einem nicht vorgespannten Seil erfolgt. Beim Vorspannen des Seils mit der Vorspannkraft **ΔP** erfährt das Seil auf freier Länge eine Dehnung, welche im Bereich der Klebung teilweise behindert wird. In Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse zwischen Seil, Klebefuge und Klemme wird ein Teil der Seilkraft **ΔP** über Schubkräfte in die Klemmschalen ein- und wieder ausgeleitet, wobei die Klemmschalen zu einem Teil am Lastabtrag der Seilkraft **ΔP** beteiligt werden. Hieraus resultiert eine Schubspannung **τ(ΔP)** in der Klebefuge, welche in Abbildung 3 schematisch dargestellt ist. Bei einer sehr kurzen Klebefuge und/oder sehr geringen Steifigkeit der Klemmschalen fällt dieser Anteil **τ(ΔP)** verhältnismäßig wenig ins Gewicht. Im Falle einer langen Klebefuge in Kombination mit einer steifen Klemmschale (z.B. aus Stahl) kann dieser Effekt jedoch die Schubtragfähigkeit der Verklebung übersteigen.

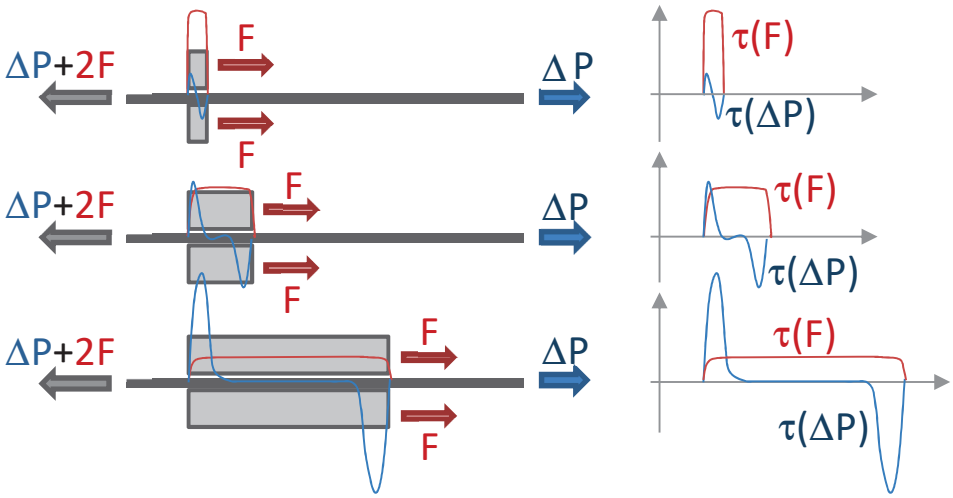


Abbildung 3: Überlagerung der Schubspannungen an der Verbundfuge zum Carbon-Zugglied,
oben: kurze Klebelänge – es dominiert die Schubspannung aus äußerer Last F,
unten: lange Klebelänge – es dominiert die Schubspannung infolge Vorspannkraft des Zuggliedes ΔP

In der Überlagerung der beiden beschrieben Effekte wird erkennbar, dass es sich um ein Optimierungsproblem handelt: es gilt die Klebefugenlänge so zu wählen, dass eine möglichst große Kraft F in das durchlaufende Zugglied eingeleitet werden kann, ohne die Klebefuge zu überlasten.

Hinzu kommt, dass die randnahen Carbon-Fasern des durchlaufenden Hauptzuggliedes an der Diskontinuität der beginnenden Klebefuge lokal deutlich stärker belastet werden, als der

restliche Carbonquerschnitt, wodurch die eigentliche Zugtragfähigkeit des durchlaufenden Hauptzuggliedes nicht mehr voll ausgenutzt werden kann.

Weitere Parameter zur Beeinflussung des Verlaufes der Schubspannungen über die Länge der Klebefuge sind die Dicke / Geometrie der Klebung und die Wahl der mechanischen Eigenschaften des Klebstoffes. Eine dicke Klebstoffschicht mit geringem E-Modul führt zu reduzierten Schubspannungen $\tau(\Delta P)$. Über eine keilförmige Geometrie der Klebefuge kann der Schubspannungsverlauf an der Oberfläche des Zuggliedes wie bei Gradientenverankerungen [7][19] beeinflusst werden.

Abbildung 4 zeigt das Ergebnis einer Parameterstudie mit einer keilförmigen Klebefuge. Hierbei wird die Länge der Klebefuge und der E-Modul der Klebung variiert. Als Ergebnis zeigt sich, dass sich je nach Wahl der Steifigkeit der Klebung eine optimale Länge der Klebefuge zwischen 50mm und 180mm ergibt. Die maximal rechnerisch mögliche Differenzkraft F_{max}=278kN könnte bei einer Klebefugenlänge von 170mm und einer Steifigkeit des Klebematerials von 300N/mm² erreicht werden. Auf der Suche ob es Materialien mit vergleichbaren Eigenschaften gibt, konnte mit dem Werkstoff VULLKOLLAN ein Vertreter identifiziert werden.

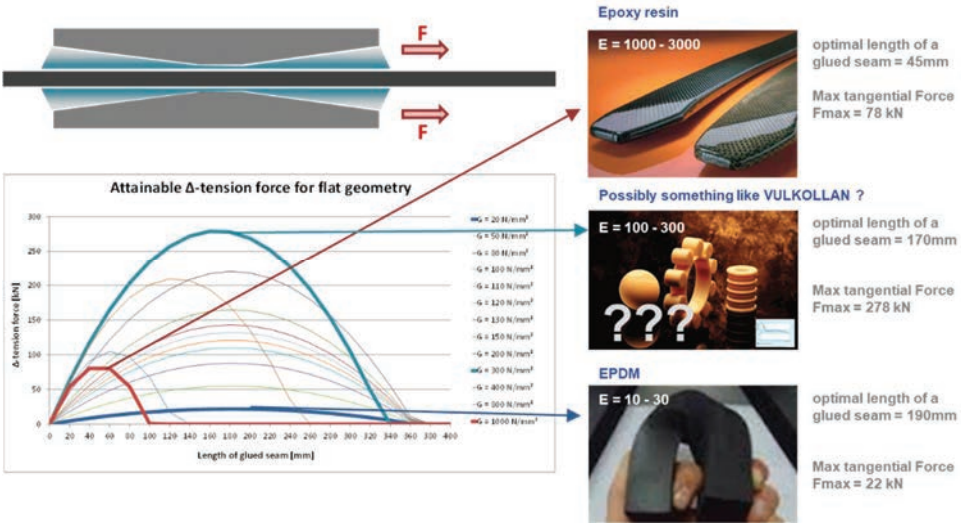


Abbildung 4: Parameterstudie einer Seilklemme für ein Carbonseil.

Mit Bauteilversuchen konnte der hier beschriebene Ansatz verifiziert werden. Trotzdem muss als Ergebnis festgehalten werden, dass der hier verfolgte Ansatz bereits in der Theorie eine nicht skalierbare Obergrenze aufzeigt: bei größeren Seildurchmessern wird das Verhältnis zwischen der zur Verfügung stehenden Klebe-Oberfläche und dem Seilquerschnitt ungünstiger. Eine technische Umsetzung scheint daher nur für kleine Seilquerschnitte effektiv. Diese Entwicklung muss daher als Schritt auf der noch andauernden Suche nach einer materialgerechten Detaillösung bewertet werden.

4 Materialgerechter Einsatz von Carbon am Beispiel einer Netzwerkbogenbrücke mit Carbonseilen

4.1 Hänger für Netzwerkbogenbrücken

4.1.1 Entwicklung

Im späten 19. Jahrhundert, etwa zur gleichen Zeit als Joseph Langer die heute als „Langerscher Balken“ bekannte Form der Stabbogenbrücke entwickelte, wurde auch das Prinzip des Netzwerkbogens erstmals angewandt. In Riesa wurde 1878 eine Bogenbrücke mit gekreuzten Füllstäben errichtet, wobei das Tragverhalten von Fachwerk und Bogen kombiniert wurde. Die Aussteifungen und die Komplexität der Details der planmäßig auf Druck beanspruchten Diagonalen lassen erahnen, warum sich der Stabbogen mit vertikalen, nur auf Zug belasteten Hängern deutlich schneller verbreitete.

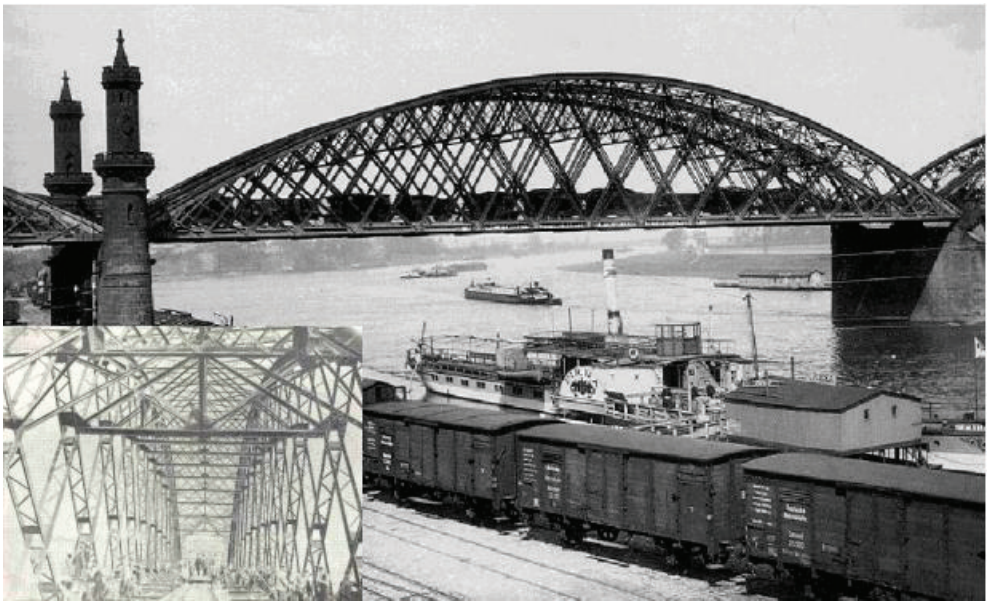


Abbildung 5: Elbbrücke Riesa 1878, Spannweite 3 x 101,4 m [20].

Eine Anzahl von Bogenbrücken in Dänemark, Frankreich und Schweden aus dem frühen 20. Jahrhundert mit geneigten, jedoch nicht überkreuzten Hängern belegt, dass im Spannweitenbereich über 100m die Vorteile geneigter Hänger weiter genutzt wurden, wobei bereits damals auf Grund der relativ steil geneigten Hänger Schwierigkeiten mit ausfallenden, also auf Druck belasteten Hängern bei einseitiger Verkehrslast auftraten [20]. Es wurde erkannt, dass das Problem mit flach geneigten Hängern beherrschbar wird, aber erst durch die Verwendung zweier, sich überkreuzender Hängerscharen gelang es dem Norwegischen Ingenieur Per Tveit 1963 mit entsprechend flachen, ausschließlich auf Zug beanspruchten Hängern die Vorteile des sog. Netzwerkbogens mit extrem schlanken Bögen und Fahrbahnplatten voll zu nutzen [21][22]. Die im gleichen Jahr fertiggestellte

Fehmarnsundbrücke wurde als kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke mit deutlich robusteren Querschnitten ausgestattet, nutzt aber das gleiche vorteilhafte Konstruktionsprinzip. Unerklärlicher Weise wurde bis 2000 in Deutschland keine weitere Brücke nach diesem Prinzip errichtet, während in Japan seit den späten 60er Jahren über 50 Netzwerkbogenbrücken entstanden, nachdem Professor Masao Naruoka bei einem Deutschlandbesuch 1960 von Professor Pflüger die Modellversuche zur Fehmarnsundbrücke präsentiert bekam. Zur Jahrtausendwende begann ein wachsendes Interesse in Europa und wenig später auch in den USA.

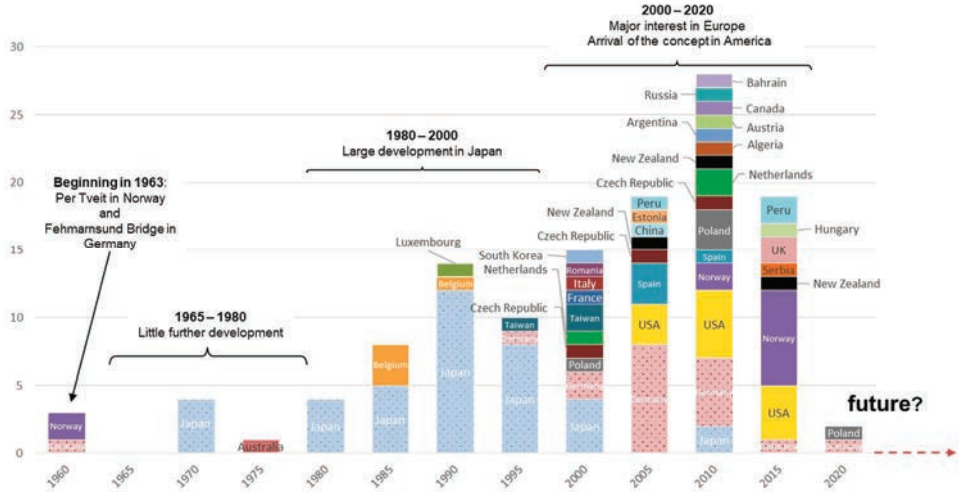


Abbildung 6: Verbreitung von Netzwerkbogenbrücken ab 1963 [24]. Eine weltweite Auswahl von 132 Netzwerkbogenbrücken.

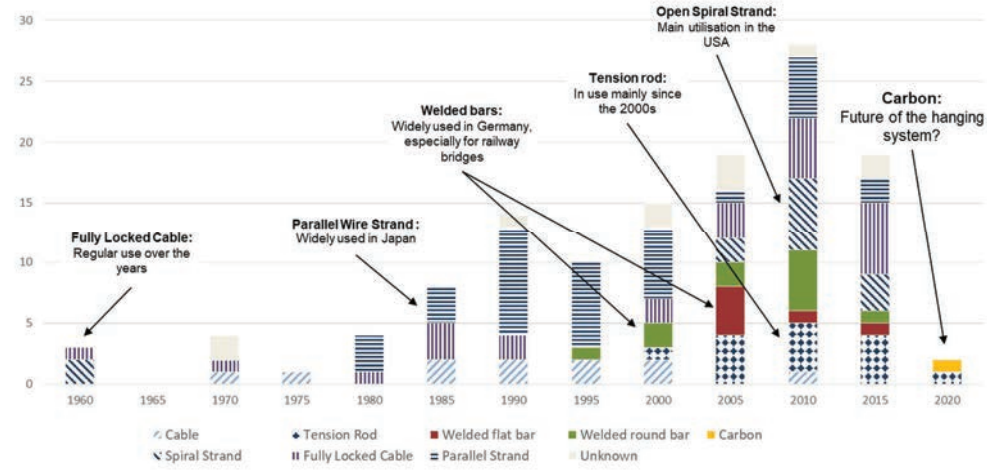


Abbildung 7: Überblick über die verwendeten Hängersysteme [24].

4.1.2 Hängersysteme

Vollverschlossene Seile (FLC, fully locked cable) und offene Spiralseile (OSS, open spiral strand) kamen bei den ersten Netzwerkbogen-Brücken aus den 60er Jahren zum Einsatz und werden bis heute immer wieder verwendet. In Japan werden seit den 80er Jahren vermehrt Parallellitzenseile (parallel strand) verwendet. Seit der Jahrtausendwende wurden vereinzelt Zugstabsysteme verwendet, während in Deutschland und Österreich eine Entwicklung zu eingeschweißten Hängern aus Flachstahl oder geschmiedeten Rundstäben beobachtet werden kann.

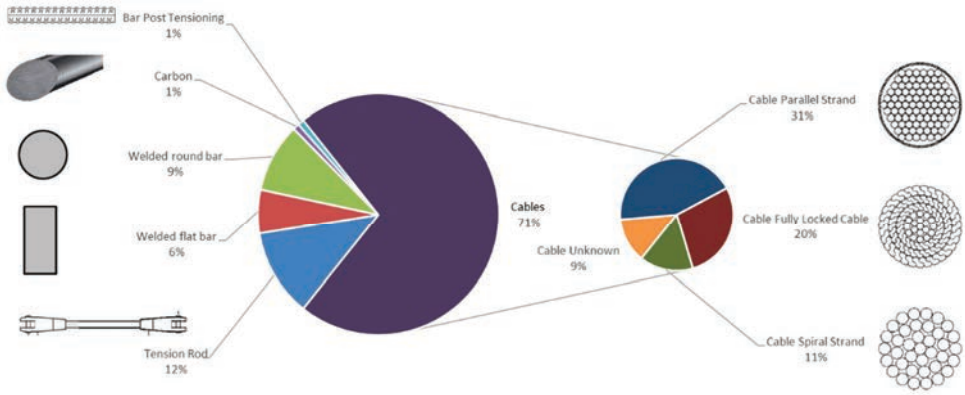


Abbildung 8: Hängertypen von Netzwerkbogenbrücken. Ein Überblick von weltweit 132 ausgewerteten Beispielen [24].

Ein Blick auf die Vielzahl an verwendeten Technologien, sowohl in der Wahl der Hängerquerschnitte als auch der Ausgestaltung der Hängernetze und der Anschlussdetails der Hänger kann ein Hinweis dafür sein, dass hier einerseits erhebliches Optimierungspotential besteht [20][19][21][22][25][26][27][28], andererseits aber nach wie vor einige technische Herausforderungen nicht abschließend und zufriedenstellend gelöst werden konnten [29].

4.1.3 Herausforderungen bei Eisenbahnverkehr

Auf Grund der systembedingt geringen Verformungen unter Verkehrslasten empfiehlt sich der Netzwerkbogen gerade auch für Eisenbahnbrücken. Trotzdem sind bislang weltweit nur knapp zwei Dutzend davon bekannt. Dies kann im Wesentlichen auf die Herausforderungen im Zusammenhang mit den hohen Ermüdungslasten aus Eisenbahnverkehr zurückgeführt werden.

Bei der Fehmarnsundbrücke wurden 1963 vollverschlossene Seile als Hänger eingebaut. Diese weisen nach 56 Jahren Einsatz Korrosionsschäden und Drahtbrüche auf und sollen ausgetauscht werden [30] um die Nutzungsdauer der Brücke bis 2035 zu verlängern. Einzelne kurze Seile wurden bereits ersetzt und zu Untersuchungszwecken ins Labor genommen.

Zwei Eisenbahnbrücken in Japan aus den Jahren 1995 und 1997 verwenden Parallellitzenseile als Netzwerkhänger. Über den Zustand dieser und weiterer Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücken aus dem letzten Jahrhundert wie beispielsweise Brisbane (1978) mit Seilen als Hänger und Sueros, Spanien mit Flachstahlhängern liegen keine Angaben vor.

Der Einsatz eines Zugstabsystems ist von zwei unlängst fertiggestellten Brücken aus Manchester [31] und Krakau 0 bekannt.

Abbildung 9: Hängertypen von Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücken. Ein Überblick von weltweit 19 ausgewerteten Beispielen [24].

In Deutschland wurden zwischen 2008 und 2011 bei sechs Eisenbahnbrücken eingeschweißte Flachstahlhänger eingesetzt [29], wiewohl in der Literatur seit vielen Jahren auch Rundstahlhänger und vollverschlossene Seile erwähnt werden [33].

Im Zuge der Ausführung dieser Netzwerkbögen hat sich gezeigt, dass die Verwendung von eingeschweißten Stahlquerschnitten als Netzwerk-Hänger in Kombination mit den auf Schwingbreiten und Vermeidung von Hängerausfall optimierten Netzwerklayouts zu technischen Herausforderungen führt, welche in der Vergangenheit nicht immer befriedigend gelöst werden konnten. Hierbei spielen neben der hohen zyklischen Belastung aus Verkehr folgende Themen eine wesentliche Rolle:

(1) Hängerausfall bei Druckbeanspruchung

(2) Zusätzliche Schädigung durch Schwingungen und unplanmäßige Spannungen

(3) Eingeprägte Zusatzsspannungen aus der Herstellung und der Montage

Aus der fortschreitenden fachlichen Diskussion ist erkennbar, dass der Ausfall von Hängern infolge Druckbeanspruchung zukünftig nicht mehr toleriert werden kann.

Insbesondere bei langen flach geneigten Hängern treten Schwierigkeiten im Zusammenhang mit der Durchbiegung infolge Eigengewicht [34] und Veränderung der Durchbiegung infolge Normalkraftamplituden, sowie Zusatzbeanspruchungen aus winderregten Schwingungen [29] auf: Geißler, Steinmann und Graße schreiben bereits 2008 in [25]: „Da die Eigenfrequenzen für die langen Hänger zu gering sind, können die rechnerischen Nachweise

der Ermüdungssicherheit unter Berücksichtigung der Verkehrslasten und der gleichzeitigen Beanspruchung durch winderregte Schwingungen meistens nicht erbracht werden. Zur Verhinderung ungewollter Schwingungen sind deshalb geeignete Dämpfungsmaßnahmen beziehungsweise Maßnahmen zur Veränderung der Eigenfrequenzen für die Hänger der Netzwerkbogenbrücken vorzusehen.“ Nach Stand der Technik sind Kopplungen der Hänger und teils zusätzliche Seillängsverspannungen als wirksame und notwendige Dämpfungsmaßnahme [29] vorzusehen, um die Lebensdauer der gegenwärtig verwendeten Flachstahlhänger und deren Anschlüsse zu erreichen.

Im Falle von eingeschweißten Hängern aus Flach- oder Rundstahl sind zudem aufwändige Maßnahmen während der Montage zu treffen, um ungewollte Zwangsspannungen aus Längendifferenz oder Fehlwinkeln beim Fügen zu vermeiden (vgl. [34]): Neben Maßnahmen zur Kontrolle des Durchhanges und der lagerichtigen Anschlusswinkel ist die Fügesequenz und ein enges Temperaturfenster zur Vermeidung ungewollter Zwangskräfte oder Umlagerungen zu beachten. Damit wird die Herstellung des Tragwerks zu einem sensiblen und aufwändigen Prozess, welcher sich in wirtschaftlicher Hinsicht nachteilig auswirkt.

Der Einsatz von Carbonzuggliedern bietet für alle drei dieser Herausforderungen einen Lösungsansatz.

4.2 Ermüdung bei Hängern von Netzwerkbogen

Zum Tragverhalten der Hänger von Netzwerkbögen infolge halbseitiger Last im Bereich der positiven oder negativen Einflussfläche liegen sehr hilfreiche Erläuterungen u.a. in [21],[22] und [25] vor, wobei hier die Effekte aus linienförmiger Gleichlast beschrieben werden: Die Netzwerkebene der Bögen wirkt als Schubfeld für asymmetrische Lasten, wobei die Hänger je nach Laststellung eine Entlastung oder eine Zusatzbelastung erfahren.

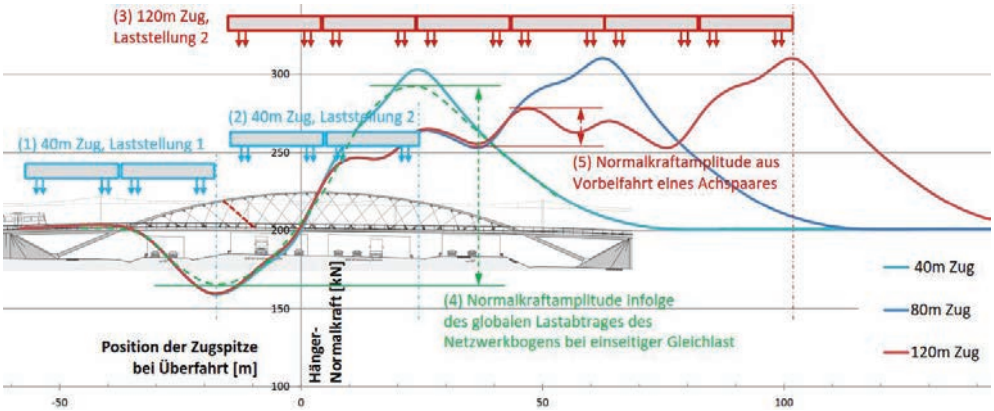


Abbildung 10: Verlauf der Hängernormalkräfte eines Netzwerkbogenhängers bei Überfahrt eines Zuges mit unterschiedlicher Länge.

Eine Betrachtung der Hängernormalkräfte während der Überfahrt eines Zuges als Abfolge von bewegten Einzelachslasten ist in Abbildung 10 gezeigt und in [36] ausführlich beschrieben. Es wird hierbei deutlich, dass die Anzahl ermüdungsrelevanter Schwingbreiten für Hänger von Netzwerkbogen in der Regel der Anzahl der Zug-Überfahrten entspricht, sofern das Lastmodell des Zuges dabei einer konstanten Linienlast mit maximal einem

zusätzlich schwereren Abschnitt entspricht. Nur für den Fall eines Güterzuges mit abschnittsweise leeren bzw. maximal beladenen Wagen und einer Länge dieser Abschnitte entsprechend den Einflusslängen der jeweiligen Hänger ist es prinzipiell möglich pro Zugüberfahrt mehr als einen schädigungsrelevanten Lastwechsel zu erzeugen. Effekte aus dem Vorbeiziehen einzelner Achslasten führen zu untergeordneten Normalkraftamplituden, deren Einfluss bei einer Betrachtung mittels Schadensakkumulationsverfahren in der Regel nicht relevant ist (vgl. Abbildung 11).

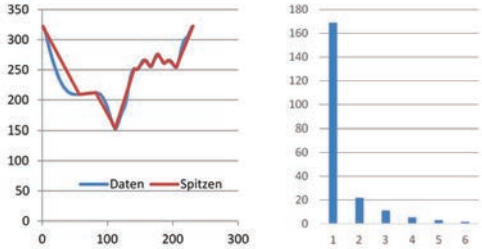


Abbildung 11: Normalkraftamplituden eines Hängers infolge Zugüberfahrt. Auswertung der Schwingbreiten mit der Rainflow-Methode.

4.3 Ermüdungswiderstand verschiedener Hängersysteme

Abbildung 12 zeigt die Ermüdungsfestigkeitskurven nach Eurocode für Konstruktionsdetails aus Stahl für eingeschweißte Hänger [37], für Parallellitzenseile, vollverschlossene Seile (VVS/FLC), offene Spiralseile (OSS) und Zugstäbe der Gruppe A [38][39] und zusätzlich Versuchsergebnisse an Kleinproben von Carbon-Strangschlaufen [40][41].

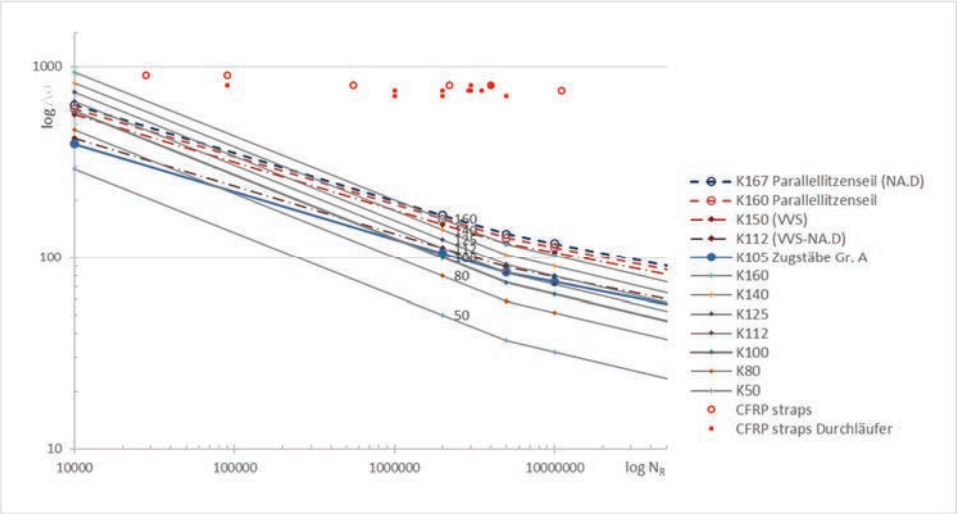


Abbildung 12: Ermüdungsfestigkeitskurven für Längsspannungsschwingbreiten für Stahlbau-Konstruktionsdetails nach [37], für Litzenbündelseile, Vollverschlossene Seile / offene Spiralseile, Zugstäbe Gr. A [38][39] und Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen von Kleinproben aus Carbonstrangschlaufen (CFRP-straps) [40][41].

Parallellitzenseile erlauben hierbei im Vergleich mit den übrigen Systemen aus Stahl insbesondere im Bereich hoher Lastwechselzahlen die höchsten Spanungsschwingbreiten. Für Zugstabsysteme spielt insbesondere die Belastbarkeit der Verankerungen eine Rolle. Für geschnittene Normalgewinde ist gemäß [37] ein Kerbfall K50 anzusetzen. Auch bei Verwendung von kerbarmen, gerollten Gewindeformen können die Widerstände der Ermüdungsfestigkeitskurve K105 nicht unbedingt erreicht werden.

Im Fall von geschweißten Stahlprofilen wurden Anschlüsse entwickelt, bei welchen die bemessungsrelevanten Schweißstöße an Stellen angeordnet werden, an welchen die Schwingbreiten durch Querschnittsänderung reduziert sind [34], so dass der Querschnitt im Bereich der freien Länge höher ausgenutzt werden kann.

Trotzdem sind Schwingbreiten deutlich über 100MPa in einem Bereich von mehr als 10mio Lastwechseln mit keinem der beschriebenen Systeme möglich. Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse einer Serie von Ermüdungsversuchen an Kleinprobekörpern von Carbonstrangschlaufen (CFRP-straps) [40][41] zeigt, dass bei 10mio Lastwechseln Schwingbreiten von über 700MPa erzielt werden können und verdeutlicht damit das Potential dieser Technologie.

In der Konsequenz können Hänger aus Carbon mit deutlich geringerem Querschnitt ausgebildet werden. Dies in Kombination mit einer entsprechend geringeren Steifigkeit des verwendeten CFK hat weitreichende Konsequenzen auf das Tragverhalten des statischen Systems Netzwerkbogen und das Schwingungsverhalten der einzelnen Hänger.

4.4 Schwingungsverhalten

Durch die Reduktion der Masse und gleichzeitige Vergrößerung der relativen Vorspannung im Hängerquerschnitt (gleiche Kraft bezogen auf eine deutlich kleinere Querschnittsfläche) verlagern sich die Eigenfrequenzen der Hänger deutlich nach oben. Der Frequenzbereich, in welchem Regen-Wind-induzierte Schwingungen auftreten, wird damit vermieden, weshalb der Einsatz von Rundquerschnitten in diesem Zusammenhang keinen Nachteil darstellt. Wind-induzierte Schwingungen sind bei Carbonhängern auch im Frequenzbereich oberhalb 10Hz möglich und bekannt, sie führen jedoch auf Grund der hohen Ermüdungswiderstände bei geeigneter Ausbildung der Anschlüsse nicht zu einer Einschränkung der Lebensdauer. Im Bedarfsfall können sie mit geringer Dämpfungsmasse wirkungsvoll unterbunden werden.

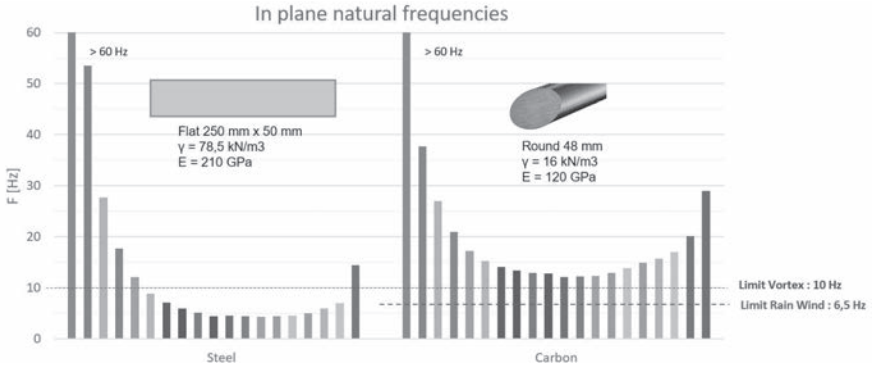


Abbildung 13: Vergleichende Auswertung von Eigenfrequenzen an Hängern einer Netzwerkbogenbrücke. Links: Rechteckquerschnitt aus Stahl. Rechts: Rundquerschnitt aus Carbon.

4.5 Zusammenhänge und Auswirkungen bei der Verwendung von Carbonhängern bei Netzwerkbogen

Auf Grund der Unempfindlichkeit gegenüber Ermüdungsbeanspruchung können Hänger von Netzwerkbogen aus Carbon deutlich schlanker ausgebildet werden als herkömmliche Hänger. Bemessungsrelevant für die Dimensionierung ist hierbei nicht der Ermüdungswiderstand, sondern die maximal ertragbare Zugkraft im ULS.

Die Steifigkeit dieser Carbonhänger liegt damit in etwa bei 20-25% der Steifigkeit von Stahl-Hängern. In der Konsequenz ergeben sich bei etwa gleicher Vorspannkraft vier bis fünffach größere Dehnungen im Eigengewichtszustand.

Auf Grund der vorteilhaften dynamischen Eigenschaften (vgl. vorheriges Kapitel) kann von zusätzlichen Dämpfungsmaßnahmen oder Kopplungen der Hänger zur Vermeidung von Ermüdungsschäden infolge winderregter Schwingungen abgesehen werden. Die Eigenfrequenzen von Carbonhängern liegen üblicherweise oberhalb des Bereiches, in welchem mit Rege-Wind-Induzierten Schwingungen gerechnet werden muss, sodass vor diesem Hintergrund die Verwendung einfacher Rundquerschnitte nicht nachteilig ist [24].

Die vergleichsweise hohe Vordehnung der Hänger im Eigengewichtszustand führt dazu, dass die Tendenz zu Hänger-Ausfall infolge Druckkraft deutlich abnimmt. Ballastieren des Überbaus zur Vermeidung von Druckkräften kann bei entsprechender Wahl des Netzwerklayouts in der Regel entfallen.

Dieser Umstand und die Tatsache, dass eine Reduktion der Schwingbreiten bei der Wahl des Hängernetzwerkes nicht beachtet werden muss, verschiebt die Randbedingungen zur Wahl eines optimalen Netzwerklayouts deutlich. In der Folge können gleichmäßige Hängernetze mit einheitlichem Hängerquerschnitt und vergleichsweise steiler Hängeranordnung wirtschaftlich umgesetzt werden.

4.6 Wirtschaftliche und ökologisch sinnvolle Anwendung

Der Einsatz von Carbon erlaubt auf Grund der möglichen Querschnittsreduktion um über 75% gegenüber Stahlquerschnitten auch beim aktuellen Kostengefüge im direkten Vergleich mit Hängern aus Stahl einen wirtschaftlichen Einsatz von Carbonzuggliedern: In einem Rechenbeispiel konnten 106t Flachstahlhänger durch 2.5t Carbon ersetzt werden.

Wie auch bei anderen austauschbaren Hängersystemen ergibt sich die Möglichkeit Hänger gezielt und präzise vorzuspannen, jederzeit nachzuspannen, zu Inspektionszwecken zu entnehmen oder zu ersetzen.

Darüber hinaus führt der Einsatz von Carbon als Hänger im statischen System Netzwerkbogen infolge seiner mechanischen Materialeigenschaften zu weiteren indirekten Vorteilen mit teilweise sehr relevanten wirtschaftlichen Aspekten:

- Durch die möglichen Anpassungen im Hängernetzwerk lassen sich einheitliche Hängerquerschnitte bei wirtschaflicher Ausnutzung aller Hänger realisieren
- Mehrmassen im Primärtragwerk infolge Ballastierung zur Vermeidung von Hängerausfällen entfallen

- Maßnahmen zur Vermeidung von wirbelerregten Querschwingungen entfallen
- Erschwernisse aus der Hängermontage durch Einschweißen entfallen

5 Zusammenfassung und Ausblick

Auf der Suche nach Lösungen für nachhaltige Tragwerke wird der Einsatz von Carbon im Bauwesen als dauerhafte Bewehrung oder Vorspannung von Betontragwerken und als hochleistungsfähiges Zugglied in verschiedenen Anwendungsbereichen erprobt. Die Suche nach materialgerechter Technologie ist dabei auch nach 50 Jahren Forschung noch nicht abgeschlossen und erfordert von Ingenieuren die Flexibilität sich mit den Stärken und Besonderheiten des Materials Carbon weiter auseinanderzusetzen.

Der in Kapitel 3 erläuterte Ansatz für eine materialgerechte Detaillösung einer Seilklemme für ein Carbonseil zeigt beispielhaft, dass hierbei nicht jeder Ansatz zu einer technisch erfolgreichen Lösung führt. Aber selbst technisch vorteilhafte Lösungen können gegenwärtig nur mit erfolgreicher Verbreitung rechnen, wenn sich hieraus auch wirtschaftliche Vorteile ergeben. Mit wachsendem Druck hinsichtlich der Einhaltung von Klimazielen könnten sich die politischen Randbedingungen hier in Zukunft ändern.

Es kann zusammenfassend beobachtet werden, dass der Einsatz von Carbon im Bauwesen bislang dort erfolgreich gelingt, wo entweder eine geringe Menge Carbon einem großen Mehrwert gegenübersteht und/oder mehrere der Eigenschaften dieses Werkstoffes vorteilhaft genutzt werden können (z.B. nachträgliche Verstärkung).

Bei dem in Kapitel 4 beschriebenen Einsatz von Carbonzuggliedern als Hänger von Netzwerkbögen können verschiedene Eigenschaften des Materials gleichzeitig vorteilhaft genutzt werden:

- Die Unempfindlichkeit gegenüber Ermüdung ist entscheidend für den vorteilhaften und wirtschaftlichen Einsatz als Hänger einer Netzwerkbogenbrücke
- Die hohen Faserfestigkeiten können ausgenutzt werden (Bemessung im ULS)
- Das geringe Gewicht trägt maßgeblich zu den positiven dynamischen Eigenschaften bei, womit Maßnahmen zur Dämpfung der Hänger weitgehend oder ganz entfallen können
- Die Beständigkeit gegenüber Witterungseinflüssen spielt vor dem Hintergrund einer zuverlässigen Verfügbarkeit und langen Lebensdauer der Bauteile und im Hinblick auf die zu erwartenden Wartungs- und Folgekosten eine entscheidende Rolle

Mit nur 2-3 Gewichtsprozent Carbon im Vergleich zu Hängern aus Stahl lässt sich die „Achillesverse“ des Netzwerkbogens durch eine robuste und dauerhafte, wirtschaftlich und technisch vorteilhafte Lösung ersetzen. Gleichzeitig führen die mechanischen Eigenschaften von Carbon zu einer sehr vorteilhaften Veränderung des Systemverhaltens von Netzwerkbögen, wodurch ein Lösungsansatz gegen Hängerausfall und wirbelerregte Schwingungen vorliegt. Auch vor dem Hintergrund eines durchaus problematischen ökologischen Fußabdruckes von Carbon kann im Gesamtkontext betrachtet, von einem ökologisch sinnvollen, materialgerechten Einsatz gesprochen werden.

Literatur

[1] MEIER, U.: Carbon Viber-Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering. Structural Engineering International 1992. H.1, S.7-12.

[2] MEIER, U.: Brückensanierung mit Hochleistungs-Faserverbundwerkstoffen. Material und Technik. 1987, H. 4, S. 125-128.

[3] CURBACH, M.; ORTLEPP, R.: Sonderforschungsbereich 528 – Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Abschlussbericht (gekürzte Fassung). Dresden: TU Dresden, 2012. urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425 (14.6.2019).

[4] HEGGER, J.; WILL, N. (Hrsg.): Sonderforschungsbereich 532 – Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie. Abschlussbericht, RWTH Aachen University, 2012.

[5] MEIER, H.; MEIER, U.; BRÖNNIMANN, R.: Zwei CFK-Kabel für die Storchenbrücke. Schweiz. Ing. Archit.1996, H. 114, S. 980–985

[6] CHRISTOFFERSEN, J.; HAUGE, L.; BJERRUM, J.: Footbridge with Carbon-Fibre-Reinforced Polymers, Denmark. SEI 1999, H. 4, S. 254-255.

[7] SCHLAICH, M.; ZWINGMANN, B.; LIU, Y.: Zugelemente aus CFK und ihre Verankerungen. Bautechnik 89 (2014), H. 12, S. 841–850.

[8] BIELAK, J.; BERGMANN, S,; HEGGER, J.: Querkrafttragfähigkeit von Carbonbeton-Plattenbrücken mit C-förmiger Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), H. 7, S. 465–475.

[9] MECHTCHERINE, V.; MICHEL, A.; LIEBSCHER, M.; SCHNEIDER, K.; GROßMANN, C.: Neue Carbonfaserbewehrung für digitalen automatisierten Betonbau. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) H. 12, S. 947–955.

[10] MEIER, U.: Haben kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe im Brückenbau eine Zukunft? In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 19. Dresdener Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. 9.–10.3.2009 in Dresden. Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2007, S. 191–208.

[11] SCHLAICH, M.; LIU, Y.: Future Building – Carbon for Bridges, Roofs and Facades, in IABSE Guangzhou 2016, International Association for Bridge and Structural Engineering. DOI: 10.2749/222137816819259112.

[12] SCHLAICH, M.; LIU, Y.; ZWINGMANN, B.: Ringseildächer mit CFK-Zugelementen. Bautechnik 91 (2014), H. 10, S. 728–741.

[13] SCHLAICH, M.; APITZ, A.; JESSE, F.: Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton. Erscheint in Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020).

[14] HÜCKLER, A.; SCHLAICH, M.: Vorgespannte Brücke aus Carbonbeton, konstruktiv, 3/2019, S. 28-31, Baukammer Berlin, 2019, ISSN: 2194-5209.

[15] STEINBOCK, O.; MAY, S.; CURBACH, M.: Vorgespannte Deckenelemente aus Carbonbeton. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) H. 11, S. 817–826.

[16] SCHLAICH, M.; HÜCKLER, A.; GOLDACK, A.; OSMAN-LETELIER, J. P.: Vorgespannte Flächentragwerke aus Carbonbeton, in: Vielfalt im Massivbau – Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell; Herausgeber: Pahn, M.; Thiele, C.; Glock, C..Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2018, S. 718 – 734, ISBN 978-3-00-058653-8.

[17] SYDOW, A.; KURATH, J.; STEINER, P.: Extrem leichte Brücke aus vorgespanntem Carbonbeton. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) H. 11, S. 869–875.

[18] WAGNER, J.; MENDE, K.; KRAFT, R.; HOLSCHEMACHER, K.; CURBACH, M.: Stabanker für dünne Carbonbetonwände. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), H. 7, S. 485–494.

[19] MEIER, U.; MEIER, H.; KIM, P.: United States Patent US005713169A, 3. Feb. 1998.

[20] TEICH, S.: Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken. Dissertation. Technischen Universität Dresden 2012

[21] TEICH, S.: Die Netzwerkbogenbrücke, ein überaus effizientes Brückentragwerk – Tragwirkung und Konstruktion. Stahlbau 74 (2005), H. 8, S. 596-605.

[22] TVEIT, P.: “The Network Arch” 2015. [Online]. Available: http://home.uia.no/pert (accessed on 11.12.2018) Will be updated occasionally, as long as the author is active.

[23] SCHMIDMEIER, M., SCHÜTZ, K. G.: Zu den Einsatzmöglichkeiten von Seilhängern in Stabbogenbrücken. Stahlbau 87 (2018) H. 4, S. 400–406.

[24] MACAUDIERE, M.: Design of Network Arch Bridge: Hangers for wide span. Master Thesis. Ecole des Ponts ParisTech (ENPC). 2020

[25] GEIßLER, K., STEINMANN, U., GRAßE, W.: Netzwerkbogenbrücken – Entwurf, Bemessung, Ausführung. Stahlbau 77 (2008), H. 3, S. 158-171.

[26] BRUNN, B., SCHANACK, F.: Berechnung einer zweigleisigen Eisenbahn Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des europäischen Normenkonzepts. Technische Universität Dresden, 2003

[27] GAUTHIER, P., KRONTAL, L.: Erfahrungen mit Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnbrückenbau. Stahlbau 79 (2010), H. 3, S. 199-208

[28] SCHANACK, F., BRUNN, B.: Netzgenerierung von Netzwerkbogenbrücken. Stahlbau 78 (2009) H. 7, S. 477–483.

[29] FETTKE, M.: Phänomen der wirbelerregten Querschwingungen bei Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnverkehr. Stahlbau 86 (2017) H. 12, S. 1063–1072.

[30] https://www.fehmarn24.de/fehmarn/sieben-seile-raus-haelt-2035-10285315.html, Stand 19.12.2019.

[31] https://www.bridgeweb.com/Britains-first-asymmetric-network-arch-rail-bridge-installed/4266. Stand 19.12.2019.

[32] https://dziennikpolski24.pl/krakow-nowy-most-kolejowy-na-wisle-juz-wiosna-w-lutym-i-marcu-utrudnienia-dla-kierowcow-zdjecia-wizualizacje/ar/c3-13850962. Stand 19.12.2019.

[33] SCHMIDMEIER, M.: Zur Ermüdungssicherheit vollverschlossener Seile unter Biegung – Grundlagenuntersuchungen über den Einsatz von Seilen in Stabbogenbrücken. Dissertation, Technische Universität München; u. a. veröffentlicht als Mitteilungen der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 102, 2016, als Download verfügbar unter www.baw.de

[34] FETTKE, M.: Leitfaden Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnverkehr – Bemessungsregeln und Empfehlungen für die Planung und Ausführung. Frankfurt: z. Z. unveröffentlicht, Veröffentlichung geplant.

[35] Leitfaden zum Anhang NA.F der DIN EN 1993-2/NA:2014-10: Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken, Februar 2018

[36] HASPEL, L.: Netzwerkbogenbrücken mit Hängern aus Carbon. Stahlbau 88 (2019), H. 2, S. 153-159.

[37] DIN EN 1993-1-9:2005 + AC 2009: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-9: Ermüdung.

[38] DIN EN 1993-1-11:2006 + AC 2009: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl.

[39] DIN EN 1993-1-11/NA:2010 Nationaler Anhang zu Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl.

[40] TERRASI, G. P., BASCHNAGEL, F., GAO, J., MEIER, U.: Fatigue behaviour of laminated carbon fibre reinforced polymer straps for bridge suspenders. ECCM17 - 17th European Conference on Composite Materials, Munich, Germany, 26-30th June 2016

[41] BASCHNAGEL, F., ROHR, V., TERRASI, G. P.: Fretting Fatigue Behaviour of Pin-Loaded Thermoset Carbon-Fibre-Reinforced Polymer (CFRP) Straps. Polymers 2016, 8, 124; doi:10.3390/polym8040124

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Die *wahren* Herausforderungen im Brückenbau – wie können wir auch zukünftig noch über unsere Brücken fahren?

Holger Haug, Bastian Kratzke

Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG

Zusammenfassung: Die Aufrechterhaltung unseres Infrastrukturnetzes – mit Brückenbauwerken als neuralgischen Punkten – ist eine gesellschaftliche Aufgabe die nur durch interdisziplinäre Zusammenarbeit und weiterführende Methoden, die teilweise über die normativen Regelungen hinausgehen, zu stemmen ist. Ein möglichst langer Erhalt von Bestandsbauwerken stellt hierbei eine große volkswirtschaftliche Entlastung dar und ist daher in vielen Fällen anzustreben. Dieser Artikel soll einen Einblick geben, was auf diesem Gebiet heute bereits möglich ist und morgen möglich sein wird.

1 Einleitung

Der Erhalt unseres Infrastrukturnetzes ist nicht nur unabdingbar zur Sicherstellung unseres wirtschaftlichen Wohlstandes, sondern hat auch direkten Einfluss auf die Lebensqualität, die wir tagtäglich erfahren. Brücken in ihrer exponierten Lage spielen hier eine entscheidende Rolle, sind sie doch oft mehr als farblose Ingenieurbauwerke, sondern werden mitunter gar als Sehenswürdigkeit wahrgenommen, mit der sich Bürger oder ganze Städte identifizieren.

Die Zunahme des Schwerverkehrs hat die den Lastmodellen der Vergangenheit unterliegenden Prognosen bei Weitem übertroffen, sodass wir heute der gesellschaftlichen Aufgabe gegenüberstehen, einen teilweise überalterten Brückenbestand fit für die Zukunft machen zu müssen.

Es ist offensichtlich, dass nicht alle Brücken in unserem Verkehrswegenetz kurzfristig ersetzt werden können. Um zu entscheiden, bei welchem Bauwerken der dringendste Handlungsbedarf besteht, werden hierzu deutschlandweit seit einigen Jahren die Bestandbrücken systematisch nachgerechnet, um diejenigen mit den größten Tragfähigkeitsdefiziten zu identifizieren.

Ein Ersatzneubau all dieser als defizitär identifizierten Brücken ist weder nach monetären Gesichtspunkten noch unter Berücksichtigung der hohen Auslastung der Baubranche kurzfristig zu stemmen. Hierbei seien auch die an den Bundeswasserstraßen bzw. größeren Flüssen gelegenen Städte und Kommunen erwähnt, die durch ihre topographische Lage - und dadurch bedingte Erfordernis nach einer höheren Anzahl an Brückenbauwerken - eine zusätzliche Belastung erfahren.

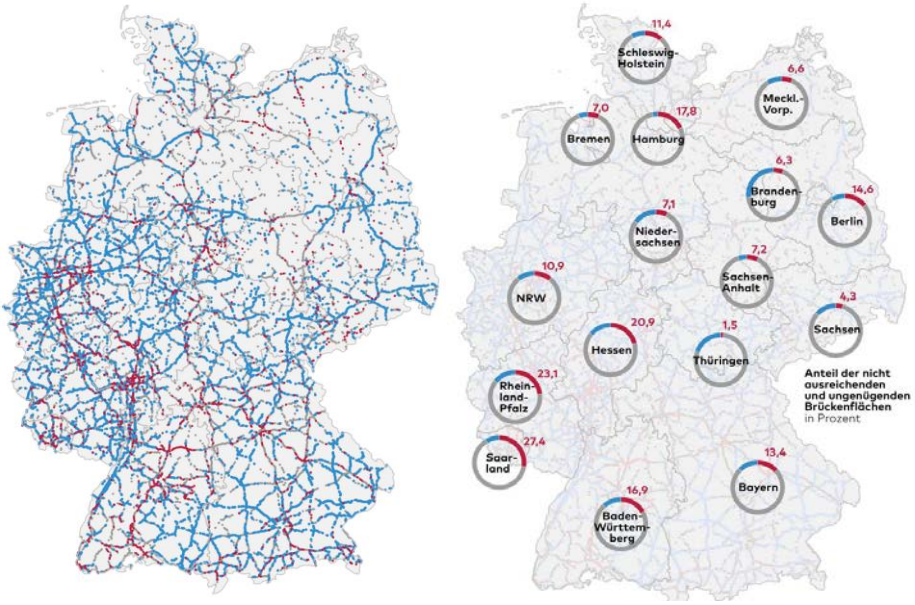


Abbildung 1: Zustand der Brücken in Deutschland aus Welt Digital

Die Frage, mit der wir uns als Bauingenieure also auseinandersetzen müssen, lautet: was können wir tun, um kostspielige Ersatzneubauten für unsere Brücken zu vermeiden?

2 Herangehensweise

Die Auseinandersetzung mit den Bestandsbauwerken – als Zusammenspiel von Analytik (Nachrechnung) und Empirik (Brückenprüfungen) – bildet immer den Grundstein für Entscheidungen über das weitere Vorgehen sowie die Restnutzungsdauer des Bauwerks (Abbildung 2).

Das Entscheidende ist hierbei, jedes Bauwerk individuell zu betrachten. Und nicht nur das Bauwerk selbst, sondern auch, wie es genutzt wird. Eine innerstädtische Brücke kann einer völlig anderen Nutzung unterliegen als eine Autobahnbrücke. Eine Kombination aus Straßenverkehr und Stadtbahnverkehr wird normativ nur unzureichend behandelt. Teilweise liegen gar ungenutzte Tragreserven vor, welche aufgrund vereinfachter Rechenmethoden in der Vergangenheit unberücksichtigt blieben.

Ausgangssituation des Bauwerkes (Übergeordnete Einflüsse)
- Bauwerksnutzung, Netzbedeutung
- Stadtplanung, Entwicklung
- Baubetriebsplan (Verkehr, Ausweichrouten)
- Wirtschaftliche Möglichkeiten

Analytisch Bauwerkszustand Brückenprüfung nach DIN 1076	***Empirisch*** Rechnerische Tragfähigkeit Statische Überprüfung nach DIN-FB (EC) + NR-RiLi + Ergänzung + Handlungsanweisung (SPRK)

Machbarkeitsstudie:
Feststellen des Instandsetzungs- und Ertüchtigungsumfanges
Bauwerksschäden, Restnutzungsdauer, Verstärkung, Monitoring

Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach RI-WI-BRÜ

Festlegen der weiteren Nutzung (Restnutzungsdauer, Erhaltungsmaßnahmen)

Abbildung 2: Erhaltungsstrategie LAP

Eine Basis für diese Betrachtungen können auch dynamische Messungen am Bauwerk bilden. Diese Messungen ermöglichen es, detaillierte Informationen über Bauwerke und deren Nutzung zu gewinnen. Dies reicht von der einfachen Seilkraftbestimmung bei Schrägkabelbrücken – unabdingbar für eine realitätsnahe Nachrechnung – über Dokumentation des Risswachstums bei Spannbetonbrücken bis hin zu der Entwicklung umfänglicher, bauwerksspezifischer Lastmodelle.

Am Beispiel von drei sehr unterschiedlichen Beispielen aus der Praxis soll diese Herangehensweise näher erläutert und auf die *wahren* Herausforderungen, vor der wir bei diesen Aufgaben stehen, eingegangen werden.

3 Kochertalbrücke

3.1 Allgemeines

Die Kochertalbrücke bei Braunsbach-Geislingen (Abbildung 3) ist mit 185 m über Grund die höchste Talbrücke Deutschlands und gilt aufgrund ihrer Ästhetik und innovativen technischen Verfahren zur Herstellung als herausragendes Beispiel der Ingenieurbaukunst. Die Brücke wurde 1979 fertiggestellt und überquert das Kochertal mit 9 Feldern (Spannweiten: 81 m + 7 x 138 m + 81 m). Die Gesamtlänge der Brücke ergibt sich damit zu 1128 m.

Abbildung 3: Kochertalbrücke, Geislingen

Die Brücke wurde in den Randfeldern von den Widerlagern aus mittels Lehrgerüst hergestellt und von den Pfeilern in Achse 1 bis Achse 8 aus im Freivorbau. Der beim Freivorbau hergestellte Kernquerschnitt wurde nachträglich um die Kragarme ergänzt.
Nur die Achsen 3, 4, 5 und 6 sind monolithisch mit dem Bauwerk verbunden, es handelt sich also um ein semi-integrales Tragsystem.

3.2 Empirische Begutachtung

Die für die Kochertalbrücke routinemäßig im Jahr 2007 durchgeführte Hauptprüfung schloss mit einer Zustandsnote 3,0 ab. Aufgrund der ermittelten Schäden, die vor allem die Dauerhaftigkeit und die Verkehrssicherheit beeinträchtigten, wurden folgende Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich.

– Erneuerung der Kappen und der Schutzeinrichtungen
– Erneuerung Belag und Abdichtung
– Austausch der Übergangskonstruktionen
– Erneuerung der Brückenentwässerung
– Verbesserung der Zugänglichkeit
– Betoninstandsetzung.

3.3 Analytische Begutachtung

Neben diesen notwendigen Reparaturen musste die Brücke auch unter Berücksichtigung aktueller Lastmodelle (Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 [7]) nachgerechnet werden.

Da seinerzeit das Eingusssystem eingestellt wurde, wurden zunächst auch am Eingusssystem die Spannungen aus Eigengewicht und Zusatzeigengewicht der Nachrechnung mit denen der Bestandsstatik verglichen, hier haben sich gute Übereinstimmungen ergeben (Abbildung 4).

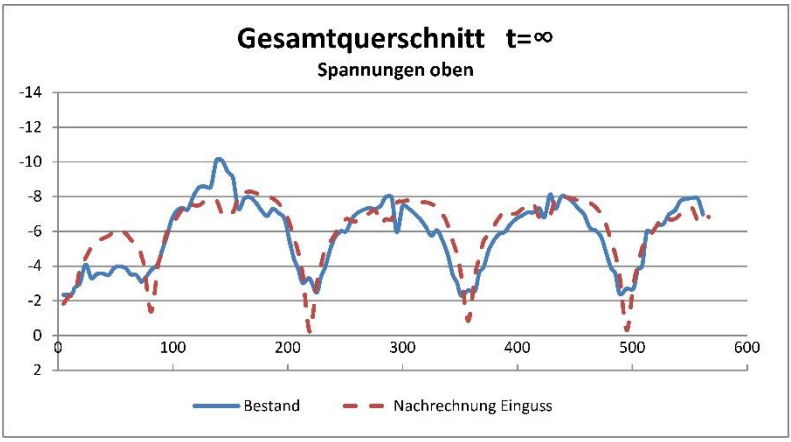


Abbildung 4: Vergleich der Spannungen aus Nachrechnung und Bestandsstatik (Eingusssystem)

Die Verkehrslasten wurden seinerzeit aufgrund der Größe des Bauwerks jedoch abgemindert und entsprechen somit nicht mehr den aktuellen Anforderungen des Lastmodells LM1. Dies resultierte in erheblich höheren Schnittgrößen, die so nicht ohne Weiteres vom Bauwerk aufgenommen werden konnten.

Eine Verstärkung des Bauwerks – um auch den Anforderungen des Lastmodells LM1 zu genügen – wäre nur mit sehr hohem Aufwand realisierbar gewesen, falls technisch überhaupt sinnvoll machbar.

Aus den Bauwerksprüfungen gab es jedoch keinerlei Anzeichen für eine Überbeanspruchung des Tragwerks, daher, und um einen kostspieligen Ersatzneubau zu vermeiden, wurde in enger Abstimmung mit dem Bauherr beschlossen, eine detaillierte Bauablaufberechnung durchzuführen (Abbildung 5). Hier begann die *investigative* Ingenieurarbeit.

Die wesentlichen Aspekte, die in diesem Zusammenhang zu berücksichtigen waren, ergeben sich wie folgt:

- Feldweiser Freivorbau des Überbaus mit Kernquerschnitt (Abbildung 6) von den einzelnen Pfeilern aus inklusive der Vorspannung aus den Spanngliedern im Kernquerschnitt.
- Einprägung von Korrekturkräften zur Erreichung Einguss-Zustand vor dem jeweiligen Lückenschluss.
- Herstellung Ergänzungsquerschnitt und Druckstreben (Fertigteile) mittels Nachläuferschalung inklusive der Vorspannung der Spannglieder im Ergänzungsquerschnitt.

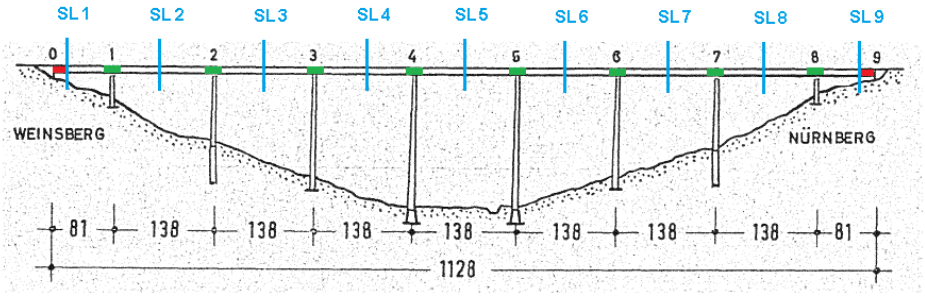


Abbildung 5: Nachbildung der Bauzustände

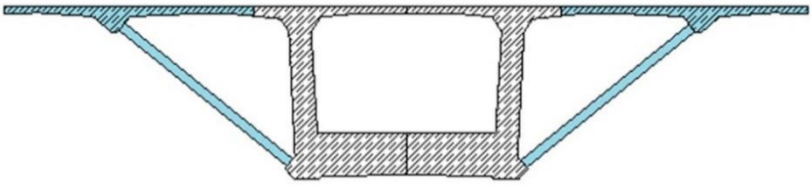


Abbildung 6: Freivorbau des Kernquerschnitts (grau)

Durch die Auswertung der mit zahlreichen Ordnern Baubeschreibungen, Arbeitsanweisungen, Spannprotokollen, Bautagebüchern, Bildern und über 350 Zeichnungen äußerst umfangreichen, sehr umfassenden Bestandsunterlagen konnten die Bauzustände quasi exakt nachgebildet werden.

3.4 Erkenntnisse

Im Vergleich zur Bestandsstatik (Ermittlung am Eingusssystem) ergaben sich nun deutliche Unterschiede (Abbildung 7). Es liegt insgesamt ein höheres Druckspannungsniveau vor, insbesondere in den Feldbereichen, was sich hinsichtlich der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit positiv auswirkt. Darüber hinaus bleiben die Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung kleiner und wirken sich günstig im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus – ebenso wie die geringere Umlagerung aus Schwinden und Kriechen.

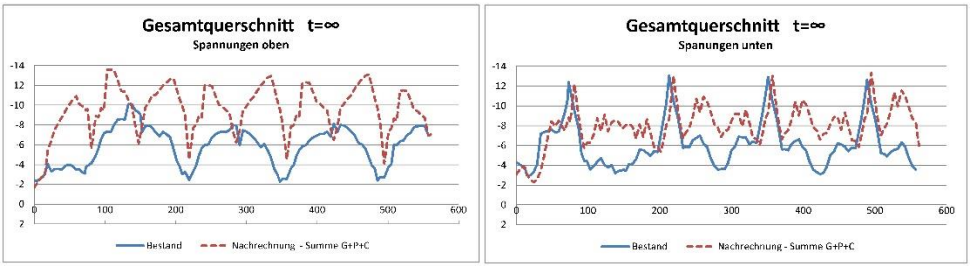


Abbildung 7: Unterschiede bei den Spannungen

Diese genauere Berechnung, die so genannte „Summe der Bauzustände“ ließ den Schluss zu, dass – unter Berücksichtigung nur lokaler Stegverstärkungen – ausreichend Tragreserven für die höheren Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht [7] vorhanden sind.

So konnte durch eine zielgerichtete, individuelle Auseinandersetzung mit dem Bestandsbauwerk ein Ersatzneubau in der Größenordnung von mindestens 70 Mio. Euro vermieden werden.

4 Rheinbrücke Emmerich

4.1 Allgemeines

Die „Rheinbrücke Emmerich" überführt als nördlichste Rheinbrücke Deutschlands den Rhein und verbindet die Städte Emmerich und Kleve im Zuge der Bundesstraße B220. Zusammen mit der Vorlandbrücke und den beiden Verankerungskörpern besitzt der Brückenzug eine Länge von ca. 1235 m.

Bei der Strombrücke (Abbildung 8) handelt es sich um eine erdverankerte Hängebrücke mit zwei parallelen Tragkabelebenen, welche von 1962 bis 1965 hergestellt wurde. Mit einer Hauptspannweite von 500 m und zwei Seitenfeldern mit je 151,5 m ergibt sich die Gesamtlänge der Strombrücke zu 803 m. Die Tragkabel sind in zwei Kabelebenen mit einem Abstand von 16,8 m angeordnet und tragen die als Fachwerk ausgebildeten Versteifungsträger (Abbildung 9).

Abbildung 8: Rheinbrücke Emmerich © Bastian Kratzke

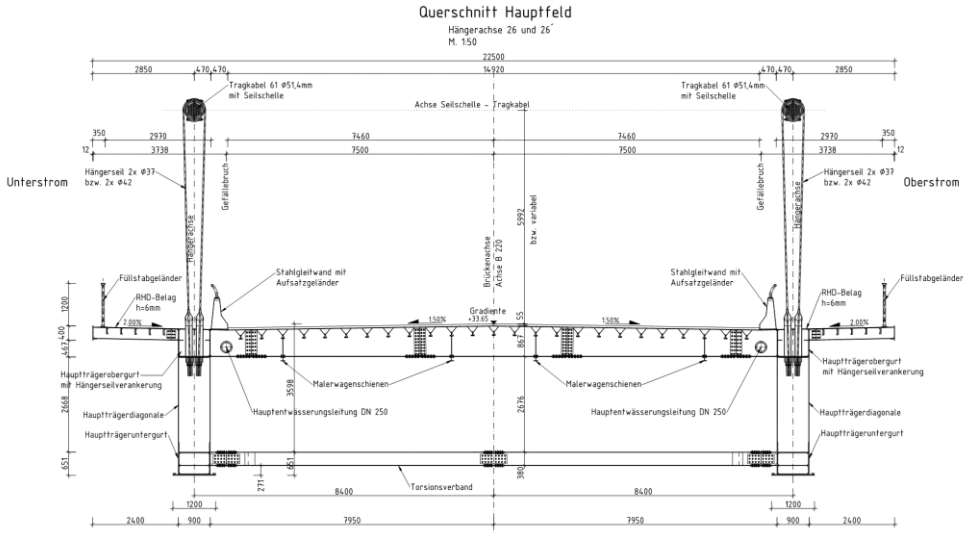


Abbildung 9: Regelquerschnitt Rheinbrücke Emmerich

4.2 Nachrechnung

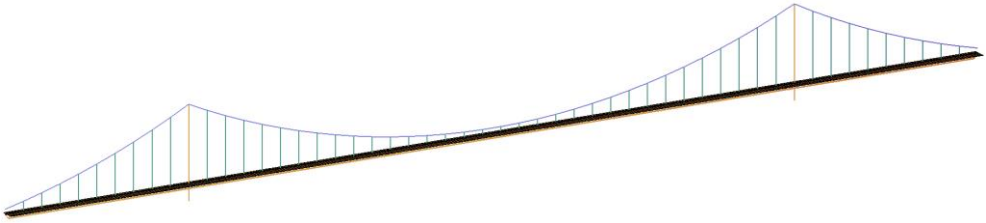


Abbildung 10: 2D-Rechenmodell, Rheinbrücke Emmerich

Auch bei komplexen Tragwerken wie bspw. einer Hängebrücke ist es oft sinnvoll, zunächst ein einfaches 2D-Modell (Abbildung 10) zu verwenden, dessen Ergebnisse sich leicht mit der Bestandsstatik abgleichen lassen und erst darauf aufbauend kompliziertere 3D-Modelle zu erstellen, falls überhaupt erforderlich.

Auch bei diesem Bauwerk kommt dem Bauablauf (bzw. der Seileinstellung) eine besondere Bedeutung zu, da – um eine möglichst gleichmäßige Auslastung des Tragwerks unter Verkehrslasten zu erreichen – beim Bau über die Werkstattform so genannte „Montagemomente“ eingeprägt wurden. Das Abbilden dieser Montagemomente war von essentieller Bedeutung, um realistische Aussagen über das tatsächliche Spannungsniveau treffen zu können.

An diesem vereinfachten Modell ergaben sich Spannungsüberschreitungen von bis zu 23% für die Fachwerk-Längsträger, sowohl im Strom- als auch in den Seitenfeldern. Zumindest für das Stromfeld lag die Vermutung nahe, dass sich durch die Torsionsverbände (Abbildung

11) eine signifikante Querverteilung ergibt, unter der sich günstigere Ergebnisse erzielen lassen und die Längsträger möglicherweise doch nachgewiesen werden können.

Abbildung 11: Rheinbrücke Emmerich, Untersicht mit Torsionsverband im Hauptfeld

Es wurde daher entschieden, ein globales 3D-Modell (Abbildung 12) zu erstellen, in welchem diese Querverteilung durch die Torsionsverbände abgebildet werden kann.

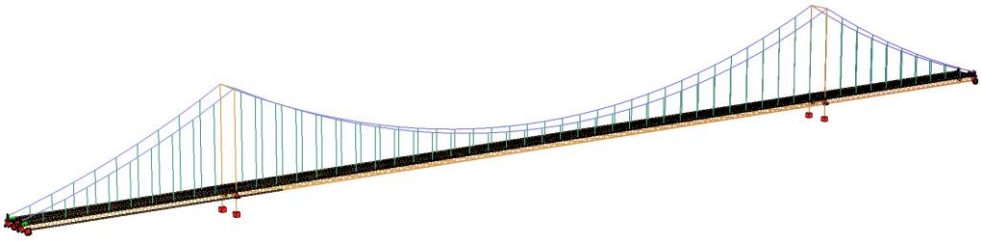


Abbildung 12: 3D-Global-Rechenmodell, Rheinbrücke Emmerich

Wie zu erwarten war findet in den Seitenfeldern ohne Torsionsverbände nahezu keine Querverteilung statt, die Spannungen in beiden Modellen stimmen hier nahezu überein. Im Stromfeld konnten die Spannungsüberschreitungen jedoch durch diese Betrachtung kompensiert werden (siehe Tabelle 1).

	max σ_x 2D-Modell	**max σ_x** 3D-Modell	Abweichung
max M_y Seitenfeld	435 N/mm²	437 N/mm²	± 0 %
max M_y Hauptfeld	433 N/mm²	346 N/mm²	-25 %
min M_y Pylonbereich	-352 N/mm²	-329 N/mm²	-7 %

Tabelle 1: Spannungsvergleich

Das orthotrope Deck bestehend aus Querträgern, Längsrippen und Deckblech wurde an verschiedenen lokalen Modellen untersucht. Die Querträger wurden als lokale Einfeldträger-Modelle abgebildet, wobei die biegesteifen Anschlüsse der Querträger an die Versteifungsträger-Obergurte über Drehfedern im Modell berücksichtigt wurden.

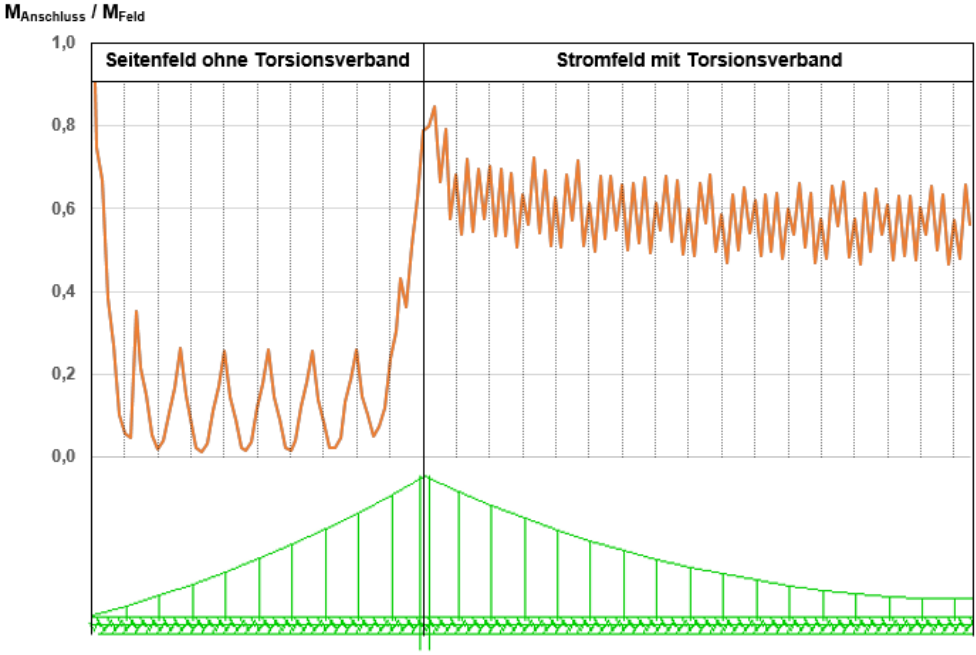


Abbildung 12: Verteilung der Anschlusssteifigkeiten der Querträger über die Bauwerkslänge

Aus Abbildung 12 ist ersichtlich, dass in Bereichen großer globaler Steifigkeiten bspw. am Widerlager oder am Pylon die Anschlusssteifigkeiten der Querträger ebenfalls sehr groß sind. Ebenfalls der Einfluss der Hänger ist zu erkennen. Am deutlichsten zeigt die Darstellung allerdings den Einfluss des Torsionsverbandes im Stromfeld auf die Anschlusssteifigkeiten der Querträger und man erkennt deutlich die geringere Steifigkeit in den Seitenfeldern.

4.3 Erkenntnisse

Am Beispiel der Rheinbrücke Emmerich ist gut zu erkennen, welche Vorteile eine räumliche Modellierung einer Bestandsstruktur haben kann. Der Torsionsverband im Hauptfeld hat einen sehr günstigen Einfluss auf die Lastverteilung zwischen den beiden Versteifungsträgern. Nur durch die räumliche Modellierung konnten diese stillen Tragreserven identifiziert und zusätzliche Verstärkungen vermieden werden.

Den Torsionsverband im Hauptfeld auf die Seitenfelder auszuweiten stellt zudem eine sehr wirtschaftliche Variante zur Verstärkung der Seitenfelder dar. Mit sehr geringem Materialaufwand lässt sich hier eine erhebliche Reduktion der Spannungen erreichen, da die vorhandenen Versteifungsträger besser ausgenutzt werden können.

5 Mülheimer Brücke

5.1 Allgemeines

Abbildung 13: Mülheimer Brücke, Strombrücke, 2017 © Bastian Kratzke

Der Brückenzug „Mülheimer Brücke" überführt den Rhein und verbindet die Kölner Stadtteile Mülheim und Riehl. Der gesamte Brückenzug besitzt eine Länge von ca. 1054 m und besteht aus den vier Teilbauwerken Deichbrücke, Flutbrücke, Strombrücke und Rechtsrheinische Rampe.

Für den Mülheimer Brückenzug war zunächst nur eine grundhafte Instandsetzung angedacht, doch aus der Nachrechnung und den hier festgestellten Defiziten hat sich ergeben, dass eine umfängliche Ertüchtigung der Strombrücke sowie teilweise ein Ersatzneubau der Vorlandbrücken erforderlich ist.

Der Brückenzug wird von einer Kombination aus Straßenbahn- und MIV-Verkehr genutzt, was insbesondere für die Strombrücke eine besondere Belastungssituation darstellt. Die Strombrücke, eine erdverankerte Hängebrücke mit 485 m Länge und 315 m Hauptspannweite, bildet den Kern des Brückenzuges (Abbildung 13). Es handelt sich hierbei auch um die erste Großbrücke, bei der ein orthotropes Fahrbahndeck verwendet wurde.

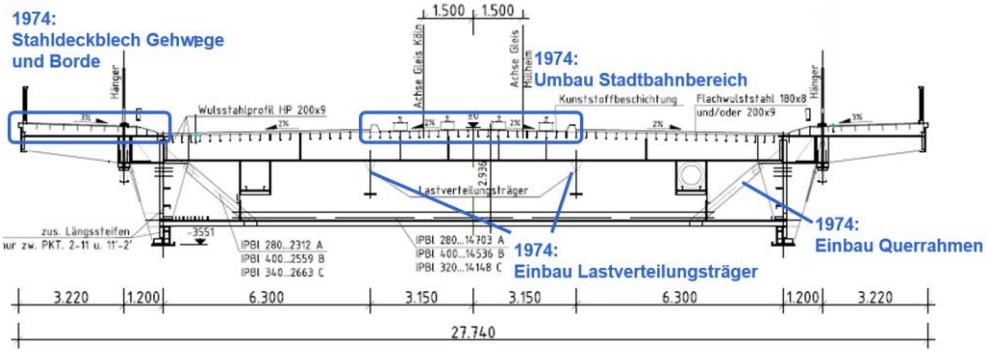


Abbildung 14: Bisherige Veränderungen am Bauwerk

Die Querrichtung wurde bereits im Zuge der umfangreichen Ertüchtigung des Bauwerks in den Jahre 1974 bis 1976 durch den Einbau von zwei zusätzlichen lastverteilenden Längsträgern (in Brückenquerrichtung in den Drittelspunkten gelegen, siehe Abbildung 14) verstärkt [6].

5.2 Nachrechnung

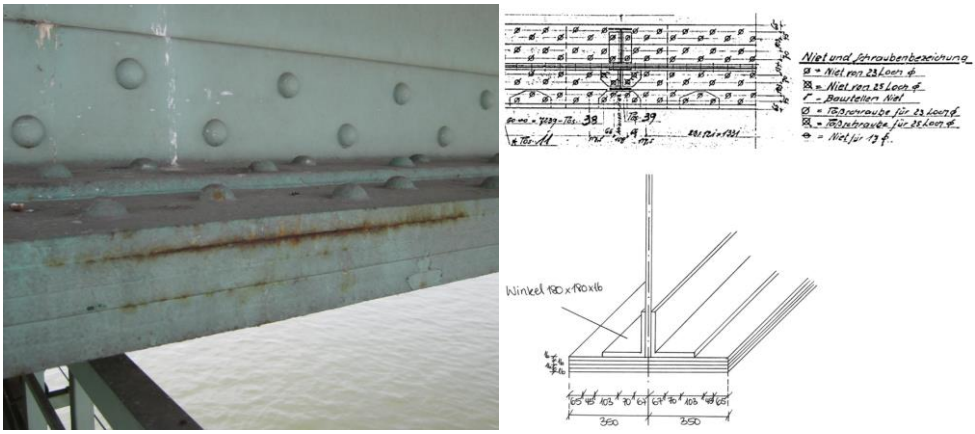


Abbildung 15: Untergurt des Versteifungsträgers, Foto und Planauszug

Es wurde eine umfangreiche Nachrechnung nach Nachrechnungsrichtlinie durchgeführt, jedoch soll hier nur auf die Ermüdungsnachweise eingegangen werden.

Die Auswertung der einzelnen Kerbdetails hat an mehreren Stellen am Versteifungsträger, den Querträgern und den Lastverteilungsträgern Defizite aufgezeigt. Der Untergurt des Versteifungsträgers, der aus mit Nieten verbundenen Blechen besteht (Abbildung 15), hat sich jedoch als besonders kritischer Punkt herausgestellt. Untersucht wurden hier die Einzelfahrten des LKW Typ 2, sowie die Überfahrten des LKW Typ 2 in Kombination mit einer Straßenbahn auf einem der beiden Gleise. Die akkumulierte Schadenssumme für den genieteten Untergurt des Versteifungsträgers betrug D= 7,0 (Abbildung 16). Dieses Ergebnis hätte bedeutet, dass rein rechnerisch ein Ersatzneubau erforderlich ist.

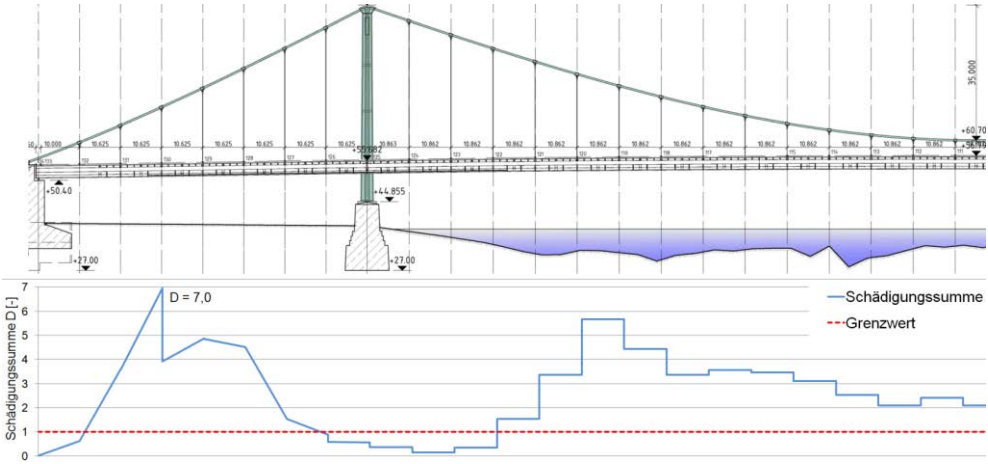


Abbildung 16: Schadenssumme für das Detail genieteter Untergurt

5.3 Dynamische Messungen

Wären die rechnerischen, sehr hohen Schädigungen für das reale Bauwerk repräsentativ, so müsste sich dies auch durch tatsächliche Schäden am Bauwerk äußern. Aus den Brückenprüfungen war jedoch bekannt, dass solche Schäden bisher nicht aufgetreten sind. So wurde in enger Abstimmung mit dem Bauherrn entschieden, neue Wege zu gehen, und auf Basis von dynamischen Messungen ein bauwerksspezifisches, realitätsnahes Ermüdungslastmodell zu erarbeiten. Dieses Vorgehen entspricht Stufe 3 der Nachrechnungsrichtlinie [8].

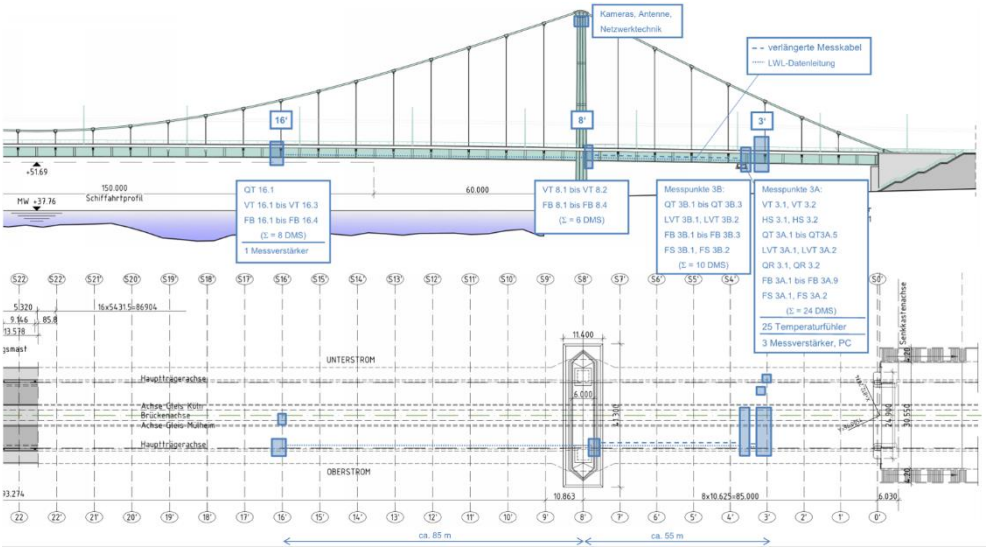


Abbildung 17: Übersicht Dehnmessstreifen am Bauwerk

Hierzu wurden über die Brücke verteilt insgesamt 48 Dehnmessstreifen (DMS) an den Versteifungsträgern, Querträgern, Längsrippen sowie den Hängern angebracht (Abbildung 17). Zusätzlich wurden auf einem der Pylonriegel zwei Kameras installiert, mit denen es möglich war, die gemessenen Dehnungs- bzw. daraus abgeleiteten Spannungsverläufe direkt entsprechenden Fahrzeugtypen zuzuordnen (Abbildung 18).

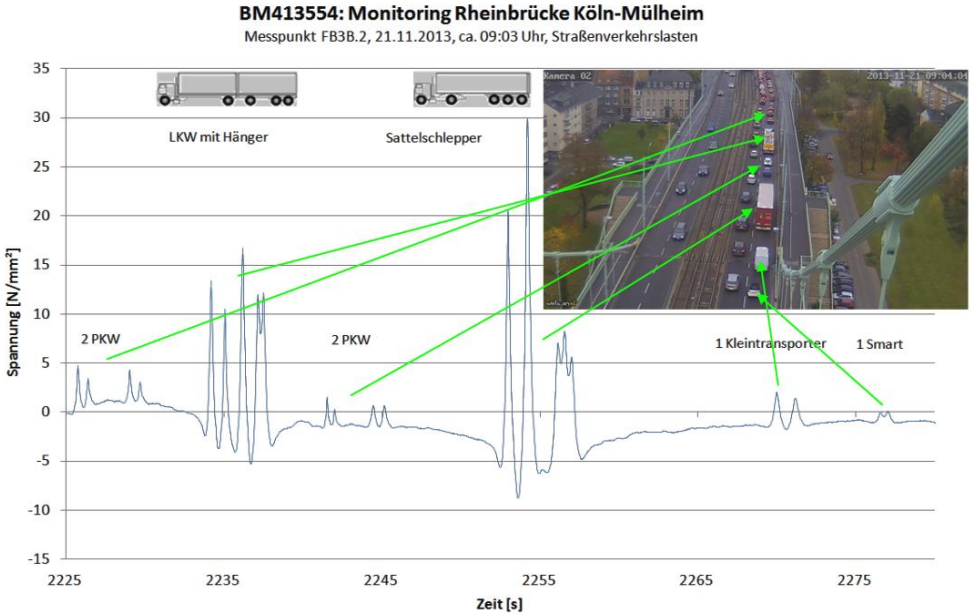


Abbildung 18: Diskrete Zuordnung der Spannungen zu realen Fahrzeugen aus [9] © GMG

Das installierte Messsystem konnte ebenfalls für den Abgleich der Rechenmodelle mit dem realen Tragwerk genutzt werden. Hierzu wurden Belastungsversuche unter Sperrung des gesamten Brückenzuges durchgeführt, bei denen eingewogene Fahrzeuge in vorgegebenen Fahrspuren und Kombinationen (aus Straßenbahn und Schwerfahrzeug) über die Brücke gefahren sind. Diese Versuche wurden dann an den Rechenmodellen nachvollzogen und die sich ergebenden Dehnungen verglichen. Hier haben sich insgesamt sehr gute Übereinstimmungen gezeigt.

Die eigentlichen Dehnungsmessungen des realen Verkehrs liefen über einen Zeitraum von vier Monaten. Die Auswertung hat dann gezeigt, dass die Annahmen, die für die Auftretenshäufigkeiten von Begegnungsereignissen zunächst getroffen wurden, viel zu konservativ waren. Doch bevor es möglich war, diese Erkenntnis in die Nachweise einfließen zu lassen, musste zunächst ein bauwerksspezifisches Ermüdungslastmodell entwickelt werden.

5.4 Das bauwerksspezifische Ermüdungslastmodell

Das bauwerksspezifische Ermüdungslastmodell sollte nicht nur die tatsächlichen ermüdungswirksamen Einwirkungen möglichst realitätsnah – jedoch im Vergleich zu den Messungen auf der sicheren Seite – abbilden, sondern im gleichen Zug auch noch möglichst

anwenderfreundlich sein. Es sollte vermieden werden, den Rechenaufwand unnötig zu erhöhen, und damit eine Genauigkeit vorzutäuschen, die sich nicht erreichen lässt. Für eine detaillierte Erläuterung sei auf [2] verwiesen.

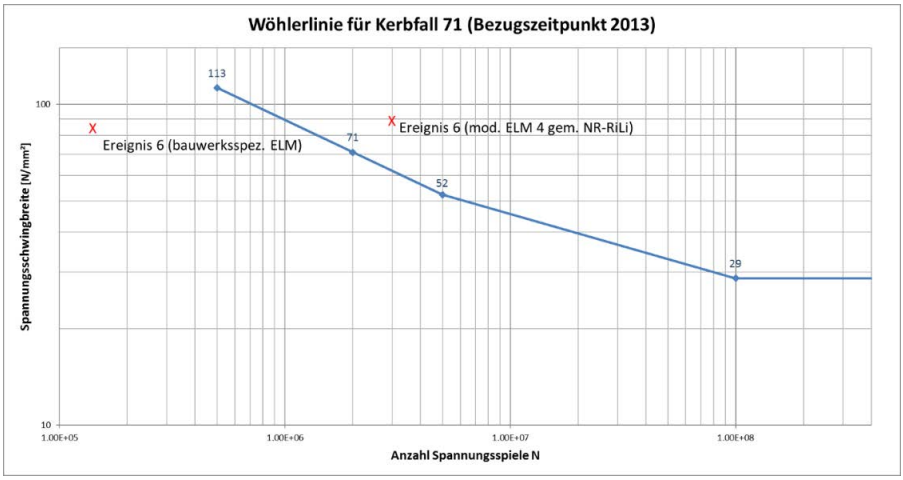


Abbildung 19: Wöhlerlinie für Kerbfall 71 mit Bezugszeitpunkt 2013

Für das bereits angesprochene, maßgebende Kerbdetail des genieteten Untergurts ergibt sich mit dem bauwerksspezifischen Ermüdungslastmodell für den Bezugszeitpunkt 2013 eine Schädigung von D = 0,24 (im Vergleich zu vorher D = 7,0). Zur Veranschaulichung sind die Unterschiede zwischen dem bauwerksspezifischen Ermüdungslastmodell und dem modifizierten Ermüdungslastmodell 4 gemäß NR-RiLi [8] anhand der Wöhlerlinie für diesen Bezugszeitpunkt dargestellt (Abbildung 19). Leicht zu erkennen ergibt sich für das ELM 4 gemäß NR-RiLi bereits für das Ereignis 6 alleine eine Schädigung größer 1,0 ($N_{vorh} > N_{zul}$), wohingegen das gleiche Ereignis bei den angepassten Häufigkeiten auf Basis der Messungen noch weit unter der Wöhlerlinie liegt ($N_{zul} < N_{vorh}$).

Durch die angedachte Anhebung des Verkehrslastniveaus von Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 auf LM1 gemäß DIN-Fachbericht waren auch Verstärkungen z.B. zwei zusätzliche Fachwerklängsträger am Bauwerk erforderlich, die die Ermüdungsbeanspruchung in den Versteifungsträger-Untergurten ebenfalls für die Zukunft günstig beeinflussen [4]. So lässt sich nun auch eine angestrebte Restnutzungsdauer von 100 Jahren noch mit einer rechnerischen Schädigung von insgesamt D = 0,64 realisieren.

5.5 Erkenntnisse

Wie gezeigt wurde konnten durch die Entwicklung eines bauwerksspezifischen Ermüdungslastmodells die Dauerfestigkeitsnachweise an der Strombrücke mit ausreichender Sicherheit geführt, das Bauwerk erhalten, und ein Ersatzneubau vermieden werden.

Die Brückenprüfungen hatten hierbei eine große Bedeutung; sie gaben als erstes Aufschluss darüber, ob bereits Ermüdungsschäden aufgetreten sind und der Aufwand für die dynamischen Messungen und die Entwicklung eines bauwerksspezifischen Ermüdungslastmodells überhaupt gerechtfertigt werden kann.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Was haben die Kochertalbrücke in Geislingen, die Rheinbrücke Emmerich und die Mülheimer Brücke in Köln gemeinsam? Bei allen drei Bauwerken standen zunächst hohe Kosten für umfassende Ertüchtigungsmaßnahmen (Emmerich) oder gar Ersatzneubauten (Kochertal und Mülheimer Brücke) im Raum. Abgewendet konnten diese nur, in dem man in der Planung „einen Schritt weiter“ gegangen ist: Reflexion der Individualität des Bauwerks sowie seiner Nutzung, Anwendung von wissenschaftlichen Methoden und interdisziplinäre Zusammenarbeit. Die enge Verknüpfung von Empirik und Analytik in der Planung war hier genau so entscheidend wie die Weitsicht der beteiligten Bauherren, diesen Weg mit uns einzuschlagen.

In Zukunft wird die Verknüpfung von Empirik und Analytik noch an Bedeutung gewinnen. Bereits heute werden stellenweise Drohnen und Photogrammetrie eingesetzt, um insbesondere schwer zugängliche Bauwerke besser und effektiver begutachten zu können. Automatisierte Flugrouten werden dafür sorgen, dass Schadensfortschritte schnell detektiert werden können, damit im Anschluss schnell reagiert werden kann.

Man darf hierbei nicht aus den Augen verlieren, dass die Auswertung der gesammelten Datenmengen ebenfalls eine besondere Herausforderung darstellt. Daher bemüht sich das Büro Leonhardt, Andrä und Partner in Kooperation mit weiteren Fachplanern und Lehranstalten bereits heute um ein Forschungsvorhaben zum Thema „Bridge Asset Management“, in dessen Zuge genau diese Fragen beantwortet werden sollen.

Literatur

[1] KLUG, A. Instandsetzung und Ertüchtigung der Kochertalbrücke bei Geislingen – von der Nachrechnung bis zur Ausführung. Bauingenieur, 90 (2015), S. 147-157

[2] KRATZKE, B. Ertüchtigung der Brücke Köln-Mülheim. 17. Symposium Brückenbau Leipzig, Ausgabe 1/2 2017, S. 26-31

[3] KRATZKE, B.; UPHOFF, H. Instandsetzungsplanung der Rheinbrücke Emmerich. Bautechnik, 95 (2018), Heft 2, S. 139-147

[4] KRATZKE, B.; UPHOFF, H., HANKE, S. Instandsetzung und Ertüchtigung des Mülheimer Brückenzuges in Köln. Stahlbau, 87 (2018), Heft 8, S. 759-768

[5] STADT KÖLN. Die neue Köln Mülheimer Brücke, Köln, 1951

[6] ERNST, F.; RÄDERSCHEIDT, H.J. Umbau- und Unterhaltungsmaßnahmen an der Rheinbrücke Köln-Mülheim. Stahlbau, 10 (1976), S. 301-307

[7] DIN-FACHBERICHT 101. Einwirkungen auf Brücken, März 2019

[8] RICHTLINIE ZUR NACHRECHNUNG VON STRAßENBRÜCKEN IM BESTAND (NACHRECHNUNGSRICHTLINIE). Ausgabe Mai 2011 mit Ergänzung April 2015. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

[9] GEIßLER, K.; STEIN, R., REICHARDT, A. Monitoring Rheinbrücke Köln-Mülheim – Messbericht. GMG, 2014

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Simulation von ratenabhängigem Werkstoffverhalten dynamisch beanspruchter Systeme

Sven Klinkel, Okyay Altay

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University

Zusammenfassung: Der Beitrag behandelt eine hybride Methode zur Simulation von Materialien mit ratenabhängigem Werkstoffverhalten. Dabei werden numerische Modelle in Echtzeit mit Experimenten kombiniert in Echtzeit gelöst. Zu diesem Zweck werden Strukturen in physikalische und numerische Substrukturen aufgeteilt. Im Unterschied zu den bisher gängigen experimentellen Methoden werden dabei die dynamischen Kräfte sowie Interaktionseffekte vollständig erfasst. Damit erreichen die hybriden Echtzeitsimulationen eine höhere Genauigkeit. Dieser Beitrag behandelt die theoretischen Hintergründe der Methode und präsentiert dazu Beispiele.

1 Einführung

Die dynamische Beanspruchung eines Materials kann wegen komplexem Werkstoffverhalten experimentelle Untersuchungen erfordern. Experimente können in der Baudynamik insbesondere mit Schwingtischen und Aktuatoren durchgeführt werden. Bei den klassischen Untersuchungen werden Bauwerke im realen Maßstab getestet. Diese Vorgang erfordert jedoch aufwändige Testvorrichtungen.

Um den Untersuchungsaufwand zu reduzieren, wurden bereits in den 70er Jahren pseudodynamische Versuche entwickelt [6] und bisher eingesetzt. Hierbei handelt es sich um quasistatische Versuche, in denen Strukturen oder Substrukturen mit Aktuatoren schrittweise statisch ausgelenkt werden. Aus der gemessenen statischen Systemantwort werden die Rückstellkräfte des Bauwerks erfasst und in eine numerische Simulation des gesamten Bauwerks weitergeleitet. Nach einer Abschätzung der dynamischen Trägheits- und Dämpfungseffekte wird in der numerischen Simulation die dynamische Systemantwort berechnet. Durch die

statischen Aktuatoren sowie wegen der Durchführbarkeit an Substrukturen erfordern pseudodynamische Untersuchungen einen relativ geringen Aufwand. Aufgrund ungenauer Berücksichtigung der dynamischen Effekte sind sie jedoch für ratenabhängige Systeme nicht geeignet.

Um die dynamischen Effekte eines Tragwerks exakter abbilden zu können, müssen die Trägheits- und Dämpfungskräfte in den Experimenten integriert werden. Hierfür wurde die hybride Echtzeitsimulationsmethode entwickelt [8]. In dieser Methode werden Bauwerke in *physikalische* (experimentelle) und *numerische* Substrukturen aufgeteilt, s. Abb. 1. Während die physikalische Substruktur auf einem Schwingtisch oder mit Aktuatoren dynamisch experimentell getestet wird, wird das restliche Bauwerk numerisch abgebildet und in Echtzeit am Rechner simuliert. Zwischen Rechner und Versuchsvorrichtung werden Informationen bzgl. Interaktionskräfte und Verschiebungen ausgetauscht. Die berechneten Verschiebungen der numerischen Substruktur werden mit Hilfe von Schwingtischen und Aktuatoren auf der physikalischen Substruktur simuliert. Damit können komplexe Bauwerkskomponente experimentell getestet werden, während die restliche numerisch einfach zu modellierende Struktur am Rechner simuliert wird. Da die hybride Simulation in Echtzeit erfolgt, werden dabei die Interaktionskräfte mit Trägheits-, Dämpfungs- und Rückstelleffekte vollständig erfasst. Dadurch erreichen die hybriden Echtzeitsimulationen die hohe Genauigkeit einer dynamischen Untersuchung im Großmaßstab mit dem geringen Aufwand einer pseudodynamischen Analyse.

In diesem Beitrag werden zunächst in den Abschnitten 2 und 3 die wesentlichen Aspekte der experimentellen sowie numerischen Teile der hybriden Simulationsmethode beschrieben. Ein Beispiel der Simulationsmethode wird in Abschnitt 4 dargestellt.

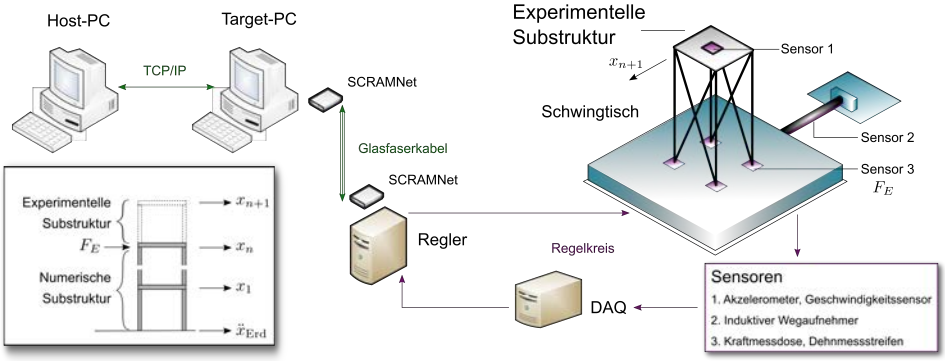


Abbildung 1: Die wesentlichen Komponente einer hybriden Echtzeitsimulation.

2 Experimenteller Teil der hybriden Simulation

Der experimentelle Teil der hybriden Echtzeitsimulation besteht, wie in Abb. 1 gezeigt, aus mehreren Hardwarekomponenten. Die dynamische Belastungsvorgänge der physikalischen

Substruktur wird in Echtzeit mit Hilfe von servohydraulischen Schwingtischen und Aktuatoren realisiert. Die Bewegungen von Schwingtischen und Aktuatoren werden mit einem Regler kontrolliert. Der Regler empfängt dabei ein aus dem numerischen Simulationsteil kommendes Steuerungssignal, mit dem die Aktuatoren bewegt werden. Der Regler vergleicht das Steuerungssignal mit den tatsächlich durchgeführten Aktuatorbewegungen. Hierzu werden Aktuatoren meist mit induktiven Wegsensoren ausgestattet. Messdaten, die auch aus weiteren Sensoren kommen, werden durch Datenerfassungssysteme (DAQ-Data acquisition) bearbeitet und zusammengestellt.

Zur Generierung des Steuerungssignals muss die numerische Substruktur in Echtzeit gelöst werden. Hierzu werden üblicherweise zwei Rechner eingesetzt, Host-PC und Target-PC, die miteinander über ein TCP/IP-Netzwerkkabel verbunden sind. Der Host-PC startet, überwacht und beendet den Simulationsvorgang. Das numerische Modell wird in diesem Rechner meist in Matlab/Simulink- oder OPENSEES-Umgebung vorbereitet und zum Target-PC heruntergeladen. Der Target-PC ist ein Hochleistungsrechner und kann Echtzeitoperationen durchführen. Das numerische Modell wird durch den Target-PC schrittweise in Echtzeit gelöst. Der Target-PC generiert gleichzeitig das für die experimentelle Substruktur notwendige Steuerungssignal und leitet es zum Regler der Aktuatoren weiter. Um eine Übertragungsverzögerung der Daten möglichst zu vermeiden, erfolgt die Datenübertragung zwischen Target-PC und Regler über serielle oder optische Hochgeschwindigkeitsverbindungskabeln, die beispielsweise mit SCRAMNet-Karten (Shared common RAM Network) angeschlossen sind. Das Lösen der numerischen Substruktur und die Generierung des Steuerungssignals können dabei auch auf zwei Target-PCs verteilt werden, um die Rechenleistung zu optimieren.

3 Numerischer Teil der hybriden Simulation

3.1 Numerische Modellierung

Bereits seit den ersten hybriden Simulationen werden diskrete Schwingungssysteme verwendet, um numerische Substrukturen abzubilden. Beispielsweise Nakashima et al. verwendeten ein numerisches Gebäudemodell mit 5-Freiheitsgraden, um auf einer Rahmenstruktur die seismischen Effekte einer Basisisolierung aus Elastomerlagern experimentell in Echtzeit zu testen [9]. Karavasilis et al. entwickelten später das nichtlineare Finite-Elemente-Programm *HybridFEM*, um zweidimensionale FE-Modelle von Rahmenstrukturen mit der hybriden Echtzeitsimulation untersuchen zu können [7]. Chen et al. verwendeten dieses Programm, um einen Momentenrahmen mit 122-Freiheitsgrade numerisch zu simulieren [4]. Gleichzeitig testeten sie magnetorheologische Dämpfer physikalisch, um aus der hybriden Simulation den seismischen Widerstand der Rahmenstruktur zu ermitteln. Chae et al. setzten *HybridFEM* ein, ebenfalls um einen Momentenrahmen mit Dämpfern hybrid zu simulieren [2]. Das numerische Modell bestand aus 514-Freiheitsgraden. Saouma et al. entwickelten ein eigenes FE-Programm und verwendeten dieses für ein nichtlineares Stahlbetonrahmenmodell mit 405-Freiheitsgraden [10]. Um größere Modelle zu simulieren, entwickelten Zhou et al. ein FE-basiertes Simulink-Model, womit Boden-Bauwerkssimulationen durchgeführt werden können [11]. Dabei bildeten sie den Boden numerisch ab, während das Bauwerk

physikalisch getestet wurde. Zhu et al. erweiterten danach dieses Modell, um Flüssigkeitssäulendämpfer zu untersuchen [12]. Die erweiterte numerische Substruktur umfasste ein 9-stöckiges Benchmark-Gebäude mit Boden.

3.2 Numerische Zeitschrittintegration

Mit zunehmender Modellgröße und Anzahl von Freiheitsgraden nimmt auch der Rechenaufwand zu. Dadurch ist es erforderlich numerisch effizientere Zeitschrittverfahren einzusetzen, um die numerischen Substrukturen optimal lösen zu können. Implizite Algorithmen können dabei zwar verwendet werden, jedoch erschwert der hohe Rechenaufwand deren Einsatz in Echtzeitsimulationen. Daher werden für die hybriden Simulationen mehrheitlich explizite Algorithmen verwendet. Dabei kommen bereits seit der ersten Einführung der hybriden Simulationsmethode öfters das zentrale Differenzenverfahren sowie die explizite Formulierung des Newmark-Beta-Verfahrens zum Einsatz. Die explizite Formulierung des Newmark-Verfahrens ist unten für die hybriden Echtzeitsimulationen gegeben.

$$\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}} = \mathbf{x}_{\mathbf{N}_n} + \Delta t_{\mathrm{N}} \dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} + \frac{\Delta t_{\mathrm{N}}^2}{2} \ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} \tag{1}$$

$$\dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}} = \dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} + \frac{\Delta t_{\mathrm{N}}}{2} \left(\ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} + \ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}} \right) \tag{2}$$

$$\mathbf{M_N} \ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}} + \mathbf{C_N} \dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}} + \mathbf{K_N} \mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}} = \mathbf{F}_{\mathbf{E}_{n+1}} + \mathbf{F}_{\mathbf{Erd}_{n+1}} \tag{3}$$

Dabei sind $\ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}}$, $\dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n+1}}$ und $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}}$ die Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungsvektoren der numerischen Substruktur für den Zeitschritt t_{n+1}. $\mathbf{M_N}$, $\mathbf{C_N}$ und $\mathbf{K_N}$ sind die Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrizen. $\mathbf{F_E}$ umfasst die Interaktionskräfte aus der experimentellen Substruktur. Mit $\mathbf{F_{Erd}}$ werden äußere Lasten, wie Erdbeben, berücksichtigt. $\Delta t_{\mathrm{N}} = t_{\mathrm{N}_{n+1}} - t_{\mathrm{N}_n}$ ist die Zeitschrittweite der numerischen Integration. Der Index n bezeichnet den Zeitschritt.

Trotz hoher Effizienz sind die meisten Vorwärtsintegrationsmethoden leider nur bedingt stabil und erfordern kleine Zeitschrittweiten für die Berechnungen. Chang und Gui et al. erweiterten die Newmark-Formulierung, um eine absolute Stabilität zu erreichen [3, 5]. Dabei ergänzt Chang in Gl. (1) zwei Gewichtungsmatrizen $\boldsymbol{\beta}_1$ und $\boldsymbol{\beta}_2$.

$$\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}} = \mathbf{x}_{\mathbf{N}_n} + \boldsymbol{\beta}_1 \Delta t_{\mathrm{N}} \dot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} + \boldsymbol{\beta}_2 \frac{\Delta t_{\mathrm{N}}^2}{2} \ddot{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_n} \tag{4}$$

Gl. (2,3) bleiben unverändert. Chang berücksichtigt mit den beiden Gewichtungsmatrizen den Einfluss von $\mathbf{M_N}$, $\mathbf{C_N}$ und $\mathbf{M_N}$ und definiert sie als

$$\boldsymbol{\beta}_1 = \boldsymbol{\beta}_2 \times \left[\mathbf{I} + \frac{1}{2} \Delta t_{\mathrm{N}} \mathbf{M_N^{-1}} \mathbf{C_N} \right], \tag{5}$$

$$\boldsymbol{\beta}_2 = \left[\mathbf{I} + \frac{1}{2} \Delta t_{\mathrm{N}} \mathbf{M_N^{-1}} \mathbf{C_N} + \frac{1}{4} \Delta t_{\mathrm{N}}^2 \mathbf{M_N^{-1}} \mathbf{K_N} \right]^{-1}. \tag{6}$$

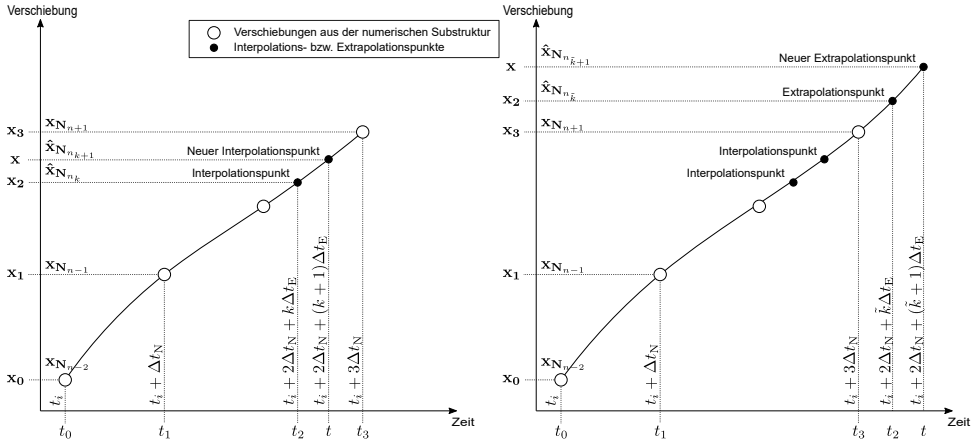


Abbildung 2: Interpolation bzw. Extrapolation des nächsten Steuerungspunkts aus den bereits berechneten Verschiebungen des numerischen Modells sowie den bekannten Interpolations- bzw. Extrapolationspunkten.

3.3 Latenzkompensation

Die Genauigkeit einer hybriden Echtzeitsimulation wird durch das gewählte numerische Zeitschrittverfahren beeinflusst. Die Stabilität der Simulation hängt jedoch wesentlich von der Datenübertragung zwischen den numerischen und physikalischen Substrukturen ab. In der hybriden Echtzeitsimulation weicht generell die Taktung des numerischen Modells Δt_{N} von der Taktung der Regelung Δt_{E} ab. Aufgrund der Anzahl der Freiheitsgrade sowie Nichtlinearitäten ist die Taktung des numerischen Modells normalerweise länger. Dagegen ist die Taktung des Reglers von Aktuatoren deutlich höher. Der Unterschied zwischen den beiden Taktungen muss während jedem Simulationsvorgang korrigiert werden, damit die Aktuatoren auch während der Totzeit der numerischen Substruktur kontinuierlich geregelt werden können. Zur Kompensation der Latenzzeit können Interpolations- bzw. Extrapolationsmethoden eingesetzt werden.

Die Generierung des Steuerungssignals ist in Abb. 2 dargestellt. Aufgrund der Taktungsunterschiede muss dabei der Target-PC Zwischenpunkte des Steuerungssignals interpolieren, um die Totzeit bis zur Berechnung der nächsten Bewegung der numerischen Substruktur $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}}$ zu kompensieren. Im Falle einer Verzögerung des Lösungsvorgangs der numerischen Substruktur kann nach Erreichen des Bewegungspunkts $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}}$ notwendig sein, die nächsten Punkte des Steuerungssignals auch zu extrapolieren. Wie in Abb. 2 gezeigt, um die Kontinuität der Bewegung zu gewährleisten, werden dabei nicht nur die Berechnungspunkte des numerischen Modells, sondern auch der letzte Interpolations- bzw. Extrapolationspunkte berücksichtigt. Zur Interpolation und Extrapolation der Punkte des Steuerungssignals können Polynomgleichungen eingesetzt werden, die den vergangenen Bewegungsablauf mitberücksichtigen. Beispielsweise das Lagrangesche Interpolationspolynom 3. Ordnung geht durch

die folgenden vier Punkte

$$\begin{aligned} t_0 &= t_i & \mathbf{x_0} &= \mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n-2}}, \\ t_1 &= t_i + \Delta t_\mathrm{N} & \mathbf{x_1} &= \mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n-1}}, \\ t_2 &= t_i + 2\Delta t_\mathrm{N} + k\Delta t_E & \mathbf{x_2} &= \hat{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n_k}}, \\ t_3 &= t_i + 3\Delta t_\mathrm{N} & \mathbf{x_3} &= \mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}} \end{aligned} \tag{7}$$

und interpoliert bzw. extrapoliert daraus den fünften Punkt mit

$$t = t_i + 2\Delta t_\mathrm{N} + (k+1)\,\Delta t_\mathrm{N} \qquad \mathbf{x} = \hat{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n_{k+1}}}, \tag{8}$$

$$\hat{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n_{k+1}}} = \sum_{i=0}^{3} \mathbf{x_i} l_i(t) \quad \text{mit} \quad l_i(t) = \prod_{\substack{j=0 \\ j\neq i}}^{3} \frac{t - t_j}{t_i - t_j}. \tag{9}$$

Dabei sind $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n-2}}$, $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n-1}}$ und $\mathbf{x}_{\mathbf{N}_{n+1}}$ Bewegungen der numerischen Substruktur an den relevanten Freiheitsgraden, die durch Aktuatoren an der experimentellen Substruktur realisiert werden sollen. Die zeitdiskreten Bewegungen korrespondieren zu den Zeitpunkten t_0, t_1 und t_3 in einem beobachteten Zeitfenster beginnend mit der Anfangszeit t_i. Um bei plötzlichen Änderungen des Bewegungsablaufs die Kontinuität zu gewährleisten, wird dabei als 3. Punkt der letzte Interpolations- bzw. Extrapolationspunkt $\hat{\mathbf{x}}_{\mathbf{N}_{n_k}}$ verwendet. k ist die Anzahl der Zwischenschritte, die dem Steuerungssignal entsprechen, und ergibt die zeitliche Lage der Interpolations- bzw. Extrapolationspunkte. Für Extrapolation wird k in den Gleichungen durch $\tilde{k}$ ersetzt.

4 Beispiel

Um die Genauigkeit der hybriden Echtzeitsimulation zu untersuchen, wurden an der Testanlage der *Tsinghua University* Versuche durchgeführt. Die Teststruktur bestand aus einem Stahlrahmen mit Flüssigkeitssäulendämpfern (FSD). Das inherente Dämpfungsverhalten von FSD ist nichtlinear und abhängig von der Strömungsgeschwindigkeit der Dämpferflüssigkeit ab [1]. Um das ratenabhängige Systemverhalten von FSD zu erfassen, eignet sich die hybride Echtzeitsimulationsmethode. In diesem Zusammenhang wurden während den Versuchen FSD unterschiedlicher Dimensionierung als physikalische Substruktur auf einem uniaxialen Schwingtisch getestet, s. Abb. 3 (a). Der Stahlrahmen wurde dabei als ein Einfreiheitgradsystem (EFS) numerisch modelliert. Als Anregungssignal wurden die El Centro- und Kobe-Erdbeben verwendet. Die Integration der Bewegungsgleichung wurde mit den absolut stabilen expliziten Algorithmen der Gui-λ-Methode durchgeführt [5]. Die Zeitverzögerung wurde durch das Lagrangesche Interpolationspolynom 3. Ordnung kompensiert. Zum Vergleich der Ergebnisse der hybriden Echtzeitsimulation wurden auch konventionelle Schwingtischuntersuchungen durchgeführt, s. Abb. 3 (b,c). Dabei wurde der Stahlrahmen zusammen mit den FSD auf dem Schwingtisch getestet.

Abb. 4 (a) vergleicht die während dem konventionellen Schwingtischtest aufgezeichneten EFS-Beschleunigungen mit den berechneten Ergebnissen der hybriden Echtzeitsimulation. Die beiden Zeitverläufe zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Abb. 4 (b) zeigt zudem

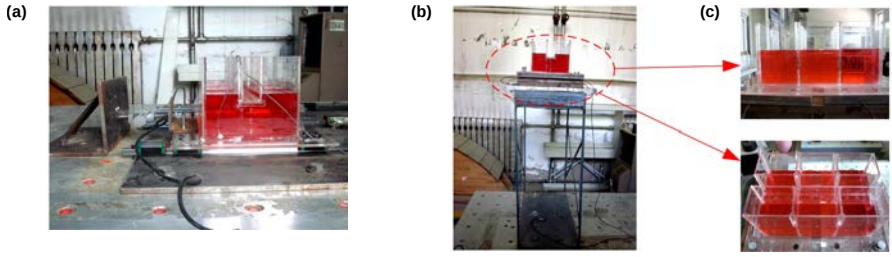


Abbildung 3: Hybride Simulation (a), konvetionelle Schwingtischuntersuchung (b,c).

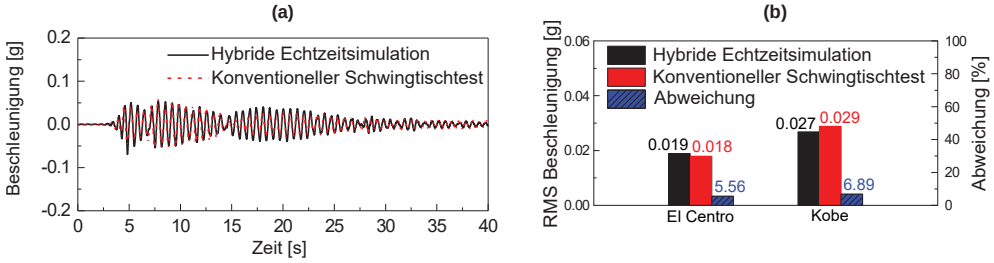


Abbildung 4: Beschleunigungen ermittelt während dem El Centro-Erdbeben (a). RMS-Werte der Beschleunigung sowie Abweichung der hybriden Echtzeitsimulation von den konventionellen Schwingtischtests (b).

die RMS-Werte der Beschleunigungen sowie die Abweichungen der beiden Methoden. Die Abweichung der RMS-Werte bleibt während dem El Centro und Kobe Erdbeben unter $5{,}56$ % und $6{,}89$ %.

5 Schlussfolgerungen

Die hybride Echtzeitsimulationsmethode erweitert experimentelle Untersuchungen mit numerischen Simulationen. Dabei werden im Unterschied zu den bisher gängigen pseudodynamischen Untersuchungen die dynamischen Effekte vollständig abgebildet. Hierzu zählen insbesondere das ratenabhängige Werkstoffverhalten. Die hohe Genauigkeit der hybriden Echtzeitsimulationsmethode wird durch die präsentierten Beispielen belegt. Die verwendete numerische Modellierung und Zeitschrittintegration sowie insbesondere die gewählte Latenzkompensationsmethode zählen dabei zu den wichtigen Aspekten, die die Genauigkeit und Stabilität der Methode beeinflussen können.

6 Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgesellschaft (DFG) für die Förderung des Projekts KL1345/12-1.

Literatur

[1] ALTAY, O. ; KLINKEL, S. : A Semi-Active Tuned Liquid Column Damper for Lateral Vibration Control of High-Rise Structures: Theory and Experimental Verification. In: *Structural Control and Health Monitoring* 25 (2018), S. e2270

[2] CHAE, Y. ; KAZEMIBIDOKHTI, K. ; RICLES, J. M.: Adaptive Time Series Compensator for Delay Compensation of Servo-Hydraulic Actuator Systems for Real-Time Hybrid Simulation. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42 (2013), S. 1697–1715

[3] CHANG SHUENN-YIH: Explicit Pseudodynamic Algorithm with Unconditional Stability. In: *Journal of Engineering Mechanics* 128 (2002), S. 935–947

[4] CHEN, C. ; RICLES, J. M.: Large-scale real-time hybrid simulation involving multiple experimental substructures and adaptive actuator delay compensation. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41 (2012), S. 549–569

[5] GUI, Y. ; WANG, J. ; ZHOU, M.-X. ; ZHU, F. ; FENG, J. : Real-Time Dynamic Hybrid Testing for Multi-Storey Structures installed with Tuned Liquid Dampers. In: *Proc. of the 6th World Conf. on Structural Control and Monitoring - 6WCSCM*. Barcelona, Spain, 2014

[6] HAKUNO, M. ; SHIDAWARA, M. ; HARA, T. : Dynamic Destructive Test of a Cantilever Beam, Controlled by an Analog-Computer. In: *Proc. of the Japan Society of Civil Engineers* (1969), S. 1–9

[7] KARAVASILIS, T. ; SEO, C.-Y. ; RICLES, J. : HybridFEM: A Program for Dynamic Time History Analysis of 2D Inelastic Framed Structures and Real-Time Hybrid Simulation. Lehigh University, 2008 (08-09). – Forschungsbericht

[8] NAKASHIMA, M. ; KATO, H. ; TAKAOKA, E. : Development of Real-Time Pseudo Dynamic Testing. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 21 (1992), S. 79–92

[9] NAKASHIMA, M. ; MASAOKA, N. : Real-Time On-Line Test for MDOF Systems. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28 (1999), S. 393–420

[10] SAOUMA, V. ; KANG, D.-H. ; HAUSSMANN, G. : A Computational Finite-Element Program for Hybrid Simulation: A Computational Finite-Element Program for Hybrid Simulation. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41 (2012), S. 375–389

[11] ZHOU, M.-X. ; WANG, J.-T. ; JIN, F. ; GUI, Y. ; ZHU, F. : Real-Time Dynamic Hybrid Testing Coupling Finite Element and Shaking Table. In: *Journal of Earthquake Engineering* 18 (2014), S. 637–653

[12] ZHU, F. ; WANG, J.-T. ; JIN, F. ; ALTAY, O. : Real-Time Hybrid Simulation of Single and Multiple Tuned Liquid Column Dampers for Controlling Seismic-Induced Response. In: *Proc. of the 6th Int. Conf. on Advances in Experimental Structural Engineering*. Urbana-Champaign, Ill., USA, 2015

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Pilotprojekte für ein Integratives Computerbasiertes Planen und Bauen

Achim Menges[1], Jan Knippers[2], Hans Jakob Wagner[1], Christoph Zechmeister[1]

[1]*Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD), Universität Stuttgart*
[2]*Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen (ITKE), Universität Stuttgart*

Zusammenfassung: Ziel des Exzellenzclusters „IntCDC - Integrative Computational Design and Construction for Architecture“ an der Universität Stuttgart ist es, die methodischen Grundlagen für eine umfassende Modernisierung des Bauschaffens zu legen. Ein Schwerpunkt ist die Entwicklung einer übergeordneten Methodologie des „Co-Design“ von Planungsmethoden, Bauprozessen und Bausystemen, um eine Grundlage für integrative, interdisziplinäre Lösungsansätze zu schaffen. Dies wird anhand von ersten realisierten Pilotprojekten aufgezeigt.

1 Integrative Computerbasiertes Planen und Bauen

1.1 Einführung: Exzellenzcluster „Integratives computerbasiertes Planen und Bauen für die Architektur“

Digitale Technologien bieten neue Lösungsansätze für die vielfältigen ökologischen, ökonomischen und sozialen Herausforderungen des Bauschaffens. Zudem eröffnen sie Möglichkeiten für eine neuartige Architektur und eine digitale Baukultur. Aufgrund der Kleinteiligkeit der Bauindustrie und einer zergliederten Forschungslandschaft erfolgt die Digitalisierung der verschiedenen Teilbereiche des Bauens jedoch weitestgehend entkoppelt und sehr langsam. Zudem beschränkt sie sich zumeist auf die sprichwörtliche Digitalisierung bestehender Planungsmethoden und die Automatisierung bekannter Fertigungs- und Bauprozesse. Dies führt in den meisten Fällen lediglich zu inkrementellen Verbesserungen und isolierten Erkenntnissen. Das volle Potential digitaler Technologien bleibt dabei ungenutzt.

Ziel des Exzellenzclusters IntCDC ist es, das volle Potential digitaler Technologien zu nutzen, um das Planen und Bauen in einem integrativen und interdisziplinären Ansatz neu zu denken und damit wegweisende Innovationen für das Bauschaffen zu ermöglichen. Durch einen systematischen, ganzheitlichen und integrativen computerbasierten Ansatz sollen die

methodischen Grundlagen für eine umfassende Modernisierung des Bauschaffens gelegt werden. Eine zentrale Zielsetzung ist die Entwicklung einer übergeordneten Methodologie des „Co-Design“ von Methoden, Prozessen und Systemen, basierend auf interdisziplinärer Forschung zwischen den Bereichen Architektur, Bauingenieurwesen, Ingenieurgeodäsie, Produktions- und Systemtechnik, Informatik und Robotik sowie Geistes- und Sozialwissenschaften. Es wird erwartet, dass die methodischen Erkenntnisse und Forschungsergebnisse umfassende Lösungswege für die durch inkrementelle Ansätze nicht zu meisternden ökologischen, ökonomischen und sozialen Herausforderungen aufzeigen und die einen Beitrag für eine qualitätsvolle, lebenswerte und nachhaltige gebaute Umwelt sowie für eine digitale Baukultur schaffen.

1.2 Co-Design als integrativer und interdisziplinäre Forschungsansatz

Eines der größten Hindernisse für Innovationen im Bausektor ist eine Forschungskultur, die die oben genannten Forschungsbereiche getrennt untersucht. Im Rahmen der Digitalisierung arbeitet die aktuelle Forschung in der Regel entweder im Bereich der rechnergestützten Entwurfs- und Konstruktionsmethoden, im Bereich der Entwicklung digitaler Herstellungs- und Konstruktionsprozesse oder im Bereich der Verbesserung von Material und Bausystemen. Folglich sind die Forschungsergebnisse inkrementell und meist auf einen Bereich beschränkt. So wird beispielsweise die digitale Fertigung mit dem Schwerpunkt auf der automatisierten Produktion bestehender Gebäudesysteme auf der Grundlage bestehender Entwurfs- und Konstruktionsmethoden entwickelt. Ebenso wird das datenbankgestützte Planen (z.B. BIM) auf Basis von Datensätzen bestehender Gebäudesysteme und damit verbundener etablierter Bauprozesse vorangetrieben.

Um das volle Potenzial digitaler Technologien auszuschöpfen, ist es unerlässlich, einen integrativeren Ansatz zu verfolgen, der Innovationen in all diesen Bereichen gleichzeitig ermöglicht. Eine solche umfassende Innovation kann weder aus der Bauwirtschaft selbst aufgrund ihrer Heterogenität und Fragmentierung noch aus der damit verbundenen angewandten Forschung erwartet werden. Um eine tiefgreifende und ganzheitliche Weiterentwicklung im Bausektor zu erreichen, ist daher ein groß angelegtes, grundlegendes Forschungsvorhaben erforderlich, um Methoden zur Ermöglichung signifikanter Innovationen zu etablieren.

Der Exzellenzcluster strebt eine umfassendere Integration der oben genannten Forschungsbereiche an und treibt gleichzeitig deren Stand der Technik voran. Der Forschungsansatz (Abb. 1) zielt daher darauf ab, eine übergreifende Methodik des Co-Designs zwischen der Entwicklung von Entwurfs- und Konstruktionsmethoden, Herstellungs- und Bauprozessen sowie Material- und Bausystemen zu etablieren. Unter Co-Design versteht man hier auch die Co-Optimierung.

Ein originäres Ziel des Clusters ist die Entwicklung von Co-Design als eine leistungsfähige grundlegende Methodik, die an der Schnittstelle dieser Forschungsbereiche operiert, um deren gemeinsame Weiterentwicklung zu erleichtern. Unsere Definition von Co-Design ist die gleichzeitige und rückgekoppelte Entwicklung von generativen Methoden zur Exploration, analytischen Methoden zur Optimierung, Monitoring-Methoden zur Erfassung des tatsächlichen Verhaltens und der Leistungsfähigkeit, cyberphysikalische Prozesse der digitalen Vorfertigung, robotische Vorortbauweisen und deren Steuer- und Regelungsstrategien sowie die damit in Rückkopplung stehende Entwicklung von genuin

digitalen Material- und Bausysteme und deren architektonische Anwendungen unter Berücksichtigung sozialer Bedürfnisse und Erwartungen, Umweltauswirkungen, regulatorische Anforderungen sowie historischer Erkenntnisse. Als solches ist unser Forschungsansatz integrativ, indem er mehrere Disziplinen und Bereiche gleichzeitig betrachtet, und induktiv, da eine allgemeine Methodik aus der Untersuchung spezifischer Fälle entwickelt wird, die für wichtige Architekturanwendungen repräsentativ sind. [1]

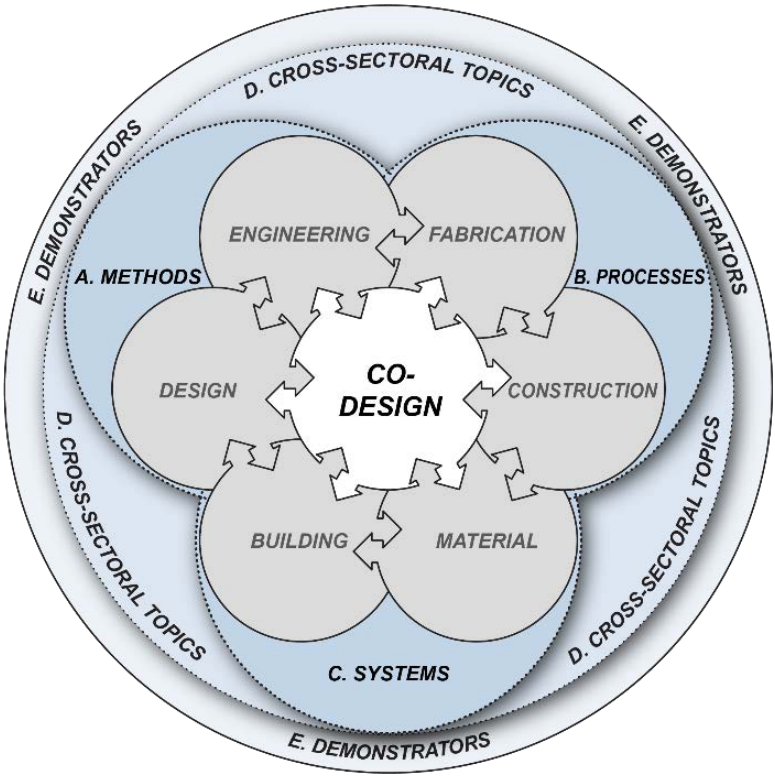


Abbildung 1: Integrativer Forschungsansatz des Co-Designs von A. Methoden, B. Prozessen, C. Systemen, D. Übergeordneter Reflexion, E. Demonstrator-Bauwerken.

In diesem Sinne werden im folgenden Pilotprojekte vorgestellt, die das Potential des Co-Designs von Methoden, Prozessen und Systemen anhand unterschiedlicher Bauweisen aufzeigen und somit einen Ausblick auf die Forschung des Clusters bieten. Diese basieren auf der Untersuchung von biologischen Konstruktionen, da diese immer ein hohes Maß an Integration von Form, Material und Struktur sowie den dazugehörigen Bildungs- und Entstehungsprozessen aufweisen. Der Blick in die Natur erlaubt dabei das Bauen in der Architektur anders zu denken. Die Biologie bietet ein schier unerschöpfliches Reservoir an Form-, Wirk- und Prozessprinzipien. Viele davon stellen im Bauschaffen bestehende Ansätze auf erstaunliche Weise in Frage oder zeigen gar gänzlich andersartige Möglichkeiten auf.

2 Pilotprojekt: BUGA Holzpavillon

Der BUGA Holzpavillon zeigt neue Ansätze zum digitalen Holzbau. Die segmentierte Schalenkonstruktion basiert auf biologischen Prinzipien des Plattenskeletts von Seeigeln [2], die vom Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baukonstruktion (ICD) und dem Institut für Tragkonstruktionen und konstruktives Entwerfen (ITKE) der Universität Stuttgart seit fast einem Jahrzehnt erforscht werden. [3]

Im Rahmen des Projekts wurde eine Roboter-Fertigungsplattform für den automatisierten Zusammenbau und die Fräsbearbeitung der 376 maßgeschneiderten Segmentbauteile des Pavillons entwickelt. Dieses Herstellungsverfahren stellt sicher, dass alle Holzsegmente wie ein großes, dreidimensionales Puzzle mit einer Genauigkeit von weniger als einem Millimeter zusammengesetzt werden können. Mit minimalem Materialeinsatz spannt das atemberaubende Holzdach 30 Meter über einen der zentralen Konzert- und Veranstaltungsorte der BUGA und schafft so einen einzigartigen architektonischen Raum.

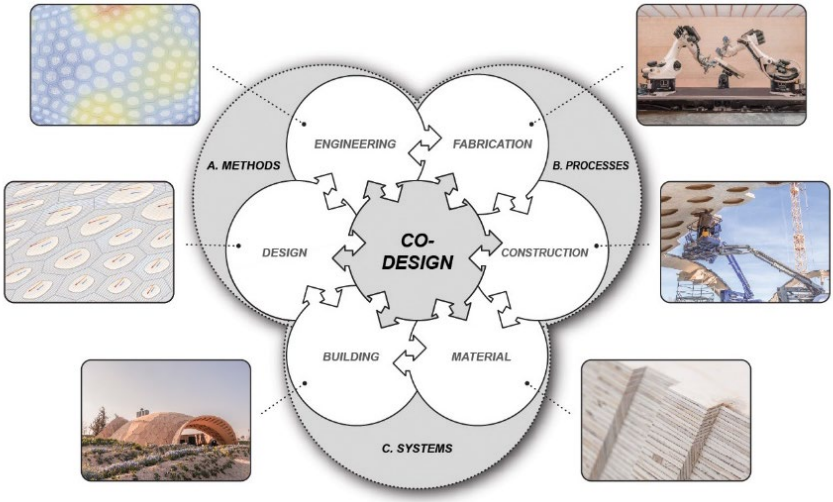


Abbildung 2: Integrativer Co-Design Ansatz am Beispiel des BUGA Holzpavillons

2.1 Biomimetischer Leichtbau: Segmentierte Holzschalen

Der BUGA Holzpavillon schafft eine architektonische Attraktion auf der zentralen Sommerinsel der Bundesgartenschau 2019 in Heilbronn. Die Gestaltung des Pavillons basiert auf morphologischen Prinzipien des Plattenskeletts von Seeigeln. Nach dem vorhergehenden Forschungsgebäude des gleichen Projektteams, dem Forstpavillon auf der Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd, verfolgt der BUGA Holzpavillon das Forschungsziel, die architektonische Gestaltung und strukturelle Leistungsfähigkeit biomimetischer segmentierter Holzschalen auf eine neue Ebene zu heben: Ist es möglich, mit der gleichen geringen Holzmenge pro Quadratmeter wie beim Forstpavillon eine Schale zu bauen, die die dreifache Spannweite erreicht? Und kann diese Struktur vollständig wiederverwendbar konstruiert werden, so dass sie nach der BUGA ohne Leistungsverlust rückgebaut und an einem anderen Standort wiedererrichtet werden kann?

Um diese Ziele zu erreichen, nutzt der Pavillon das biomimetischen Prinzip von "weniger Material" durch "mehr Form", sowohl in Bezug auf die Gesamtkonstruktion als auch auf der Ebene der einzelnen Segmente. Um Materialverbrauch und Gewicht zu minimieren, besteht jedes Holzsegment aus zwei dünnen Platten, die oben und unten einen Ring aus Randbalken beplanken und so hohle, großformatige Holzkassetten mit polygonalen Formen bilden. Die Bodenplatte beinhaltet eine große Öffnung, die während der Montage den Zugang zu den verdeckten Bolzenverbindungen ermöglicht und zugleich eine besondere architektonische Erscheinung erzeugt. Die Leichtbausegmente sind durch Fingerzinken verbunden, die den morphologischen Prinzipien an den Rändern der Seeigelplatten folgen. Im montierten Zustand wirkt die Holzschale durch ihre ausdrucksstarke, doppelt gekrümmte Geometrie als formaktives Tragwerk.

2.2 Integratives Co-Design: Wechselwirkende Entwurfs-, Statik- und Fertigungsentwicklung

Neue Bauweisen erfordern neue Formen des Planens und Fertigens. Der BUGA Holzpavillon ist ein hervorragendes Beispiel für Co-Design, in welchem neue Möglichkeiten von Gestaltung, Konstruktion und Fertigung durch eine kontinuierliche, computerbasierte Rückkopplung in einem interdisziplinären Team entwickelt werden (Abb. 2). Die für dieses Projekt entwickelten Co-Design-Methoden generieren die Form jedes Bauteils des Pavillons gemäß der architektonischen Entwurfsabsicht und der statischen Leistungsfähigkeit unter Berücksichtigung aller Aspekte der robotischen Fertigung. [4]

Dieser hochintegrative Prozess ermöglicht die Fertigung von 376 unterschiedlichen Plattensegmenten mit 17 000 verschiedenen Keilzinkenverbindungen gemäß den vielfältigen konstruktiven Anforderungen an die Gesamtstruktur und die Details im Untermillimeter-Bereich. Dieser multiskalare Ansatz ermöglicht es, trotz des Pioniercharakters des Projekts und ungeachtet seiner kurzen Entwicklungszeit von nur 13 Monaten von der Beauftragung bis zur Eröffnung, architektonische und strukturelle Aspekte ohne Verlust an Präzision gleichzeitig zu berücksichtigen. [5]

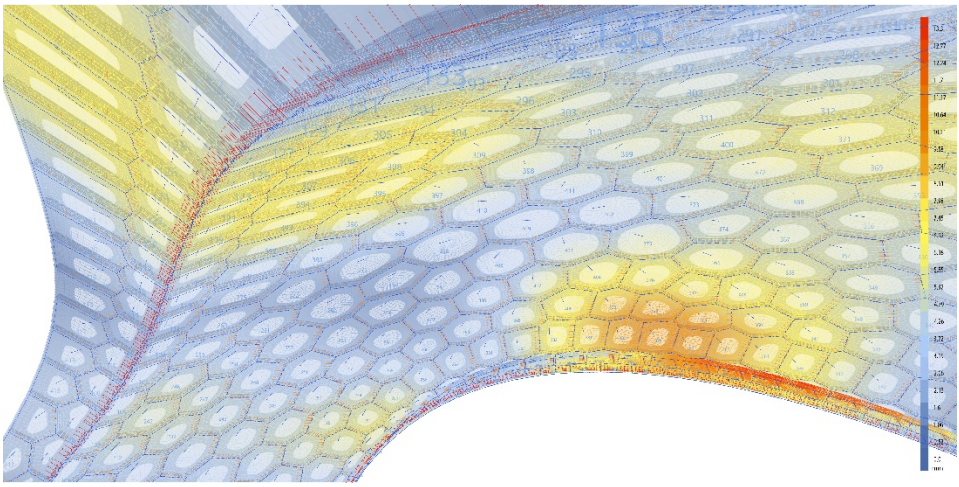


Abbildung 3: Integratives Computerbasiertes Modell des BUGA Holzpavillons welches die Anforderungen aus Entwurf, Fertigung sowie Statik zusammenführt.

2.3 Robotische Vorfertigung: Kombination von automatisierter Montage mit hochpräziser Bearbeitung

Im Vergleich zu massiven Holzelementen, wie sie beispielsweise in dem Vorgängerbau des Forstpavillons eingesetzt wurden, reduzieren die Holzkassetten Gewicht und Material deutlich, erhöhen aber auch die Anzahl der Bauteile um das Achtfache und führen zu einer komplexeren Fertigung. Das Streben nach höherer Ressourceneffizienz muss daher mit der automatisierten Roboterfertigung der Schalensegmente einhergehen. Dazu wurde vom ICD Universität Stuttgart und der BEC GmbH eine neuartige, transportable, 14-achsige Roboter-Holzfertigungsplattform entwickelt, die beim Industriepartner MüllerBlaustein Holzbauwerke GmbH zum Einsatz kam (Abb. 4). Die Plattform beinhaltet zwei Schwerlastroboter, die auf einem 20-Fuß Standard-Containerboden montiert sind. Die Flexibilität von Industrierobotern ermöglicht die Integration aller Vorfertigungsschritte der Kassettensegmente des Pavillons innerhalb einer einzigen, kompakten Fertigungseinheit.

Während der Produktion werden die Holzkassetten zunächst von den Robotern zusammengebaut. Dazu gehören die Platzierung von vorformatierten Holzplatten und -balken, das kontrollierte Aufbringen des Klebstoffs zwischen Platten und Balken, sowie eine temporäre Lagesicherung mit Buchennägeln bis Aushärtung des Klebstoffes. In einem zweiten Schritt werden in die montierten Segmente die maßgeschneiderten Keilzinkenverbindungen und Öffnungen mit 300µm Genauigkeit gefräst. Von der Montage der Balken und Platten, über das Fräsen mit unterschiedlichen Werkzeugen, bis hin zur sensorbasierten Prozess- und bildbasierten Qualitätskontrolle - alles geschieht in einem vollautomatischen Ablauf, gesteuert von 2 Millionen Zeilen Robotercode, die direkt aus dem computerbasierten Modell erzeugt werden. Im Durchschnitt dauert das robotische Fügen 8 Minuten pro Segment. Für das Hochpräzisionsfräsen werden ca. 20-60 Minuten benötigt.

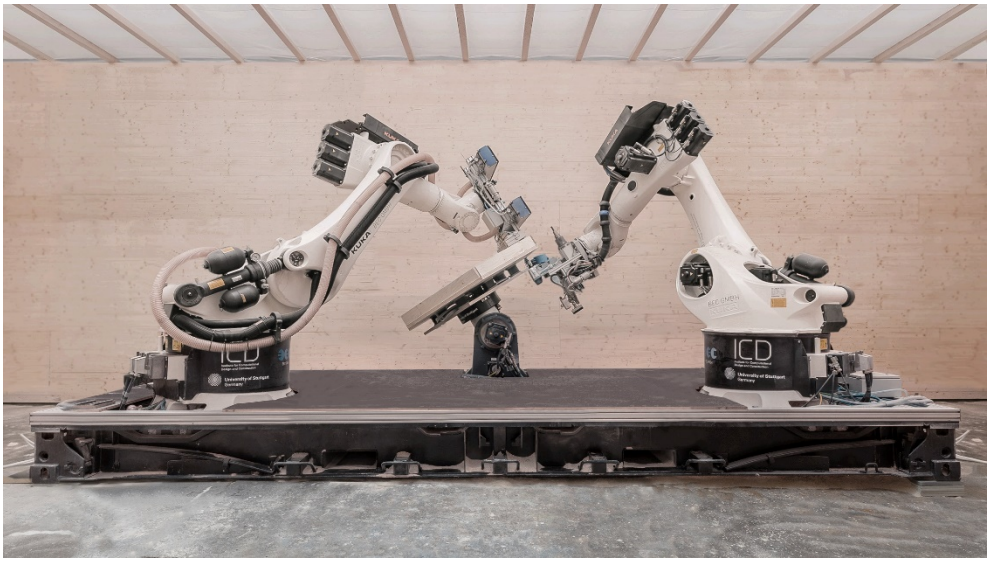


Abbildung 4: Plattform-basiertes robotisches Fertigungssetup zur additiven sowie subtraktiven Fertigung der Holzkassettensegmente des BUGA Holzpavillons.

2.4 BUGA Holzpavillon: Ein innovatives Tragwerk und ein spannender architektonischer Raum

Die komplett vorgefertigten Holzkassetten wurden von einem Team von zwei Handwerkern in nur 10 Arbeitstagen im freien Vorbau vor Ort montiert, ohne die sonst üblichen, umfangreichen Unterkonstruktionen oder Stützgerüste zu benötigen. Nach der Verbindung der Segmente über wiederverwendbare Bolzen, wurde eine EPDM-Folie in 8 Streifen über den Pavillon gelegt und so die Wasserdichtigkeit sichergestellt. Sie sichtbare Außenverkleidung des Pavillons bilden unbehandelte Lärchenplatten. Alle Bauelemente sind für leichte Demontage und Wiederaufbau an einem anderen Ort ausgelegt.

Die tragende Holzschale des Pavillons erreicht eine stützenfreie Spannweite von 30 Metern bei einem Gewicht von nur 38 kg/m². Dies ist weniger als das Flächengewicht des Forstpavillons, trotz der dreifachen Spannweite und fünffachen Größe! Der BUGA Holzpavillon zeigt die Möglichkeiten einer effizienten, wirtschaftlichen, ökologischen und ausdrucksstarken Holzarchitektur, die an der Schnittstelle von Handwerk, digitaler Innovation und Forschung entsteht.

Abbildung 5: Der Holzpavillon überspannt eine der zentralen Veranstaltungsflächen auf der Bundesgartenschau 2019 in Heilbronn.

3 Pilotprojekt: BUGA Faserpavillon

Eingebettet in die wellenförmige Landschaft der Bundesgartenschau bietet der BUGA Faserpavillon seinen Besuchern ein einzigartiges architektonisches Erlebnis und einen Blick in die Zukunft des Bauens. Der Pavillon ist das Resultat langjähriger bionischer Forschung

des Instituts für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD) und des Instituts für Tragkonstruktion und konstruktives Entwerfen (ITKE) an der Universität Stuttgart.

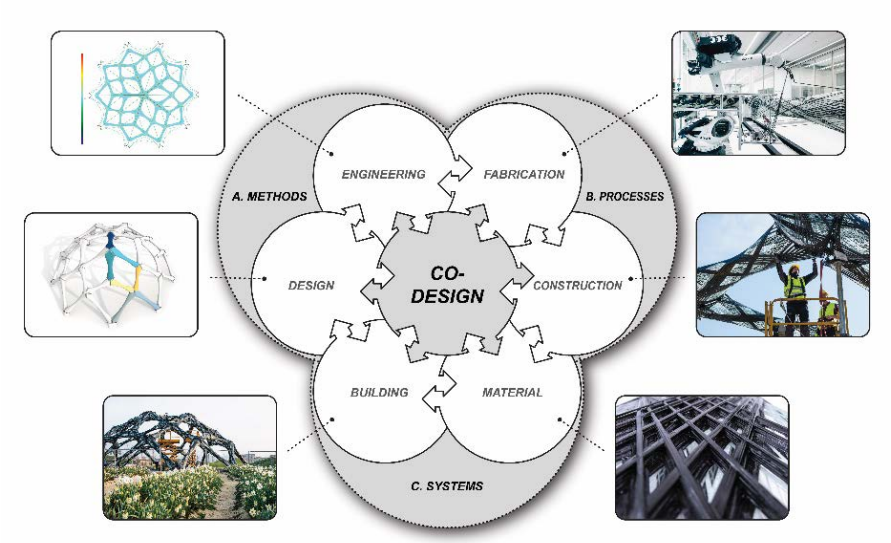


Abbildung 6: Integrativer Co-Design Ansatz am Beispiel des BUGA Faserpavillons

Das Gebäude zeigt, wie das Zusammenführen von modernsten Computertechnologien und Konstruktionsprinzipien aus der Natur die Entwicklung eines gänzlich neuartigen Bausystems ermöglicht. (Abb. 6) Die tragende Struktur des Pavillons besteht ausschließlich aus Faserverbundwerkstoffen und wird in einem robotergestützten Fertigungsprozess hergestellt. Diese weltweit einzigartige Struktur ist nicht nur hocheffizient und außergewöhnlich leicht, sondern sie ermöglicht gleichzeitig auch einen unverwechselbaren architektonischen Ausdruck und ein außergewöhnliches Raumerlebnis.

3.1 Neuartiges, biologisch-inspiriertes Faserverbundbausystem

In der Biologie bestehen die meisten tragenden Strukturen aus Fasern, wie zum Beispiel Zellulose, Chitin oder Kollagen, und einer stützenden Matrix, welche die Fasern in Position hält. Sowohl die erstaunliche Leistungsfähigkeit als auch die Ressourceneffizienz biologischer Strukturen ergeben sich aus eben diesem Fasersystem. Orientierung, Ausrichtung und Dichte der Fasern sind präzise abgestimmt und lokal ausdifferenziert, so dass nur dort Material platziert wird, wo es tatsächlich benötigt wird. [6]

Mit dem BUGA Faserpavillon wird dieses biologische Prinzip auf die Architektur übertragen. Die verwendeten Verbundwerkstoffe aus Glas- und Kohlefaser sind für solch einen Ansatz ideal geeignet. Das Projekt baut dabei auf der langjährigen bionischen Forschung des ICD und ITKE in diesem Bereich auf. Es zeigt, wie die interdisziplinäre Erforschung biologischer Prinzipien in Verbindung mit digitalen Technologien zu einem neuartigen und genuin digitalen Faserverbundbausystem führen kann. [7] Noch vor wenigen Jahren wäre es unmöglich gewesen, einen Pavillon dieser Art zu planen oder zu bauen.

3.2 Integratives Co-Design: Wechselwirkende Entwurfs-, Statik- und Fertigungsentwicklung

Der Pavillon besteht aus mehr als 150.000 Metern räumlich angeordneter Glas- und Kohlestofffasern. Deren individuelle Orientierung sowie die Entwicklung der sich daraus ergebenden Laminate wäre mit einem herkömmlichen, linearen Planungsprozess und konventionellen Produktionstechnologien kaum umsetzbar gewesen. Dies führte zur Entwicklung eines neuartigen Co-Design-Ansatzes, bei dem die Anforderungen aus Architektur, Tragwerk und robotischer Fertigung in einem kontinuierlichen digitalen Prozess integriert wurden. (Abb. 7) Auf diese Weise können Dichte und Ausrichtung der Fasern in jedem Bauteil unter Berücksichtigung der Fertigungsbedingungen individuell abgestimmt, strukturell ausgelegt und architektonisch gegliedert werden.

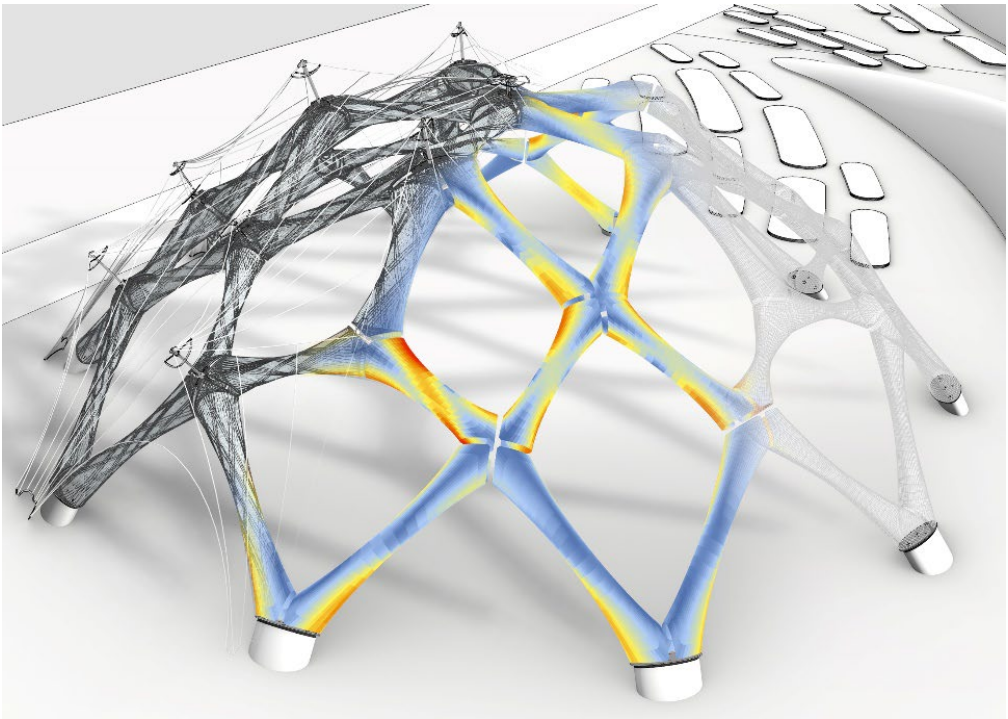


Abbildung 7: Integration von Anforderungen aus Architektur, Tragwerk und Fertigung in kontinuierliche, digitale Planungsprozesse

Die Bauteile werden in einem robotergestützten, kernlosen Faserwickelprozess hergestellt. Dieser neuartige Ansatz zur additiven Fertigung wurde an der Universität Stuttgart entwickelt. [8] Fasersträange werden von einem Roboter frei zwischen zwei rotierenden Wickelgerüsten platziert. (Abb. 8) Dabei ergibt sich die definierte Form des Bauteils durch die Wechselwirkungen der Fasern, ohne dass ein Formenbau oder Kern zur Ablage erforderlich ist. Dies ermöglicht eine maßgeschneiderte Form und individuelle Faserlagen für jedes Bauteil ohne wirtschaftliche Nachteile gegenüber einer Serienfertigung gleicher

Bauteile. Darüber hinaus entstehen keine Produktions- oder Materialabfälle. Bei der Herstellung entsteht ein Netz aus lichtdurchlässigen Glasfasern, auf dem schwarze Kohlenstofffasern genau dort platziert werden, wo sie statisch benötigt sind. Dies verleiht den hochbelastbaren Bauteilen ihr unverwechselbares architektonisches Erscheinungsbild.

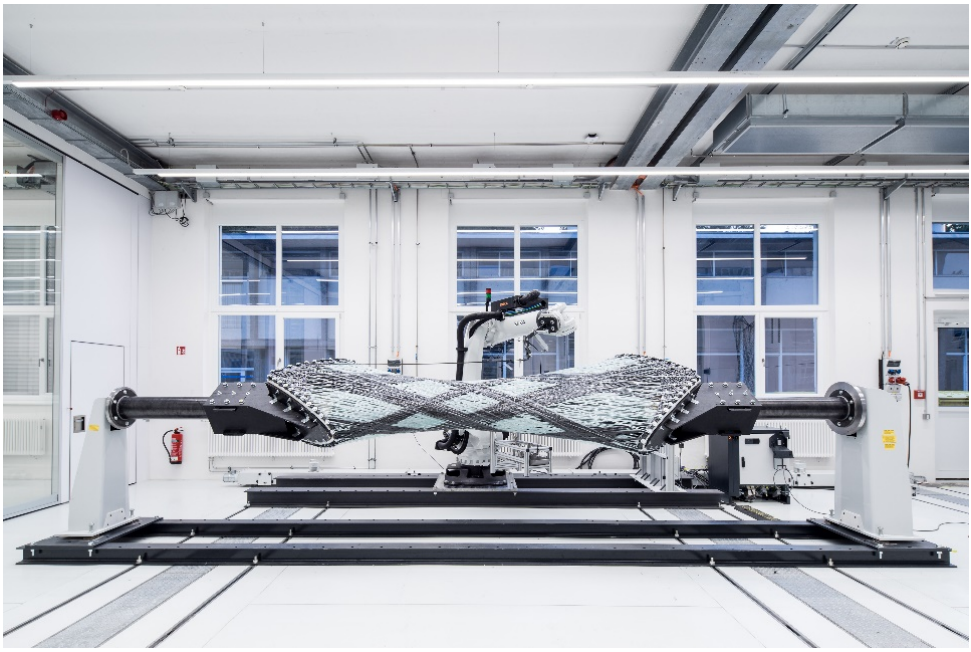


Abbildung 8: Robotergestützter, kernloser Faserwickelprozess

Die Serienproduktion der Elemente erfolgte durch den Industriepartner des Projekts, der FibR GmbH. Für die Herstellung jedes Tragelements sind rund 1.000 Metern Glas- sowie 1.600 Metern Kohlestofffasern erforderlich und werden durchschnittlich vier bis sechs Stunden benötigt.

3.3 Einzigartige Leichtbauweise und ausdrucksstarker architektonischer Raum

Der Pavillon umfasst eine Grundfläche von rund 400 m² und erreicht eine Spannweite von mehr als 23 Metern. Die primäre Tragkonstruktion besteht aus 60 maßgeschneiderten Faserverbundbauteilen. Mit 7,6 Kilogramm Konstruktionsgewicht der Faserverbundbauteile pro Quadratmeter ist die Struktur außergewöhnlich leicht, etwa fünfmal leichter als eine herkömmliche Stahlkonstruktion vergleichbarer Spannweite. Die tragende Faserverbundstruktur wird von einer transparenten, mechanisch vorgespannten ETFE-Membran umschlossen. Umfassende Prüfverfahren zur bauaufsichtlichen Zulassung der Konstruktion bestätigten, dass ein einzelnes Faserverbundbauteil bis zu 250 Kilonewton an Druckkräften aufnehmen kann. Dies entspricht etwa 25 Tonnen oder dem Gewicht von mehr als 15 Autos. Der Pavillon zeigt, wie ein integrativer Ansatz aus computergestützter Planung

und robotischer Fertigung die Entwicklung neuartiger Faserverbundbausysteme ermöglicht, die den strengen deutschen Bauvorschriften entsprechen und gleichzeitig extrem leicht, effizient und architektonisch ausdrucksstark sind.

Abbildung 9: Der Faserpavillon auf der Bundesgartenschau 2019, Heilbronn, Foto: Roland Halbe

Eingebettet in die wellenförmige Landschaft des Geländes der Bundesgartenschau übersetzt der Pavillon diese Innovation auf technischer Ebene in ein einzigartiges architektonisches Erlebnis. (Abb. 9) Die schwarzen Kohlestofffasern wickeln sich wie gespannte Muskeln um das lichtdurchlässige Glasfasergeflecht. Der daraus resultierende Kontrast wird durch die transparente Hülle des Pavillons zusätzlich betont. Dieser charakteristische, architektonische Ausdruck wird durch die zunehmende Dichte die Kohlefaserbündel vom Scheitel des Pavillons zu den schlankesten Komponenten am Fußpunkt noch verstärkt. Die dem Gebäude zugrundeliegenden Konstruktions- und Gestaltungsprinzipien bleiben auf nachvollziehbare und ausdrucksstarke Weise ablesbar, obgleich die Besucher eine derartige Struktur wahrscheinlich noch nie zuvor gesehen haben. Die ungewöhnliche, aber in hohem Maße ausdrucksstarke architektonische Erscheinung zeigt neue Wege des digitalen Bauens, die nicht länger eine Zukunftsvision bleiben, sondern bereits heute greifbare Realität sind.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte Forschungsarbeit und dazugehörigen Pilotprojekte zeigen, wie die integrative und rückgekoppelte Weiterentwicklung von Methoden, Prozessen und Systemen in einem interdisziplinären Forschungsumfeld zu bedeutenden Innovationen führen kann. Mit einem breiteren Spektrum, einer vertieften Grundlagenforschung, einer stärkeren interdisziplinären Verankerung und einem verstärkten Industrieaustausch wird dieser integrativen Ansatz im Exzellenzcluster IntCDC in den nächsten Jahren im Kontext der

vorherrschenden Bautypologien, also der mehrgeschossigen Bauten, der weitgespannten Bauten und des Bauens im Bestand, und der damit verbundenen Herausforderungen umfassend weiterentwickelt.

Danksagung

Die Forschungsteams der beiden Pavillons für die Bundesgartenschau bestehen aus Architekten und Ingenieuren der Universität Stuttgart.

Der Holzpavillon wurde am ICD entwickelt von Prof. Achim Menges, Martin Alvarez, Abel Groenewolt, Oliver David Krieg, Ondrej Kyjanek und Hans Jakob Wagner. Am ITKE von Prof. Jan Knippers, Lotte Aldinger, Simon Bechert und Daniel Sonntag. Monika Göbel (ICD) koordinierte die Ausführung.

Der Holzpavillon wurde durch eine Kooperation der Universität Stuttgart mit der BUGA Heilbronn 2019 GmbH (Oliver Töllner, Hanspeter Faas) und Müller Blaustein Holzbauwerke (Reinhold Müller, Daniel Müller, Bernd Schmidt) realisiert. Das Roboter-Setup wurde in einer Kooperation mit BEC GmbH (Matthias Buck, Zied Bhiri) entwickelt. Das Projekt wurde ermöglicht durch Fördermittel des Ministeriums für Wissenschaft und Kunst, des Europäischen Fond für Regionale Entwicklung, der Bundesgartenschau Heilbronn 2019 GmbH und GETTYLAB. Die Forschungsarbeiten wurden darüber hinaus teilweise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen der Exzellenzinitiative – EXC 2120/1 – 390831618 unterstützt.

Der Faserpavillon wurde am ICD entwickelt von Prof. Achim Menges, Serban Bodea, Niccolo Dambrosio und Christoph Zechmeister. Am ITKE von Prof. Jan Knippers, Valentin Koslowski Marta Gil Pérez und Bas Rongen. Monika Göbel (ICD) koordinierte die Ausführung.

Der Pavillon wurde realisiert durch eine Kooperation der Universität Stuttgart mit der BUGA Heilbronn 2019 GmbH (Oliver Töllner, Hanspeter Faas) und der FibR GmbH, Stuttgart (Moritz Dörstelmann, Ondrej Kyjanek, Philipp Essers, Philipp Gülke). Das Projekt wurde ermöglicht durch Fördermittel des Ministeriums für Wissenschaft und Kunst, des Europäischen Fond für Regionale Entwicklung, der Bundesgartenschau Heibronn 2019 GmbH und GETTYLAB. Die Forschungsarbeiten wurden darüber hinaus teilweise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen der Exzellenzinitiative – EXC 2120/1 – 390831618 unterstützt.

Literatur

[1] MENGES, ACHIM "New Cluster of Excellence: Integrative Computational Design and Construction for Architecture" [Online] https://icd.uni-stuttgart.de/?p=24111, abgerufen: 30. Oktober 2019.

[2] GRÜN, TOBIAS et al. „Bauprinzipien und Strukturdesign von Seeigeln – Vorbilder für Bioinspirierte Konstruktionen" Baubionik: Biologie beflügelt Architektur. Stuttgarter Beiträge zur Naturkunde, Stuttgart, 2017. 82-93

[3] KRIEG, OLIVER “Biomimetic Lightweight Timber Plate Shells: Computational Integration of Robotic Fabrication, Architectural Geometry and Structural Design” In: Block, P., Knippers, Mitra, N., Wang, W. (Hrsg.) Advances in Architectural Geometry 2014, Springer Int. Publishing, 2014. 109-125

[4] ALVAREZ, MARTIN et al. „The BUGA Wood Pavilion – Integrative interdisciplinary advancements of digital timber architecture” ACADIA – Ubiquity and Autonomy Proceedings of the ACADIA Conference 2019, The University of Texas, Austin, 2019.

[5] MENGES, ACHIM, SCHWINN, TOBIAS, WAGNER, HANS JAKOB „Bionische segmentierte Holzplattenschalen: integrative agentenbasierte Modellierung und robotische Fertigung“ 24. Internationales Holzbau-Forum IHF 2018, Biel, 2018. 239-249

[6] JERONIMIDIS, GEORGE. "Biodynamics (Natural dynamic systems, material behaviour and adaptation in architecture and engineering)." Architectural Design 74.3 (2004): 90-95.

[7] MENGES, ACHIM. "Biomimetic design processes in architecture: morphogenetic and evolutionary computational design." Bioinspiration & biomimetics 7.1 (2012): 015003.

[8] PRADO, MARSHALL, et al. "Core-less filament winding." Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design 2014. Springer, Cham, 2014. 275-289.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Computergestützte Simulationen im maschinellen Tunnelbau – vom Design zur Vortriebssteuerung

Günther Meschke, Steffen Freitag, Abdullah Alsahly, Ba Trung Cao

Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Zusammenfassung: Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs „Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau“ (SFB 837) werden an der Ruhr-Universität Bochum Simulationsmodelle für die Abbildung des gesamten Bauablaufs entwickelt und durch experimentelle Forschung begleitet. Im Beitrag wird die Modellierung des Vortriebsprozesses von der Entwurfsphase bis zur Unterstützung der Vortriebssteuerung vorgestellt.

1 Einleitung

Tunnel sind Ingenieurbauwerke mit, im Vergleich zu anderen ingenieurtechnischen Aufgaben, besonderen Anforderungen an numerische Prognosemodelle, siehe z.B. [10]. Insbesondere innerstädtische Tunnelbauprojekte sind häufig durch heterogene geologische Verhältnisse, geringe Überdeckungen und geringe Abstände zu existierenden Bauwerken gekennzeichnet. Zunehmend werden zum Auffahren von Tunneln Schildmaschinen eingesetzt, bei denen eine wiederholte Abfolge einzelner Prozessschritte erfolgt. Zuerst wird der Baugrund an der Ortsbrust mit einem Schneidrad abgebaut und dabei die Tunnelvortriebsmaschine (TVM) über Hydraulikpressen vorgeschoben. Anschließend wird im Schutz des Schilds aus mehreren Segmenten ein Tunnelring erstellt. Zur Stabilisierung des Baugrunds und Minimierung von Setzungen an der Oberfläche wird die Ortsbrust durch ein druckbeaufschlagtes Stützmedium (z.B. Erdbrei, Bentonitsuspension) gestützt. Der zur Steuerung der Maschine erforderliche Ringspalt zwischen der Tunnelschale und dem Baugrund wird simultan zum Maschinenvorschub mit Mörtel verpresst.

Die numerische Modellierung des Vortriebsprozesses und der damit einhergehenden Auswirkungen auf das Tunnelbauwerk und die Umgebung erfordert die Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Prozesskomponenten. Seit 2010 werden diese Wechselwirkungen an der Ruhr-Universität Bochum im Sonderforschungsbereich SFB 837 „Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau“ wissenschaftlich untersucht.

In diesem Beitrag wird ein prozessorientiertes Finite Elemente (FE) Simulationsmodell für maschinelle Tunnelvortriebe in Lockerböden vorgestellt, mit dem alle Vortriebsschritte abgebildet werden. Das Simulationsmodell ist in ein BIM-basiertes Tunnelinformationsmodell (TIM) integriert und ermöglicht die Berechnung und Auswertung verschiedener physikalischer Größen und Prozesse, z.B. Beanspruchungen der Tunnelschale, Grundwasserströmungen, Spannungen und Deformationen des Baugrunds sowie Setzungen an der Oberfläche.

Tunnelvortriebe in innerstädtischen Gebieten erfordern die ständige Kontrolle der vortriebsbedingten Setzungen, um Schäden an Gebäuden und Infrastrukturbauwerken zu minimieren. Bei maschinell aufgefahrenen oberflächennahen Tunnelbauwerken können die Setzungen durch den Verpressdruck im Ringspalt zwischen der Tunnelschale und dem Baugrund, den Stützdruck an der Ortsbrust und die Vortriebsgeschwindigkeit beeinflusst werden [9]. Diese Prozessparameter werden derzeit von den am Tunnelbau beteiligten Ingenieuren und Fachkräften mittels Setzungsprognosen vorab bestimmt und während des Vortriebs anhand gemessener Setzungen, aufgezeichneter Maschinenprozessparameter und eigenen Erfahrungen angepasst. Während beispielsweise in [15, 17, 8] Vorgehensweisen entwickelt wurden, bei denen ausschließlich Monitoringdaten (bereits gemessene Setzungen und an der TVM aufgezeichnete Vortriebsprozessparameter) herangezogen werden, um die Steuerung maschineller Schildvortriebe zu unterstützen, werden im SFB 837 Monitoringdaten mit numerischen FE-Simulationsmodellen kombiniert, um die Vortriebssteuerung in Echtzeit zu unterstützen, siehe Abb. 1.

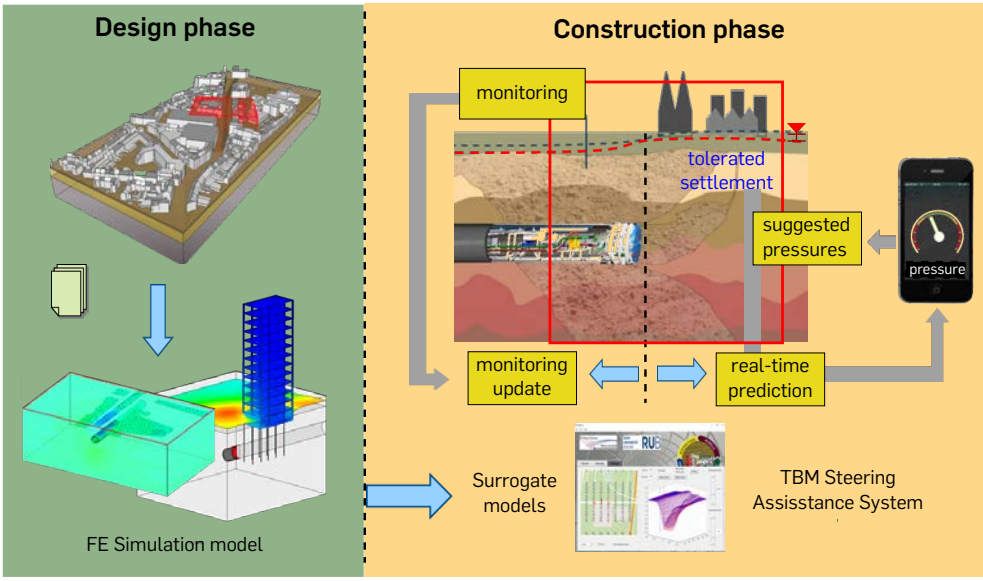


Abbildung 1: Konzept der simulations- und monitoring-basierten Unterstützung der Vortriebssteuerung im maschinellen Tunnelbau.

2 Finite Elemente Simulationsmodell für maschinelle Schildvortriebe

Für numerische Vortriebssimulationen maschineller Schildvortriebe in gesättigten Lockerböden wurde in [7] ein dreidimensionales FE-Modell entwickelt, das im SFB 837 kontinuierlich weiterentwickelt wird. Das Simulationsmodell ekate (*Enhanced Kratos for Advanced Tunnelling Engineering*) ist sehr detailreich und ermöglicht die Abbildung der wesentlichen Wechselwirkungen zwischen Baugrund, Tunnelbauwerk, und Bestandsbauwerken.

Das prozessorientierte Simulationsmodell ekate wurde anhand von Setzungsmessungen aus mehreren Tunnelbauprojekten kalibriert und validiert (z.B. Wehrhahn-Linie Düsseldorf und L9-Tunnel der Metro in Barcelona [2]). Darüber hinaus wurden auch bereits Setzungsprognosen durchgeführt und nachträglich mit gemessene Setzungen abgeglichen. Dabei wurden gute Übereinstimmungen zwischen simulierten und gemessenen Setzungen erhalten.

Der aktuelle Stand des prozessorientierten Simulationsmodells umfasst folgende weit über den Stand der Technik hinausgehende Komponenten, siehe auch Abb. 2a):

- mehrere Bodenmodelle für voll- und teilgesättigte Böden inklusive der Abbildung der Grundwasserströmung
- verschiedene Ortsbruststützmechanismen für Flüssigkeits- und EPB-Schilde inklusive Druckluftintervention
- die Modellierung der Schildmaschine mittels Vortriebspressen zur Simulation gerader und gekrümmter Tunnelabschnitte inklusive einer adaptiven Vernetzungsstrategie im Nahbereich der Vortriebsmaschine
- Kontaktformulierungen der konischen Schilde mit dem Baugrund zur Abbildung des Überschnitts und Ringspalts
- Ringspaltverpressung mit zeitlicher Erhärtung des Ringspaltmörtels
- segmentweiser Einbau der Tübbinge und Modellierung der Ring- und Längsfugen
- Modellierung der Bestandsbauwerke als Gebäudeersatzmodelle oder detaillierte Strukturmodelle inklusive Gründungskörper (z.B. Einzel- Streifen- Platten oder Pfahlgründungen)
- Automatisierte Modellerstellung für flexible Tunnel- und Baugrundgeometrien
- Parallelisierte Modellberechnungen auf Hochleistungsrechenclustern

Das FE-Simulationsmodell ekate ist in ein BIM-basiertes Tunnelinformationsmodell (TIM) integriert, das aus mehreren Teilmodellen besteht [12], siehe Abb. 2b. Mit den im TIM abgelegten Projektinformationen, d.h. mit den Teilmodellen für den Baugrund, der Bestandsbebauung, dem Tunnelbauwerk und der Tunnelvortriebsmaschine sowie den Vortriebsprozessparametern (z.B. Vortriebsgeschindigkeit, Stütz- und Verpressdrücke), können aus dem TIM heraus FE-Simulationsmodelle einzelner Tunnelabschnitte generiert werden. Dazu wird ein digitaler BIM-Workflow eingesetzt, der bereits innerhalb des Sonderforschungsbereichs 837 erfolgreich getestet wurde [1] und derzeit für Tunnelbauprojekte durch *Industry Foundation Classes* (IFC) standardisiert wird.

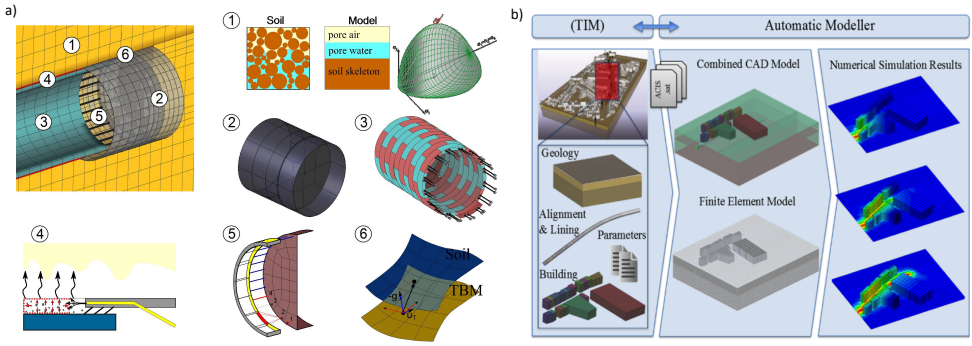


Abbildung 2: Finite Elemente Simulationsmodell ekate: a) Modellkomponenten: (1) Boden, (2) Schild der Tunnelvortriebsmaschine (TVM), (3) Tunnelausbau, (4) Ringspaltverpressung, (5) Vortriebspressen der Tunnelvortriebsmaschine, (6) Kontakt zwischen Boden und Schild der Tunnelvortriebsmaschine; b) Setzungsprognosen auf Basis des Tunnelinformationsmodells (TIM) der Wehrhahn-Linie in Düsseldorf.

Die Geometriedaten des Baugrundmodells werden bei diesem Vorgehen als volumetrische Daten mit *non-uniform rational basis spline* (NURBS) im ACIS®-Format importiert und im FE-Simulationsmodell mit Tetrahedra-Elementen vernetzt. Die Geometrie des Tunnelbauwerks wird entweder ringweise wie das Baugrundmodell importiert oder parametrisiert (Lageparameter der Tunneltrasse, Tunneldurchmesser und Dicke des Tunnelausbaus) an das FE-Simulationsmodell übergeben. Für Bestandsbauwerke werden individuelle Lösungen entsprechend der Tragwerksstruktur und des Detaillierungsgrades der Gebäudemodelle umgesetzt, die ebenfalls auf eine dem BIM-Workflow entsprechende Verknüpfung zwischen *computer-aided design* (CAD) und dem FE-Simulationsmodell basieren.

Trotz Parallelisierung kann des FE-Simulationsmodell ekate nicht direkt für vortriebsbegleitende Echtzeitanwendungen genutzt werden, um anhand gewählter Vortriebssteuerungsparameter Setzungsprognosen innerhalb von wenigen Sekunden zu erhalten. Für Echtzeitprognosen werden deshalb prozessorientierte numerische Ersatzmodelle entwickelt, die in der Planungsphase eines Tunnelbauprojekts anhand des FE-Simulationsmodells erstellt und während des Vortriebs mit Monitoringdaten abgeglichen werden. Durch die Kombination von simulierten und gemessenen Daten werden Setzungen für die folgenden Vortriebsschritte prognostiziert. Daraus lassen sich Szenarien für die einzustellenden Vortriebssteuerungsparameter ableitet, um die Steuerung maschineller Tunnelvortriebsprozesse zu unterstützen [13].

3 Echtzeitsetzungsprognosen

Zur sekundenschnellen Prognose hochdimensionaler zeitvarianter Setzungsfelder wurde ein spezielles Ersatzmodell entwickelt, bei dem künstliche neuronale Netze und *Proper Orthogonal Decomposition* (POD) Verfahren kombiniert werden, siehe [3]. Rekurrente neuronale Netze werden zur Prognose der Setzungen an einzelnen Monitoringpunkten eingesetzt und das gesamte Setzungsfeld wird dann mit der Gappy POD Methode approximiert.

Für vortriebsbegleitende Echtzeitprognosen wurde eine Vorgehensweise ausgearbeitet, bei der Setzungsmessungen an den Monitoringpunkten genutzt werden können, um das Ersatzmodell kontinuierlich zu aktualisieren [11]. Dabei wird die Prognose des rekurrenten neuronalen Netzes mit den Messungen abgeglichen. Bei zu großen Abweichungen wird das rekurrente neuronale Netz nachtrainiert.

3.1 Berücksichtigung unscharfer Daten

Durch die Quantifizierung von Unschärfen der Modellparameter, insbesondere der Baugrundparameter, können Streuungen bzw. mögliche Bandbreiten der Setzungen abgebildet werden und dadurch auch probabilistische Sicherheitsanalysen maschineller Tunnelvortriebsprozesse durchgeführt werden. In [5] wurden die Auswirkungen verschiedener Unschärfemodelle für die Boden- und Prozessparameter (stochastische Größen, Intervalle und stochastische Größen mit Intervall-Verteilungsparametern) auf die berechneten Setzungsfelder und die entsprechenden Wahrscheinlichkeiten des Überschreitens zulässiger Setzungen untersucht. Dazu werden sehr viele Ersatzmodellauswertungen benötigt, da beispielsweise bei der Kombination stochastischer Größen und Intervalle in jedem Zeitschritt für jeden Punkt der Setzungsmulde eine optimierungsbasierten Intervallanalyse [14] durchgeführt werden muss. Jeder Optimierungsschritt erfordert eine Monte-Carlo-Simulation. Selbst bei einer reinen Intervallanalyse liegen die Rechenzeiten bei Setzungsfeldern mit ca. 100 Setzungspunkten trotz des sehr schnell auswertbaren Ersatzmodells bei ein bis zwei Stunden unter Nutzung eines Notebooks bzw. Desktop-Computers.

Um die Rechenzeiten für Echtzeitanwendungen weiter zu reduzieren, wurde in [6] eine Vorgehensweise für Intervall-Unschärfen entwickelt, bei der die zeitaufwändige Lösung der Optimierungsaufgabe für jeden Setzungspunkt in jedem Zeitschritt nur im Offline-Stadium erforderlich ist und dann bei der vortriebsbegleitenden Prognose entfällt. Dies gelingt durch die Erstellung von zwei zusätzlichen Ersatzmodellen für die Intervallmittelpunkte und -radien, die im Offline-Stadium anhand des ursprünglichen Ersatzmodells trainiert werden.

In Anwendungsbeispielen konnte ohne größeren Qualitätsverlust der Setzungsprognosen die Rechenzeit von ursprünglich 90 Minuten auf ca. zwei Sekunden reduziert werden. Eine Erweiterung dieses Vorgehens für die Echtzeitprognose von zeitvarianten Fuzzy-Setzungsfeldern ist in [4] vorgestellt. Auch damit ist eine Reduktion der Rechenzeiten von ca. 10 Stunden auf zwei bis drei Sekunden möglich.

3.2 Assistenzsystem SMART

Zur Testung und Präsentation des Anwendungspotentials von Echtzeitsimulationen im maschinellen Tunnelbau wird die *Application* SMART (*Simulation-and-Monitoring-based Assistant for Real-time steering in mechanized Tunneling*) entwickelt [3], [11], die als Assistenzsystem für die Steuerung maschineller Tunnelvortriebe eingesetzt werden kann. Die *Application* SMART ermöglicht für ausgewählte Szenarien der Vortriebssteuerungsparamter (z.B. Stützdruck, Verpressdruck) die Prognose und Visualisierung der entsprechenden Setzungsfelder in Echtzeit, siehe Abb. 3. Das System arbeitet mit deterministischen Daten, Intervallen, Fuzzy-Größen und stochastischen Größen und wird für den jeweiligen Anwendungsfall in

einer MATLAB-Umgebung aufgebaut. Das fertig Assistenzsystem wird als autonomes Programm exportiert und wurde bereits unter Windows, Linux® and Mac OS erfolgreich getestet. Da keine besondere Hardware vorausgesetzt wird, kann die *Application* SMART auf Desktop-Computern, Laptops oder Tablets genutzt werden und liefert dadurch einen Beitrag zur Digitalisierung von Tunnelbauprozessen.

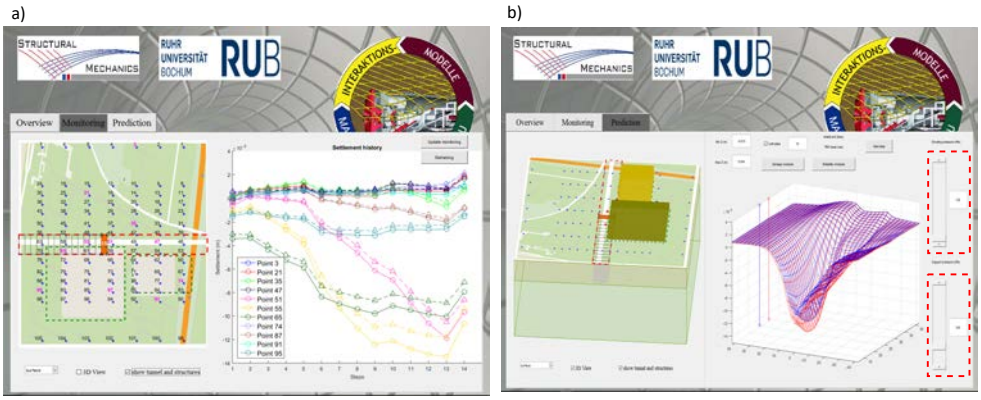


Abbildung 3: Echtzeitsetzungsprognose im maschinellen Tunnelbau mit der *Application* SMART: a) Prognostizierte Intervallsetzungen an den Monitoringpunkten; b) Prognostiziertes Intervallsetzungsfeld, das in Echtzeit durch Änderung der Stütz- und Verpressdrücke über die hervorgehobenen Schieberegler berechnet wird.

4 Ausblick

Das Assistenzsystem SMART wird derzeit für weitere Steuerungszielgrößen erweitert. Insbesondere wird an der Einbindung echtzeitfähiger Schadensprognosen für Gebäude gearbeitet. Dazu werden sowohl stark vereinfachte empirische Gebäudeersatzmodelle als auch künstliche neuronale Netze eingesetzt, die anhand von FE-Simulationen in der Planungsphase erstellt werden [16]. Weitere Steuerungszielgrößen, die in das Assistenzsystem SMART integriert werden, sind Sicherheitsfaktoren hinsichtlich der Ortsbruststandsicherheit und Aspekte der Gebrauchstauglichkeit bezüglich der Auslastung des Tunnelausbaus, um vortriebsbedingte Schäden an der Tunnelschale zu vermeiden.

Das prozessorientierte FE-Simulationsmodell wird gegenwärtig um einige Komponenten erweitert, um besondere Baugrundverhältnisse abbilden zu können, dazu zählen das maschinelle Auffahren von Tunneln in durch Vereisungsmaßnahmen oder Bodenverbesserungsmaßnahmen modifizierten Böden sowie Setzungskompensationsinjektionen. Zur besseren Anbindung des FE-Simulationsmodells in eine interaktive kooperative Trassenplanung, die gerade im SFB 837 entwickelt wird, ist eine schnelle Auswertung von Setzungen für verschiedene Trassenvarianten erforderlich, Um möglichst flexibel verschiedene Trassenverläufe generieren zu können ohne händisch die Vernetzung des Simulationsmodells anpassen zu müssen, wird dazu die *Finite Cell* Methode [18] herangezogen.

Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Teilprojekts C1 „Prozessorientierte Simulationsmodelle für den maschinellen Tunnelvortrieb“ des Sonderforschungsbereichs 837 „Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau“ (Projektnummer 77309832).

Literatur

[1] ALSAHLY, A. ; MARWAN, A. ; GALL, V. ; SCHEFFER, M. ; KÖNIG, M. ; MESCHKE, G. : BIM-to-FEM: Incorporating Numerical Simulations into BIM Concepts with Application to the Wehrhahn-Line Metro in Düsseldorf. In: *Proceedings of the ITA-AITES World Tunneling Congress (WTC 2018)*, 2018

[2] ALSAHLY, A. ; STASCHEIT, J. ; MESCHKE, G. : Advanced finite element modeling of excavation and advancement processes in mechanized tunneling. In: *Advances in Engineering Software* 100 (2016), S. 198 – 214

[3] CAO, B. ; FREITAG, S. ; MESCHKE, G. : A hybrid RNN-GPOD surrogate model for real-time settlement predictions in mechanised tunnelling. In: *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences* 3 (2016), Nr. 5, S. 1–22. http://dx.doi.org/10.1186/s40323-016-0057-9. – DOI 10.1186/s40323–016–0057–9. – Special Issue Model order reduction: POD, PGD and reduced bases

[4] CAO, B. ; FREITAG, S. ; MESCHKE, G. : A fuzzy surrogate modelling approach for real-time settlement predictions in mechanised tunnelling. In: *International Journal of Reliability and Safety* 12 (2018), Nr. 1/2, S. 187–217. http://dx.doi.org/10.1504/IJRS.2018.10013808. – DOI 10.1504/IJRS.2018.10013808. – Special Issue on Computing with Polymorphic Uncertain Data

[5] FREITAG, S. ; CAO, B. T. ; NINIĆ, J. ; MESCHKE, G. : Hybrid surrogate modelling for mechanised tunnelling simulations with uncertain data. In: *International Journal of Reliability and Safety* 9 (2015), Nr. 2/3, S. 154–173. http://dx.doi.org/10.1504/IJRS.2015.072717. – DOI 10.1504/IJRS.2015.072717. – Special Issue on Reliability and Computations of Infrastructures

[6] FREITAG, S. ; CAO, B. ; NINIC, J. ; MESCHKE, G. : Recurrent neural networks and proper orthogonal decomposition with interval data for real-time predictions of mechanised tunnelling processes. In: *Computers and Structures* 207 (2018), S. 258–273. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.03.020. – DOI 10.1016/j.compstruc.2017.03.020. – Special Issue CIVIL-COMP 2017

[7] KASPER, T. ; MESCHKE, G. : A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28 (2004), S. 1441–1460

[8] KIM, C. ; BAE, G. ; HONG, S. ; PARK, C. ; MOON, H. ; SHIN, H. : Neural network based prediction of ground surface settlements due to tunnelling. In: *Computers and Geotechnics* 28 (2001), Nr. 6-7, S. 517–547

[9] MAIDL, B. ; HERRENKNECHT, M. ; MAIDL, U. ; WEHRMEYER, G. : *Mechanised shield tunnelling*. Ernst und Sohn, 2012

[10] MESCHKE, G. : Numerische Simulation im Tunnelbau. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.) ; FINGERLOOS, F. (Hrsg.) ; WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7* Bd. 1. Berlin : Ernst & Sohn, 2014, Kapitel VII, S. 171–232. – unter Mitarbeit von A. Alsahly, T.S. Dang, S. Freitag, V.E. Gall, J. Ninić, J. Stascheit und M. Zhou

[11] MESCHKE, G. ; CAO, B. ; ALSAHLY, A. ; FREITAG, S. : Real-Time TBM Steering Assistance System using Numerical Simulation and Monitoring Data. In: *Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2018 (WTC 2018)*. Dubai, 2018, S. 1–14

[12] MESCHKE, G. ; FREITAG, S. ; ALSAHLY, A. ; NINIĆ, J. ; SCHINDLER, S. ; KOCH, C. : Numerische Simulation maschineller Tunnelvortriebe in innerstädtischen Gebieten im Rahmen eines Tunnelinformationsmodells. In: *Bauingenieur* 89 (2014), Nr. 11, S. 457–466

[13] MESCHKE, G. ; FREITAG, S. ; NINIĆ, J. ; CAO, B. : Numerische Simulation maschineller Tunnelvortriebe zur vortriebsbegleitenden Prognose von Steuerparametern. In: BLETZINGER, K. (Hrsg.) ; FISCH, R. (Hrsg.) ; GEBBEKEN, N. (Hrsg.) ; TU München, UniBW München (Veranst.): *Baustatik-Baupraxis 12* TU München, UniBW München, 2014, S. 501–508

[14] MÖLLER, B. ; GRAF, W. ; BEER, M. : Fuzzy structural analysis using α-level optimization. In: *Computational Mechanics* 26 (2000), S. 547–565

[15] NELLESSEN, P. : *Vortriebssynchrone Prognose der Setzungen bei Flüssigkeitsschildvortrieben auf Basis der Auswertung der Betriebsdaten mit Hilfe eines Neuro-Fuzzy-Systems*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2005

[16] OBEL, M. ; MARWAN, A. ; ALSAHLY, A. ; FREITAG, S. ; MARK, P. ; MESCHKE, G. : Schadensbewertungskonzepte für innerstädtische Bauwerke bei maschinellen Tunnelvortrieben. In: *Bauingenieur* 93 (2018), Nr. 12, S. 482–491

[17] OBERSTE-UFER, K. : *Steuerung von Tunnelvortriebsmaschinen durch Einsatz eines fuzzy-basierten Expertensystems*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2010

[18] SCHILLINGER, D. ; RUESS, M. : The Finite Cell Method: A Review in the Context of Higher-Order Structural Analysis of CAD and Image-Based Geometric Models. In: *Archives of Computational Methods in Engineering* 22 (2015), Jul., Nr. 3, S. 391–455. – ISSN 1134–3060, 1886–1784

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Transparent, aber spröde! Bauen mit Glas

Jens Schneider[1], Kerstin Thiele[1]

[1]*Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt*

Zusammenfassung: Glas hat sich neben den „klassischen“ Werkstoffen im Bauwesen wie Beton, Mauerwerk, Stahl oder Holz als Material etabliert, mit dem Architekten und Ingenieure Bauteile und Bauwerke entwerfen, bemessen, konstruieren und ausführen. Glasbau ist inzwischen eine eigene Ingenieurdisziplin. Bei der Planung, konstruktiven Durchbildung und Ausführung von Glaskonstruktionen bedarf es besonderer Sorgfalt, Genauigkeit und der Kombination mit anderen Werkstoffen, da die Sprödigkeit von Glas zu schlagartigem Versagen ohne relevante Lastumlagerungen auf der Werkstoffebene führt. Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über verfügbare Dimensionen, Qualitäten und Funktionalitäten von und mit Glas, erläutert den Einfluss von Mikrodefekten auf die Glasfestigkeit, und wagt einen Ausblick auf zukünftige Anwendungen mit Glas.

1 Wichtige Entwicklungen im Glasbau

1.1 Dimensionen von Flachglas

Eine wesentliche Veränderung im vergangenen Jahrzehnt waren die am Markt verfügbaren Abmessungen von Flachglas. Mit dem Standard-Verfahren zur Produktion von Flachglas, dem Float-Verfahren (siehe Abb. 2 (a), [2, 4]) war es theoretisch schon immer möglich, in Längsrichtung endlose Glastafeln herzustellen. Die Produktion muss 24 h und 365 Tage im Jahr laufen, damit die Glasschmelze nicht hart wird. Allerdings waren die erforderlichen Maschinen und Anlagen zur Weiterverarbeitung und Transport auf das so genannte Bandmaß mit den Abmessungen b x h = 3,21 *m* x 6 *m* begrenzt. Diese feste Randbedingung für Entwurf, Konstruktion, Bemessung, Transport und Ausführung im Glasbau gilt nicht mehr; es sind heute Formate bis 3,25 *m* x 20 *m* verfügbar. Diese Formate lassen sich auch weiter veredeln zu thermisch vorgespannten Gläsern (siehe Abb. 2 (b)) und laminierten Gläsern (Verbund-Sicherheitsglas, siehe Abb. 3). Die im Vergleich zu diesen Abmessungen verhältnismäßig dünnen Platten von Architekturglas (üblich sind t= 4 mm bis t= 19 mm, selten bis t= 25 mm) erfordern bei der Berechnung in vielen Fällen die Berücksichtigung geometrisch nichtlinearer Effekte, die sich bei vierseitig gelagerten Platten sehr günstig

auswirken. Der Trend zu immer größeren Abmessungen wird sich weiter fortsetzen und nach und nach weitere geometrische, konstruktive und funktionale Eigenschaften erfassen: gebogenes Glas (siehe Abb. 4), Beschichtungen, schaltbare Schichten, Wärmeschutz durch Isolierglas und Kombinationen mit anderen Produkten.

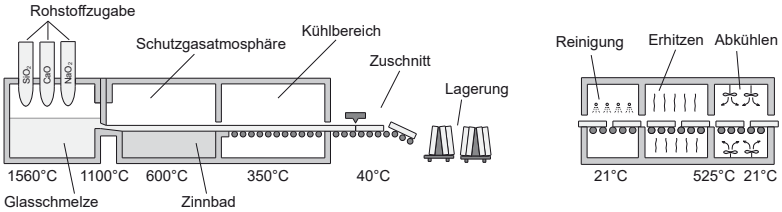


Abbildung 2: Herstellung von Flachglas im Float-Verfahren (li.), Thermisches Vorspannen von Glas durch Erhitzen auf etwa 100°C oberhalb der Transformationstemperatur und rasches Abkühlen (re.), [4]

Abbildung 3: Verbund-Sicherheitsglas (VSG) der Abmessungen 3,25 *m* x 10 *m* aus thermisch vorgespanntem Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG), Dicke 2 x 10 mm, Fa. Seele/ Sedak, 2013, Bildquelle: Schneider

Abbildung 4: Verbund-Sicherheitsglas (VSG) aus gebogenem thermisch vorgespanntem Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG) mit 13 m Länge am Apple Store Pudong, Shanghai/ China, 2010, Bildquelle: Schneider

1.2 Bemessungsnormen

Die Entwicklung der Bemessungsnormen für Glaskonstruktionen im Bauwesen in den vergangenen 40 Jahren zeigt, wie sich die Anwendungen des Glases von der Ausfachung von (Loch-)Fenstern und Verwendung als Fassadenmaterial für Außenwandbekleidungen zum Konstruktionsmaterial in Ganzglaskonstruktionen entwickelt hat (siehe Tab. 1).

Der momentan in der Bearbeitung befindliche *Eurocode Structural Glass* [1] soll zukünftig als Grundlage für Entwurf, Berechnung, Bemessung und Ausführung von Glaskonstruktionen die in Deutschland eingeführte Normenreihe DIN 18008 ersetzen. Die technische Entwicklung und das Wissen über die Zusammenhänge in der Kette Werkstoffe/ Materialwissenschaft – Mechanik – Entwurf – Statik und Konstruktion – Prozesstechnik und Produktion – Qualitätsüberwachung – Transport und Ausführung ist in Europa und insbesondere in Deutschland, Österreich, der Schweiz und Italien am weitesten entwickelt. Der *Eurocode* wird so strukturiert sein, dass er eine möglichst breite Anwendbarkeit erlaubt

und präskriptive Elemente auf ein Mindestmaß beschränkt. Nur so ist gewährleistet, dass die Normung nicht zur starken Behinderung von Innovationen beiträgt.

Um die Besonderheiten des Werkstoffs Glas, vor allem die Sprödigkeit, das belastungszeitabhängige Festigkeitsverhalten und die Empfindlichkeit gegenüber hartem Kontakt und Spannungskonzentrationen angemessen berücksichtigen zu können, wurden so genannte Limit State Scenarios (LSS) eingeführt. Der Ingenieur muss bei der Bemessung neben der für andere Werkstoffe üblichen Gebrauchstauglichkeit (SLS) und Tragfähigkeit (ULS) je nach Anwendungsfall auch die Grenzzustände eines möglichen Bruchvorgangs (Fracture Limit State – FLS) und des Nachbruchverhaltens/ der Resttragfähigkeit berücksichtigen, die mit Verbund-Sicherheitsgläsern erzielt werden kann (Post-Fracture Limit State – PFLS, siehe Tab. 2). Diese glasspezifischen Grenzzustände ermöglichen eine sichere Bemessung unter Berücksichtigung von Robustheit und Redundanz trotz des spröden Werkstoffverhaltens.

Im Zuge der Globalisierung wurde die transparente Bauweise insgesamt sehr populär, so dass aktuell auch in den USA und in China an entsprechenden Normen gearbeitet wird (ASTM-Code *Structural Glass,* Chinese Code *Structural Glass).* Besonders in den USA sind in den noch nicht veröffentlichten Entwürfen starke präskriptive Elemente für Glaskonstruktionen in Form von Tabellen mit geometrischen Abmessungen und Mindestdicken enthalten, die zukünftig die entwerferische Freiheit des Ingenieurs stark einschränken könnten. Für zukünftige Innovationen im Glasbau bedarf es weiterhin großer Anstrengungen, um die in Mitteleuropa traditionell enge Verknüpfung von Theorie, Experiment und Grundlagenwissen aus den Universitäten mit den praktischen Anwendungen beizubehalten. Nur wenn auf allen Ebenen der Technologie-Reifegrade (Technology Readiness Level, TRL) geforscht und entwickelt wird, können neue Methoden, Verfahren und Produkte entstehen, die weltweit gefragt sind.

1981	Technische Richtlinie des Glaserhandwerks Nr. 2: Windlast und Glasdicke - Dickenwahl von Glasscheiben in Abhängigkeit von der Windlast
1985	Technische Richtlinie des Glaserhandwerks Nr. 18: Umwehrungen mit Glas - Konstruktionshilfen anhand von bewährten Beispielen aus der Praxis
1987	Technische Richtlinie des Glaserhandwerks Nr. 19: Überkopfverglasungen - Bestandsaufnahme der Ausführungsvorschriften, Dickenwahl von Glasscheiben für nicht senkrechten Einbau
1990	DIN 18516-4 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG)
1993	Bearbeitung einer Technischen Regel für Überkopfverglasungen im Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt)
1996	Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Überkopfverglasungen (TRÜ)
1997	Entwurfsfassung Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen (TRLV)
1997	Bearbeitung einer Technischen Regel für absturzsichernde Verglasungen (TRAV) im Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt)
1998	Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen (TRLV)
2003	Technische Regeln für die Verwendung von absurzsichernden Verglasungen (TRAV)
2003	Bearbeitung einer Normenreihe für den Glasbau (DIN 18008) im Deutschen Institut für Normung (DIN)
2006	Technische Regeln für die Verwendung von punktförmig gelagerten Verglasungen (TRPV)
2006	Neufassung Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen (TRLV)
2010	Veröffentlichungen Normenreihe DIN 18008
2014	Veröffentlichung JRC scientific and policy reports - Guidance for European Structural Design of Glass Components
seit 2015	Bearbeitung einer Normenreihe Eurocode Structural Glass / Europa (CEN)
2019	Veröffentlichung europäische Vornorm CEN-Technical Specification Structural Glass

Tabelle 1: Entwicklung der Bemessungsnormen im Glasbau 1981 – 2020

	Limit State Scenario (LSS)				
	LSS - 1	LSS - 2		LSS – 3	
		a	b	a	b
Design for the **unfractured** glass state	SLS	SLS		SLS	
	ULS	ULS		ULS	
Design for the glass **fracture** state (safe glass fracture)	FLS			FLS	
Design for the **post-fractured** state (residual load capacity)		PFLS		PFLS	
		a	b	a	b

Tabelle 2: Limit State Scenarios im Entwurf des *Eurocode Glass* (CEN-TS Structural Glass, [1])

2 Besonderheiten beim Bauen mit Glas

2.1 Glasfestigkeit, Bruchverhalten und Robustheit

Die wesentliche Besonderheit beim Bauen mit Glas ist, dass Effekte auf der Werkstoffebene in Dimensionen von Mikro- und Nanometern das makroskopische Verhalten unmittelbar beeinflussen. Beispiele für Mikrodefekte sind Indentationen und Kratzer, die aus dem Produktionsprozess, Transport, Einbau und Reinigungsvorgängen resultieren (siehe Abb. 5, 6, 7). Die Sprödigkeit von Glas ohne Möglichkeit relevanter makroskopischer Lastumlagerungen auf der Werkstoffebene führt zu überkritischem Risswachstum und Rissausbreitung bei Erreichen einer kritischen Spannungsintensität an den Mikrodefekten und dann zu schlagartigem Versagen. Die linear elastische Bruchmechanik stellt hier entsprechende Modellvorstellungen und Versagenskriterien bereit; leider werden bereits Defekte mit Risstiefen von 5 µm bis 100 µm maßgeblich. Diese können bisher in Bauteilgröße mit keinem technischen Verfahren angemessen detektiert werden. Daher werden Glasfestigkeiten experimentell ermittelt und mit statistischen Verfahren ausgewertet. Die Prozessparameter bei der Glasherstellung und insbesondere bei der Weiterverarbeitung, z.B. dem Schneiden des Glases, haben erheblichen Einfluss auf Art und Umfang der Mikrodefekte und damit auf die makroskopische Festigkeit, die bei der Bemessung angesetzt werden kann [8].

Aus Mikrodefekten entstandene Risse breiten sich bei Überschreiten einer kritischen Spannungsintensität von 0,75 MPa $m^{1/2}$ (Kalk-Natron-Silikatglas) mit etwa 30-40% der *Rayleigh'schen* Wellengeschwindigkeit im Glas aus, beschleunigen und verzweigen in Abhängigkeit der eingeprägten Formänderungsenergiedichte aus äußerer Beanspruchung und/ oder aus Eigenspannungen (Abb. 8, [6]).

Abbildung 5: Impaktkrater und resultierende Risse durch Aufprall eines Kieselsteins aus ca. 6 m Höhe auf ein Vordach aus teilvorgespanntem Glas (TVG), Bildquelle: Schneider

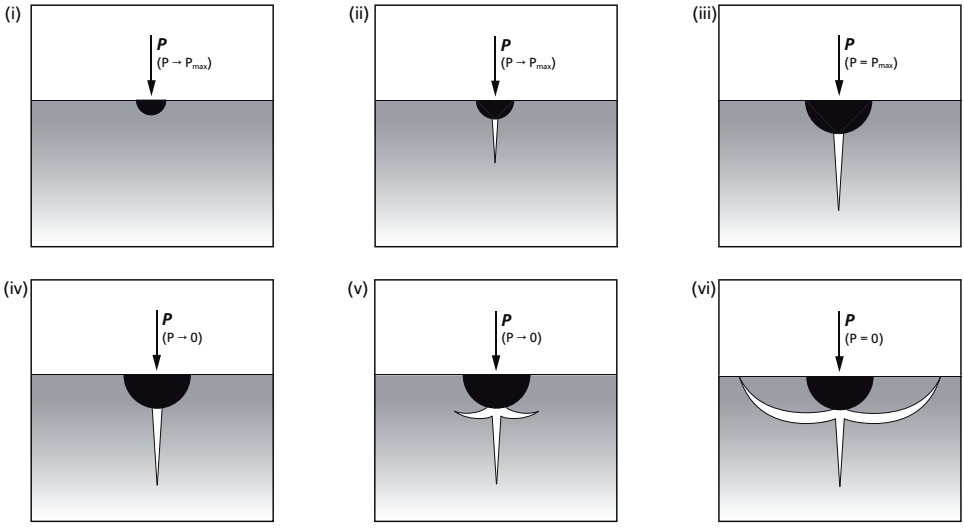


Abbildung 6: Entstehung von Mikrorissen in spröden Werkstoffen bei Indentation mit Be- und Entlastung nach *Lawn,* 1993 [3, 4, 5]

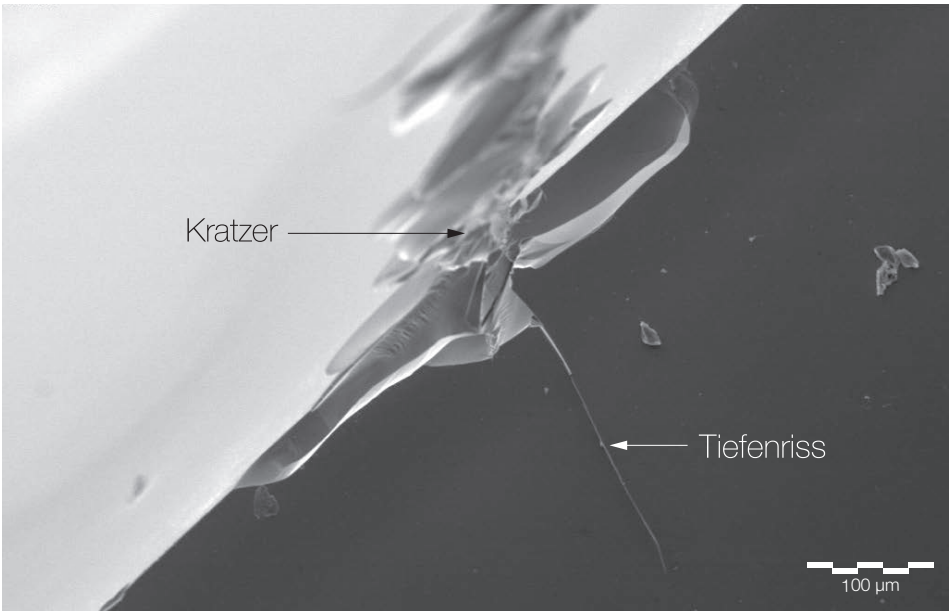


Abbildung 7: Ansicht eines Kratzers und resultierenden Tiefenrisses in Glas im Raster-Elektronenmikroskop, Bildquelle: Schneider

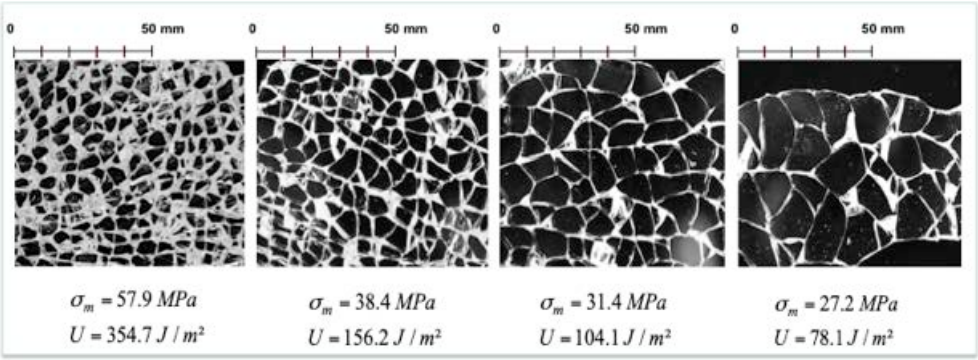


Abbildung 8: Bruchstruktur von thermisch vorgespanntem Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG) in Abhängigkeit der durch den thermischen Prozess dauerhaft eingeprägten Eigenspannungen [6]

Das Konstruieren mit den heute verfügbaren Abmessungen von Flachgläsern im Bauwesen ist nur möglich, wenn eine entsprechende Robustheit und eine Redundanz bei Glasbruch erreicht werden kann. Hierzu wurden die Prozesstechnologien für das thermische Vorspannen des Glases (siehe Abb. 2 (b)) und das Herstellen von Verbund-(Sicherheits-) Glas ständig weiterentwickelt. Durch die thermische Vorspannung wird die Robustheit gezielt durch Eigenspannungszustände mit Druckspannungen an den Glasoberflächen geschaffen, damit Mikrodefekte erst wirksam werden, wenn die Druckspannungen überwunden wurden (Abb. 9). Hierbei muss bei hohen Eigenspannungen die Rissausbreitung bei Glasbruch berücksichtigt werden, die zu einer schlagartigen Ausdehnung und dem Zerfall des Glases führt (Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG), vgl. Fracture Limit State).

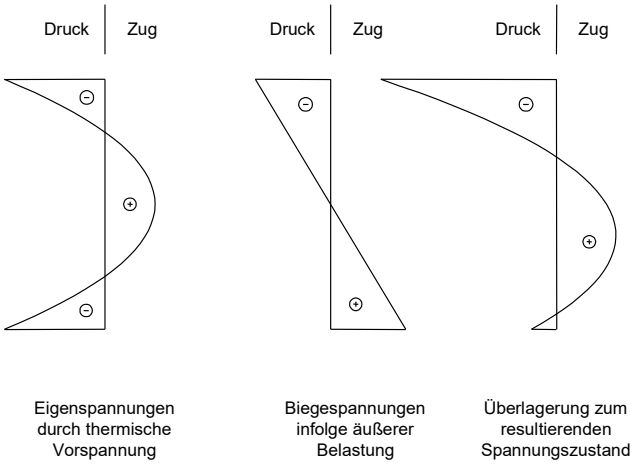


Abbildung 9: Wirkung von dauerhaft eingeprägten Eigenspannungen in thermisch vorgespanntem Glas (ESG, TVG), [4]

Das Laminieren mit transparenten Polymerschichten zwischen dem Glas (z.B. Poly-Vinyl-Butyral (PVB), Abb. 10) schafft eine Redundanz bei Glasbruch (vgl. Post-Fracture-Limit-State). Im Bauwesen wird neben PVB inzwischen auch Ethylen-Vinyl-Acetat (EVA), Ionoplast (Markenname SentryGlassPlus, SGP) und thermoplastisches Polyurethan (TPU) zum Laminieren verwendet (siehe Abb. 11). Durch die polymere Zwischenschicht kann eine Resttragfähigkeit nach Glasbruch sichergestellt werden, weil die Glasbruchstücke gut an der polymeren Schicht haften, wobei eine zu starke Haftung zum Durchreißen der Schicht führen kann. Bei der statischen Berechnung muss die zeit- und temperaturabhängige Schubübertragung durch die viskoelastische Polymerschicht berücksichtigt werden [7]. Die Laminationsverfahren erlauben heute auch Multi-Schichten Laminate (siehe Abb. 11), die besonders hohen Belastungen oder besonderen Sicherheitsanforderungen standhalten können (z.B. Beschusshemmung).

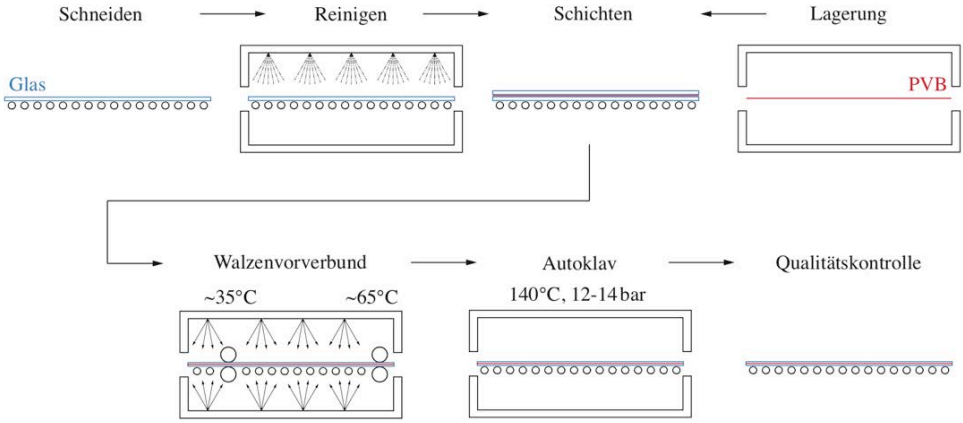


Abbildung 10: Prinzip der Herstellung von Verbund-Sicherheitsglas (VSG) im Autoklaven-Prozess [4]

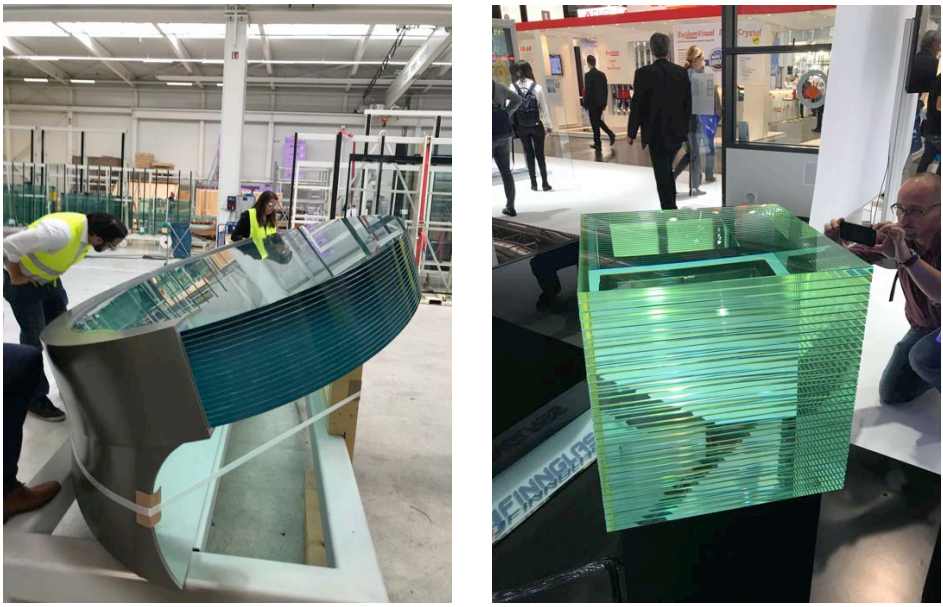


Abbildung 11: Multi-Schichten-Laminat mit 18 Einzelschichten, ausgelegt für Wasserdruck bei einem Kreuzfahrtschiff Fa. Sedak (li.), Multi-Schichten-Laminat mit 31 Einzelschichten Fa. Finnglas (re.), 2018, Bildquelle: Schneider

2.2 Konstruktion und Fügetechniken

Die Fügetechniken und die konstruktive Durchbildung der Details und Anschlüsse dominieren im Glasbau aufgrund der Sprödigkeit des Glases mehr als bei anderen Werkstoffen den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung. Neben der klassischen Linienlagerung (Abb. 12) hat sich zur Verbindung mit der Unterkonstruktion und für das Fügen die punktförmige Lagerung in Glashaltern, mit Schrauben oder Bolzen etabliert (Abb. 13, 14, 15). Hierbei muss die Spannungskonzentration im lokalen Bereich der Bohrungen unter Berücksichtigung der Kontakte zu den angrenzenden Polymermaterialien exakt ermittelt werden (Abb. 16).

Inzwischen erfährt aufgrund der Ergebnisse von Forschungsarbeiten zur Dauerhaftigkeit, zur Bemessung auf Grundlage numerischer Simulation und zu geeigneten Versagenskriterien auch die bereits in den 1980er Jahren etablierte Verbindung mit Klebungen einen neuen Aufschwung (Abb. 17, [9-11]).

Abbildung 12: Linienförmige Lagerung von Glasböden und Glasgeländern, punktförmige Lagerung der Hüllkonstruktion, Glasbrücke *Champalimaud-Foundation,* Lissabon, 2010, Bildquelle: Schneider

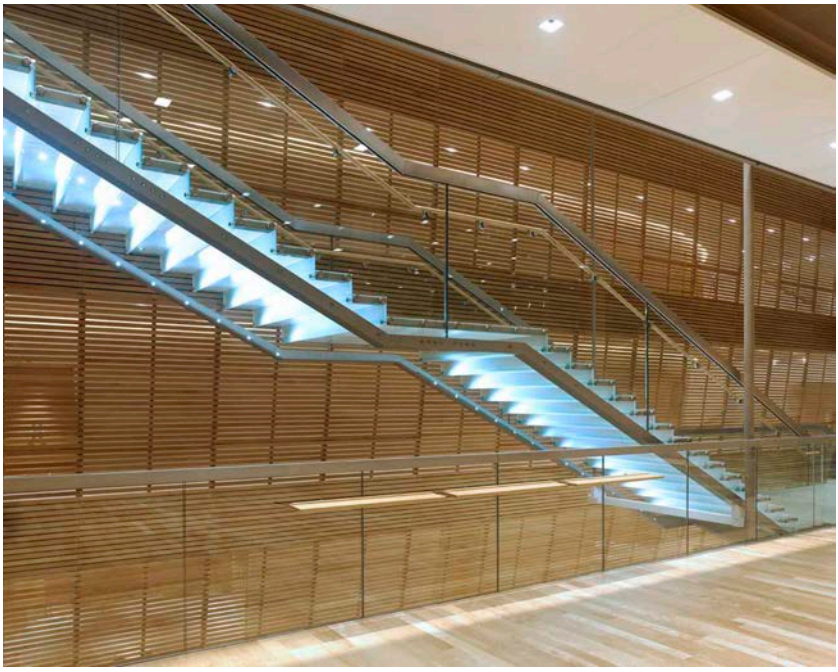


Abbildung 13: Glastreppe Oper Toronto, 2005, Bolzenverbindung zur Konstruktion eines Trogquerschnitts aus Glasstufen und Glaswangen mit aufgesetztem Handlauf aus Stahl, Bildquelle: Kooymans

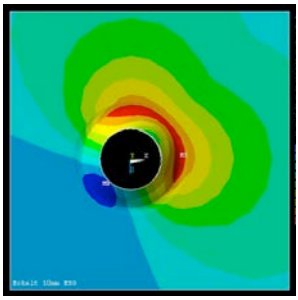


Abbildung 14: Glasboxen am *Skydeck/ The Ledge* im 102. Geschoss des *Willis-Tower* (früher *Sears-Tower),* Chicago/ USA mit punktförmiger Verbindung der Glasplatten, 2009 (li.) Bildquelle: Kraus, Finite-Element-Simulation mit lokaler Spannungskonzentration an einer Glasbohrung (re.)

Abbildung 15: Südfassade ETA-Fabrik am Campus Lichtwiese TU Darmstadt mit geklebten Glaselementen System *Parametric* Fa. Schüco, 2016, Bildquelle: Sönnecken

3 Zukünftige Möglichkeiten beim Konstruieren mit Glas

3.1 Dünnglas

Die Weiterentwicklung der Produktion von sehr dünnen Gläsern bietet zukünftig auch Chancen für den Glasbau. Man unterscheidet zwischen Architekturglas (t= 2 mm bis 19 mm), Dünnglas (t= 0,150 mm bis 2 mm) und Ultra-Dünnglas (t= 0,025 mm bis 0,150 mm). Dünngläser sind heute noch in der Breite beschränkt (maximal 1,20 m), da die speziellen Produktionsprozesse im *Overflow-Fusion-Prozess* (Abb. 16) oder *Down-Draw-Prozess* ursprünglich für die Konsumgüterindustrie (Computer, Mobiltelefone, Handheld-Computer) entwickelt wurden und gerade in den Bereich des Automobilbaus ausgeweitet werden. Sie können endlos hergestellt, aufgewickelt werden und verhalten sich wegen ihrer geringen Dicke trotz des recht hohen Elastizitätsmoduls von Glas (60.000 MPa bis 70.000 MPa) sehr flexibel (Abb. 17, 18 [12, 13]). Zukünftig ergeben sich hiermit neue Möglichkeiten für Glaslaminate mit Polymerschichten, bei denen das Funktionsprinzip auch umgekehrt werden kann: dünne Glasschichten auf dickeren Polymerschichten.

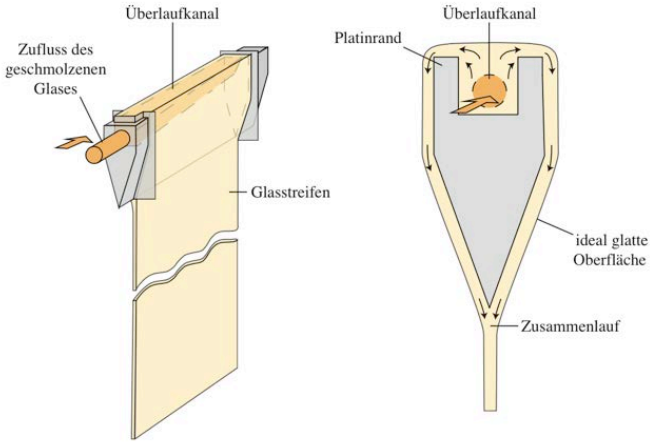


Abbildung 16: Herstellung von Ultra-Dünnglas im Überlaufverfahren (Overflow-Fusion-Process) [4]

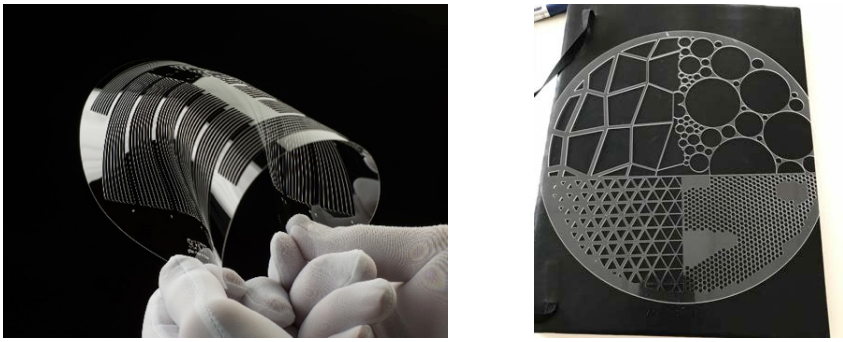


Abbildung 17: Beispiel eines Ultra-Dünnglases: FLEXINITY, Mikrostrukturiertes Ultra-Dünnglas AF32 in einer Dicke von t= 100 µm unter Biegebeanspruchung (li.) Ausführung spezieller Mikro-Strukturierungen für Mikroelektronik (re.), Bildquelle: Schott AG (li.), Schneider (re.)

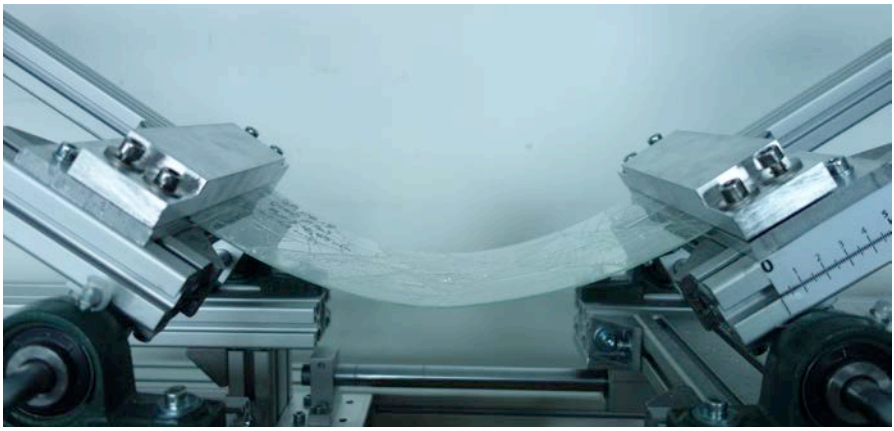


Abbildung 18: Prüfung der Biegefestigkeit von Dünnglas mit einer speziellen Prüfmaschine durch definiertes Aufbringen eines Biegeradius, entwickelt an der TU Darmstadt, 2018, Bildquelle: Peters

3.2 Dickglas

Massives Glas als „Backstein“ wurde im Glasbau seit der ersten Anwendung am Monument für die Opfer des 11. März 2004 am Bahnhof Atocha in Madrid (Abb. 19, [14]) in neuer Form am Crystal House in Amsterdam realisiert (Abb. 20 [15]). Es ist für dickes Glas, besonders in Verbindung mit Verfahren zur additiven Fertigung (Kap. 3.3), noch sehr viel Gestaltungsspielraum denkbar. Grundlegende Voraussetzung für derartige Konstruktionen in einer breiteren Anwendung sind die Verbesserung der grundlegenden Zusammenhänge bei der Auslegung von Verklebungen, deren Simulation und Dauerhaftigkeit für die langen Bemessungszeiträume im Bauwesen inklusive der Erfassung der Beanspruchungen aus zyklischen Temperaturwechseln und Schwinden.

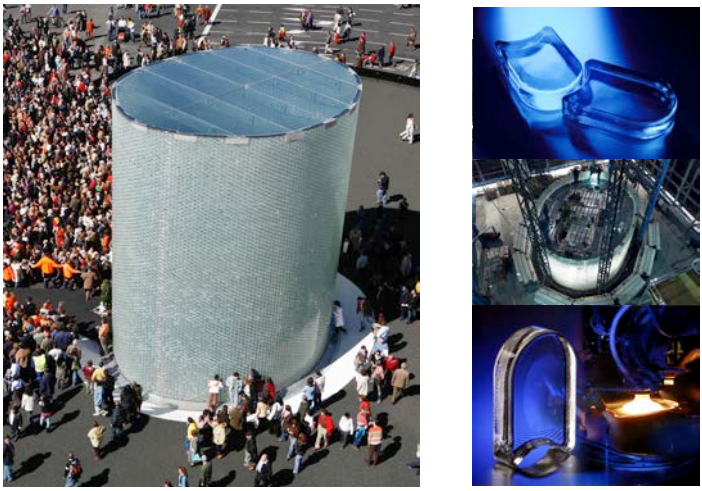


Abbildung 19: Monument für die Opfer des 11. März 2004 am Bahnhof Atocha/ Madrid (Spanien) aus 15.400 massiven Glassteinen (li.) gefertigt aus speziellem Gussglas (re., oben und unten), die mit UV-aushärtendem Acrylatkelber vermauert wurden (re., Mitte), Bildquelle: Schott AG, Bellapart

Abbildung 20: Mauerwerk neu interpretiert: Verklebte Glassteine an der Fassade des *Crystal House* in Amsterdam, 2016, Bildquelle: Knaack

3.3 Additive Herstellung mit Glas

Neuartige Konstruktionen könnten zukünftig durch das Andrucken von Glas auf Flachglas entstehen [16]. Beim Schmelzschichten mit Glas *(Fused Glass Deposit Modelling, FGDM)* wird das Glas im geschmolzenen Zustand auf ein entsprechend erwärmtes Flachglas aufgebracht (Abb. 21). Hiermit sind einerseits Fügetechniken denkbar, die es ermöglichen auf Bohrungen in Flachglas und die damit verbundenen Nachteile der starken Spannungskonzentration in der Bohrung zu verzichten (Abb. 22). Schmelzgeschichtetes Glas könnte aber auch zur Aussteifung von Flachgläsern genutzt werden (Abb. 23).

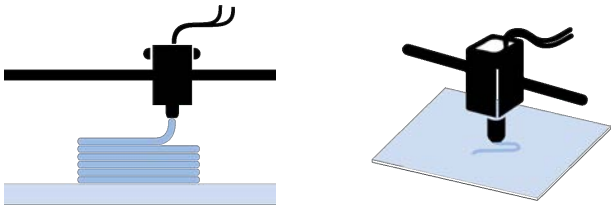


Abbildung 21: Prinzip des Aufbringens von Schmelzschichten auf Flachglas (Fused Glass Deposit Modeling, FGDM), Bildquelle: Akerboom

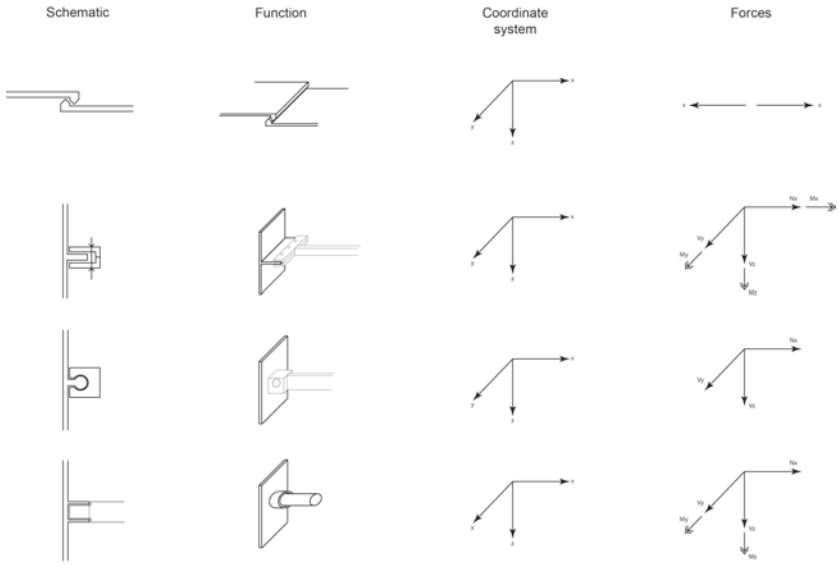


Abbildung 22: Mögliche Arten der Lastübertragung mit aufgedrucktem Glas auf Flachglas [16]

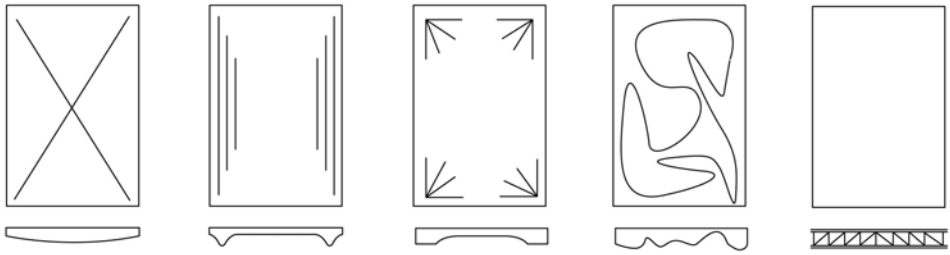
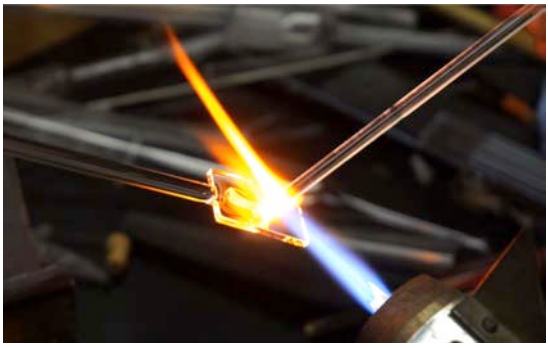


Abbildung 23: Mögliche Topologien zur Aussteifung und lokalen Verstärkung von Flachglas mit aufgedrucktem Glas [16]



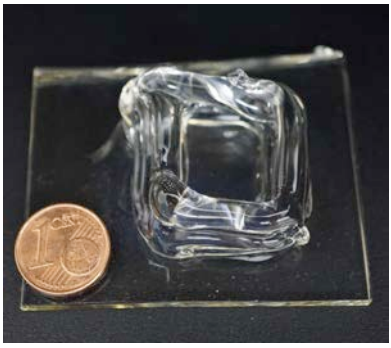


Abbildung 24: Voruntersuchungen zu FGDM mit Glasstäben und Flachglas aus Borosilicatglas, Bildquelle: Akerboom

4 Zusammenfassung

Die Entwicklung beim Konstruieren mit Glas in den vergangenen zwei Jahrzehnten zeigt das Innovationspotential des alten und doch immer wieder jungen Werkstoffs. Die heute verfügbaren Glasdimensionen, Prozesstechnologien und Verarbeitungsmöglichkeiten ermöglichen Glaskonstruktionen, die vor 20 Jahren noch undenkbar waren. Transparente Konstruktionen mit hoher Dauerhaftigkeit sind nur mit Glas realisierbar. Da das Glas sehr spröde ist und belastungszeitabhängige Festigkeitseigenschaften aufweisen kann, sind robuste, thermisch vorgespannte Gläser vorzuziehen und die Konstruktionen auf der Querschnittsebene redundant für den Fall von Glasbruch einzelner Schichten auszulegen. Dies gelingt vor allem mit der Verwendung laminierter Gläser. Der in der Entwicklung befindliche Eurocode zu Entwurf, Berechnung, Bemessung und Ausführung von Glaskonstruktionen berücksichtigt diese Besonderheit mit der Einführung von Grenzzuständen für den Glasbruch (Fracture Limit State) und für das Nachbruchverhalten (Post Fracture Limit State). Mit Dünngläsern und massiven Gläsern als Alternativen zum heute im Glasbau dominierendem Flachglas und neuartigen transparenten Polymerschichten sind zukünftig noch viele Innovationen denkbar. Hierzu könnte auch die Weiterentwicklung der additiven Fertigung mit Glas beitragen, wenn es gelingt Glas auf Flachglas in baupraktischen Dimensionen und industriellen Prozessen anzudrucken.

Literatur

[1] FELDMANN, M.; DI BIASE, P.: The CEN-TS “Structural Glass–Design and Construction Rules” as pre-standard for the Eurocode. In: Weller, B., Schneider, J.,(Hrsg.) Proceedings of the Conference Engineered Transparency, Düsseldorf, Germany, 23–26 October 2018, S. 71-80

[2] BELIS, J.; LOUTER, C.; NIELSEN, J.H.; SCHNEIDER, J.: Architectural Glass. In: Musgraves, J. D., Hu, J., Calvez, L. (Hrsg.) Springer Handbook of Glass. 1. Aufl., Springer International Publishing, Basel, 2019, S. 1779-1817

[3] LAWN, B. R.: Fracture of brittle solids. Cambridge solid state science series, 2. Aufl., Cambridge Univ. Press, Cambridge, 1993

[4] SCHNEIDER, J.; KUNTSCHE, J.; SCHULA, S.; SCHNEIDER, F.; WÖRNER, J.-D.: Glasbau - Grundlagen, Berechnung, Konstruktion. 2. Auflage, Springer, Berlin Heidelberg, 2016.

[5] SCHULA, S.: Charakterisierung der Kratzanfälligkeit von Gläsern im Bauwesen, Dissertation, TU Darmstadt (2015)

[6] POURMOGHADDAM, N., KRAUS, M.A., SCHNEIDER, J. ET AL.: Relationship between strain energy and fracture pattern morphology of thermally tempered glass for the prediction of the 2D macro-scale fragmentation of glass, Glass Struct Eng (2019) 4 S. 257-275

[7] KUNTSCHE, J., SCHUSTER, M., SCHNEIDER, J.: Bemessung von Verbundsicherheitsglas unter Berücksichtigung des Schubverbunds. Bauingenieur 93, H , 2018, S. 28-36

[8] MÜLLER-BRAUN, S., SEEL, M., KÖNIG, M., SCHNEIDER, J. ET AL.: Cut edge of annealed float glass: crack system and possibilities to increase the edge strength by adjusting the cutting process Glass Struct Eng (2019) 4, S. 1-23

[9] EOTA, ETAG 002: Guideline for European Technical Approval for Structural Sealant Glazing Kits (SSGK), May 2012

[10] DRASS, M., SCHNEIDER, J., & KOLLING, S. Damage Effects of Adhesives in Modern Glass Façades: A Micro-Mechanically Motivated Volumetric Damage Model for Poro-Hyperelastic Materials, International Journal of Mechanics and Materials in Design (2017), S. 1-26

[11] ROSENDAHL, P.L., DRASS, M., FELGER, J., SCHNEIDER, J., BECKER, W.: Equivalent strain failure criterion for multiaxially loaded incompressible hyperelastic elastomers International Journal of Solids and Structures (2018) S. 32-46.

[12] JOTZ, M., PRENZEL, W.-D. ULTRADÜNNES GLAS. In W.-D. Prenzel, (Hrsg.) Jahrbuch für Optik und Feinmechanik, Görlitz: Optik-Verlag (2017), S. 175-186

[13] JOTZ, M. Ultradünnes Glas auf Rolle: Auf dem Weg zur Massenfertigung. Photonik, 49, H. 3, S. 76-79

[14] SCHOBER, H., SCHNEIDER, J., JUSTIZ, S., GUGELER, J., PAECH, C., BALZ, M. Innovations with glass, steel and cables. In: Glass Performance Days, Tampere, Finland (2007), S. 198-201

[15] OIKONOMOPOULOU, F., VEER, F.A., NIJSSE, R., BAARDOLF, K.: A completely transparent, adhesively bonded soda-lime glass block masonry system. Journal of Facade Design and Engineering (2015) Vol. 2 (3-4), S. 201-221

[16] SEEL, M., AKERBOOM, R., KNAACK, U., OECHSNER, M., HOF, P., SCHNEIDER, J.: Fused glass deposition modelling for applications in the built environment. Materialwissenschaft und Werkstofftechnik 49 (7), 2018, S. 870-880

Minisymposium
Adaptive Tragwerke

Organisatoren:

- **Malte von Scheven**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

- **Werner Sobek**
  Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Modellierung aktiver Strukturelemente als Erweiterung zum klassischen Workflow der FE-Analyse

Michael Böhm[a], Simon Steffen[b], Jan Gade[c], Florian Geiger[c], Werner Sobek[b], Manfred Bischoff[c], Oliver Sawodny[a]

[a] *Institut für Systemdynamik, Universität Stuttgart*
[b] *Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart*
[c] *Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart*

Zusammenfassung: In diesem Beitrag werden verschiedene Aktuierungsprinzipien für konventionelle Tragwerke präsentiert. Dazu vergleichen wir serielle mit paraller Aktoranordnung, jeweils mit unterlagerter Kraft- oder Positionsregelung. Außerdem werden konstruktive Möglichkeiten für die Integration der Aktoren aufgezeigt. Wir modellieren die Aktorik aufbauend auf einer klassischen FE-Analyse. Da die Aktuierungsprinzipien bei der Modellierung ineinander überführt werden können, kann die Analyse übergeordnet unabhängig von der Art der Aktuierung erfolgen.

1 Einleitung

Da ein großer Teil der menschengemachten CO_2-Emissionen, des Ressourcenverbrauchs und des Massenmüllaufkommens auf das Bauwesen entfällt, gleichzeitig aber der Automatisierungsgrad und damit auch die Effizienz in dieser Industrie deutlich hinter denen anderer Industrien liegt, bietet das Bauwesen ein hohes Potential zur Optimierung und Verbesserung [5]. Um die Ziele des Pariser Klima-Abkommens noch einhalten zu können, muss das Bauwesen einen wesentlichen Beitrag zur Reduktion der CO_2-Emissionen leisten, insbesondere im Hinblick auf die in naher Zukunft weltweit zusätzlich benötigte Wohnfläche und Infrastruktur für die – wenn auch langsamer – weiterwachsende Weltbevölkerung in Verbindung mit einem schnell steigenden Lebensstandard in den Schwellen- und auch den meisten Entwicklungsländern. Wir schlagen daher vor, einige dieser Neubauten – insbesondere Hochhäuser – auf der Grundlage von adaptiven Strukturen zu realisieren, welche den Ultraleichtbau ermöglichen und damit Masseneinsparungen im Tragwerk von über 50 % realisierbar machen.

Da dies einen kompletten Paradigmenwechsel in der Bauindustrie bedeutet und diese Änderungen gleichsam zügig Einzug halten sollten, um die globale Erwärmung in vertretbaren Grenzen zu halten, sollten sowohl Analyse als auch Entwurf und Konstruktion adaptiver Strukturen nicht komplizierter sein als bei herkömmlichen passiven Strukturen. Obwohl wir teilweise zeigen konnten, dass ein adaptives Design von Anfang an („from scratch“) bessere Ergebnisse zeigt verglichen mit einer konventionellen Struktur und einer nachträglich eingefügten „Add-On-Adaptivity“, kann mit letzterem Vorgehen immer noch ein sehr großes Masseneinsparpotential realisiert werden. Zusätzlich ist dieses Vorgehen unserer Ansicht nach besser geeignet, Adaptive Strukturen als „state-of-the-art“ in der eher konservativen Baubranche zügig zu etablieren, während parallel neuartige adaptive Strukturen erforscht werden, mit denen später das volle Potential dieser Technologie nutzbar gemacht werden kann.

In diesem Zusammenhang präsentieren und vergleichen wir verschiedene Aktuierungsprinzipien für konventionelle Tragwerke (Abschnitt 2). Insbesondere vergleichen wir eine serielle mit einer parallen Aktoranordnung, jeweils mit unterlagerter Kraft- oder Positionsregelung des Aktors. Neben den Vor- und Nachteilen dieser Aktuierungsprinzipien diskutieren wir konstruktive Möglichkeiten für die Integration der Aktoren ins Tragwerk und gehen zusätzlich kurz auf einen weiteren Forschungsschwerpunkt unseres Sonderforschungsbereiches ein – die integrierten Fluidaktoren.

Moderne Regelalgorithmen für Adaptive Strukturen sind auf eine akkurate Modellbildung und eine gründliche Analyse dieser Strukturen angewiesen. Bereits für den Entwurf konventioneller Gebäude existierende Workflows basieren im Kern auf FE-Analysen der Struktur und seiner Antwort auf verschiedene Lastfälle. Adaptiven Strukturen in der Praxis zu etablieren bedeutet auch nur minimale Modifikationen des bestehenden Workflows vorzunehmen. Deshalb präsentieren wir in diesem Beitrag die Modellierung der zusätzlichen Aktorik und deren Effekt auf die Struktur basierend auf einem existierenden FE-Modell.

2 Aktuierungsprinzipien für adaptive Tragwerke

Aktoren können entweder parallel oder seriell in den Kraftfluss einer Struktur integriert werden. Diese Nomenklatur orientiert sich an den Aktorkräften, wobei eine Dualität zu Aktorhüben besteht, d.h. eine kraft-parallele Anordnung entspricht einer verschiebungs-seriellen und eine kraft-serielle entspricht einer verschiebungs-parallelen Anordnung. Im Folgenden werden diese Aktuierungsprinzipien näher beleuchtet.

2.1 Kraft-parallele Aktuierung

Bei der parallelen Aktuierung wird die Kraft des Aktors parallel zu einem bestehenden passiven Element ins Tragwerk eingeleitet, wie in Abb. 1a dargestellt. Dies hat den Vorteil, dass eine statische Dauerlast z.B. durch das Eigengewicht des Tragwerkes dauerhaft vom passiven Strukturelement abgetragen werden kann, während der Aktor die dynamischen Lasten abtragen kann. Damit kann das Tragwerk auch aktiv gedämpft werden. Für die statische Kompensation ist diese Form der Aktuierung weniger geeignet, da man sehr große Kräfte einbringen muss, um das Tragwerk zu manipulieren. Die Elementkraft ergibt sich als Summe

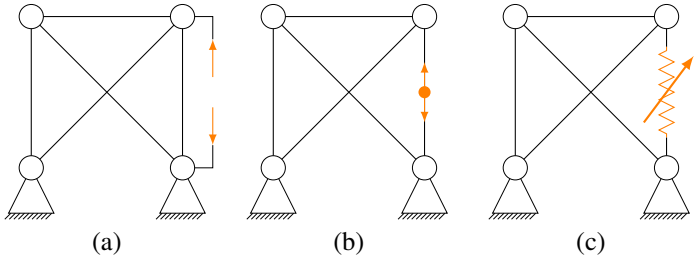


Abbildung 1: Drei Aktuierungsprinzipien für adaptive Strukturen: (a) kraft-parallel, (b) kraft-seriell und (c) Anpassung der Steifigkeit.

aus Aktorkraft und der Kraft im parallelen passiven Element, wobei die Aktorkraft positiv ist, wenn der Aktor sich zusammenzieht. Daraus ergibt sich ein Zusammenstauchen des parallelen passiven Elementes, so dass die dynamische Elementkraft deutlich kleiner sein kann als die dynamische Aktorkraft. Diese Anordnung kann auch als verschiebungs-seriell bezeichnet werden, da die Längung des passiven Elementes genau dem Aktorhub entspricht.

2.2 Kraft-serielle Aktuierung

Bei der seriellen Aktuierung wird die Kraft des Aktors in Reihe mit dem passiven Element aufgebracht, wie in Abb. 1b dargestellt. Da der Aktor damit komplett in den Lastpfad des Elementes integriert ist, kann diese Anordnung nicht bei statisch stark belasteten Tragwerkselementen verwendet werden. Für versteifende Elemente, die kaum statische Lasten tragen müssen, ist diese Aktuierung jedoch sinnvoll. Durch die mit kleineren Kräften erreichbaren größeren Verformungen im Vergleich zur kraft-parallelen Aktuierung bietet sich die kraft-serielle Aktuierung zur statischen Kompensation an, da das Tragwerk sehr gut in seinem Lastabtrag-Verhalten manipuliert werden kann. Die Elementkraft ist hier gleich der Aktorkraft, während sich die Elementverformung als Summe aus Aktorhub und Verformung des passiven Elementes ergibt. Man kann diese Anordnung daher auch als verschiebungs-parallel bezeichnen.

2.3 Weitere Aktuierungsarten

Neben der kraft-seriellen und der kraft-parallelen Aktuierung gibt es auch noch die Möglichkeit, die Steifigkeit eines Elementes einzustellen, bspw. über die Änderung der Vorspannung in einem Element [2]. Oft werden auch aktive fluidische Dämpfer eingesetzt, bei denen über ein Ventil die Blendenöffnung verändert werden kann [1, 4]. Des Weiteren wird auch im SFB 1244 an neuartigen Aktuierungskonzepten geforscht, wie z. B. integrierten Fluidaktoren [3, 6]. Dabei werden bedruckbare Kammern in einen Betonbalken integriert. Mit dieser Technologie können lokal lastbedingte Verformungen aktiv reduziert werden.

3 Modellierung

3.1 Tragwerksmodellierung

In diesem Beitrag gehen wir grundlegend davon aus, dass das betrachtete Tragwerk linear dynamisch modelliert wird, d. h. die Bewegungsgleichungen des nicht-aktuierten Tragwerks können wie folgt formuliert werden:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}}(t) + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} &= \boldsymbol{F} \\ \boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0, \quad \dot{\boldsymbol{q}}(0) &= \boldsymbol{q}_1 \end{aligned} \tag{1}$$

Dabei beschreiben $\boldsymbol{M}$ und $\boldsymbol{K}$ die Massen- bzw. Steifigkeitsverteilung des Systems. Die Dämpfungsmatrix $\boldsymbol{D}$ ist als Rayleigh-Dämpfung angenommen mit $\boldsymbol{D} = \alpha_1\boldsymbol{M} + \alpha_2\boldsymbol{K}$, wobei über die Wahl von α_1 und α_2 die Dämpfung an die ggf. zu identifizierende Dämpfung angepasst werden kann. Im Folgenden wird bei einer Anpassung von $\boldsymbol{K}$ auch immer $\boldsymbol{D}$ mit angepasst werden. Auf der rechten Seite der Gleichung werden in $\boldsymbol{F}$ die von außen auf das Tragwerk einwirkenden Kräfte zusammengefasst. Dies können Störungen, wie z. B. Wind sein, oder auch durch die Aktorik aufgebrachte Kräfte. Im Folgenden konzentrieren wir uns auf die Integration der durch die Aktorik verursachten Kräfte über $\boldsymbol{F}$.

3.2 Aktorikmodellierung

Ausgehen vom Modell in Gleichung (1) können die zusätzlichen Aktoren auf verschiedene Art integriert werden. Am einfachsten ist die Integration von kraft-parallelen Aktoren. Hier genügt es, die Kraft als zusätzliche Last auf der rechten Seite zu integrieren. Für einen Aktor, der im globalen Koordinatensystem zwischen den Knoten P_1 und P_2 mit zugehörigen Ortsvektoren $\boldsymbol{p}_1 \in \mathbb{R}^3$ und $\boldsymbol{p}_2 \in \mathbb{R}^3$ platziert wird und somit in der Richtung $\boldsymbol{v} = \boldsymbol{p}_2 - \boldsymbol{p}_1$ seine Kraft aufbringt, ergibt sich der Eingangsvektor:

$$\boldsymbol{b}_i = \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 & -\boldsymbol{v}^\top & 0 \cdots & 0 & \boldsymbol{v}^\top & 0 & \cdots & 0 \end{pmatrix}^\top, \tag{2}$$

wobei der erste Eintrag $-\boldsymbol{v}$ und der zweite Eintrag $\boldsymbol{v}$ jeweils an gleicher Stelle in $\boldsymbol{b}_i$ platziert werden müssen wie die Verschiebungsfreiheitsgrade des Knotens P_1 respektive P_2 im globalen Zustandsvektor $\boldsymbol{q}$. Die Eingangsmatrix $\boldsymbol{B}$ ergibt sich dann aus den Eingangsvektoren aller m Aktoren

$$\boldsymbol{B} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{b}_1 & \boldsymbol{b}_2 & \cdots & \boldsymbol{b}_{m-1} & \boldsymbol{b}_m \end{pmatrix}. \tag{3}$$

Mit $\boldsymbol{F} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}}$ eingesetzt in (1) ergibt sich somit:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}}(t) + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} &= \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}} \\ \boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0, \quad \dot{\boldsymbol{q}}(0) &= \boldsymbol{q}_1 \end{aligned} \tag{4}$$

Die Integration von kraft-seriellen Aktoren gestaltet sich ungleich schwieriger. Da ein solcher Aktor die passive Verbindung zwischen zwei Knoten aufbricht und durch ein Kräftepaar

ersetzt, müsste in diesem Fall die Steifigkeitsmatrix angepasst werden. Der Aufwand dafür entspricht in etwa dem Aufwand einer Neuassemblierung, die ja vermieden werden soll. Um dies trotzdem darzustellen, müssen wir zunächst das Modell vereinfachen, indem die Dynamik des passiven Elements, in das der Aktor seriell integriert werden soll, vernachlässigt wird. Da die longitudinalen Eigenfrequenzen eines einzelnen Elementes typischerweise deutlich höher sind, als die der gesamten Struktur, führt diese Vereinfachung zu minimalen Modellfehlern und ist somit zulässig. Unter Annahme dieser *Quasistationarität* ist die Aktorkraft immer gleich der Elementkraft. Im nächsten Schritt wird das Element um einen kraft-parallelen Aktor ergänzt wie oben beschrieben. Die Elementkraft entspricht nun der Elementkraft im passiven Element abzüglich der Kraft im parallelen Aktor. Die Elementkraft kann dabei aus den Freiheitsgraden $\boldsymbol{q}$ und der Elementsteifigkeit k_i leicht berechnet werden. Ein zu dieser Anordnung äquivalenter serieller Aktor kann auf das Tragwerk ganz identisch wirken, wenn er die entsprechende Elementkraft stellt, die sich wie folgt berechnen lässt:

$$u_{\text{seriell},i} = u_{\text{parallel},i} - k_i \boldsymbol{b}_i^\top \boldsymbol{q}. \tag{5}$$

Für alle Aktoren ergibt sich also durch Umstellen:

$$\boldsymbol{u}_{\text{parallel}} = \boldsymbol{u}_{\text{seriell}} + \underbrace{\begin{pmatrix} k_i & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & k_m \end{pmatrix}}_{K_{\text{elems}}} \boldsymbol{B}^\top \boldsymbol{q}. \tag{6}$$

Durch Einsetzen von (6) in (4) ergibt sich für die kraft-serielle Aktuierung:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}}(t) + \left(\boldsymbol{D} - \alpha_2 \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}^\top\right)\dot{\boldsymbol{q}} + \left(\boldsymbol{K} - \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}^\top\right)\boldsymbol{q} &= \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{seriell}} \\ \boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0, \quad \dot{\boldsymbol{q}}(0) &= \boldsymbol{q}_1. \end{aligned} \tag{7}$$

In Spezialfällen, bei denen Teile des Tragwerkes kinematisch sind, würden sich aus dem verallgemeinerte Eigenwertproblem für die Gleichung (7) verschwindende Eigenwerte ergeben, so dass letztlich reine Integratoren bleiben und bei konstanter Kraft ungleich Null das Tragwerk instabil wäre.

Die beiden Aktuierungskonzepte können auch kombiniert werden. Die Eingangsmatrix $\boldsymbol{B}$ wird dazu aufgeteilt in $\boldsymbol{B} = \begin{pmatrix}\boldsymbol{B}_{\text{parallel}} & \boldsymbol{B}_{\text{seriell}}\end{pmatrix}$ und die Eingänge werden ebenso aufgeteilt in $\boldsymbol{u}^\top = \begin{pmatrix}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}}^\top & \boldsymbol{u}_{\text{seriell}}^\top\end{pmatrix}$. Dann lassen sich die Eingänge entsprechend der Formel

$$\begin{aligned} &\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}}(t) + \left(\boldsymbol{D} - \alpha_2 \boldsymbol{B}_{\text{seriell}}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}_{\text{seriell}}^\top\right)\dot{\boldsymbol{q}} \\ &\quad + \left(\boldsymbol{K} - \boldsymbol{B}_{\text{seriell}}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}_{\text{seriell}}^\top\right)\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}_{\text{seriell}}\boldsymbol{u}_{\text{seriell}} + \boldsymbol{B}_{\text{parallel}}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}} \\ &\qquad \boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0, \quad \dot{\boldsymbol{q}}(0) = \boldsymbol{q}_1 \end{aligned} \tag{8}$$

integrieren.

Soll die Aktuierung nicht über Kräfte, sondern über vorzugebende Verschiebungen realisiert werden, so ist ebenfalls eine Integration in das bestehende Modell möglich. Dazu wird zunächst ein virtueller kraft-paralleler Eingang $\boldsymbol{u}_{\text{parallel}}$ angenommen und dem Modell ergänzt,

Aktuierungsart	**Dynamikgleichung**
Kraft-parallel	$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}}$
Kraft-seriell	$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \left(\boldsymbol{D} - \alpha_2 \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}^\top\right)\dot{\boldsymbol{q}} + \left(\boldsymbol{K} - \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{B}^\top\right)\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{seriell}}$
Verschiebungs-parallel	$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{v}_{\text{parallel}}$
Verschiebungs-seriell	$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_{\text{parallel}}$ $\boldsymbol{B}^\top\boldsymbol{q} = \boldsymbol{v}_{\text{seriell}}$

Tabelle 1: Modellierung der Aktorik unter Annahme von Quasistationarität. Die Anfangsbedingung ist für alle Varianten gegeben durch $\boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0$ und $\dot{\boldsymbol{q}}(0) = \boldsymbol{q}_1$.

so wie in (4) dargestellt. Im zweiten Schritt werden dann Zwangsbedingungen formuliert, abhängig von den Aktorverschiebungen $\boldsymbol{v}$. Bei verschiebungs-seriell angeordneten Aktoren ist dies ohne weiteres möglich:

$$\boldsymbol{B}^\top\boldsymbol{q} = \boldsymbol{v}_{\text{seriell}}. \tag{9}$$

Bei verschiebungs-parallel, also kraft-seriell angeordneten Aktoren kann wiederum die Dynamik des passiven Teils vernachlässigt werden (Quasistationaritätsannahme), seine Verformung stellt sich also quasi-statisch ein. Damit ergibt sich die Gesamtverformung des Elements als Summe der Aktorverschiebung und der Elementlängung:

$$\boldsymbol{b}_i^\top\boldsymbol{q} = v_{\text{parallel},i} - \frac{u_{\text{seriell},i}}{k_i} = v_{\text{parallel},i} - \left(\frac{u_{\text{parallel},i}}{k_i} - \boldsymbol{b}_i^\top\boldsymbol{q}\right) \tag{10}$$

$$\Rightarrow \quad \boldsymbol{u}_{\text{parallel}} = \boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{v}_{\text{parallel}}. \tag{11}$$

Diese Formulierung kann wie folgt interpretiert werden: Wenn ein kraft-paralleler Aktor eine Kraft $u_{\text{parallel},i}$ aufbringt, führt dies zu einer Längung $\boldsymbol{b}_i^\top\boldsymbol{q}$ im parallelen passiven Teil des Elementes und es gibt nach Gleichung (6) eine äquivalente kraft-serielle Anordnung mit einer Kraft $u_{\text{seriell},i}$. Bei dieser wird nun aber die gesamte Kraft über das passive Element abgetragen, dass sich entsprechend *zusätzlich* um $k_i^{-1}u_{\text{parallel},i}$ längt. Diese Differenz entspricht der Aktorverschiebung im kraft-seriellen (bzw. verschiebungs-parallelen) Fall, um die Konsistenz sicherzustellen, denn gleiche Elementkräfte müssen auch zu gleichen Verschiebungen führen. Damit ergeben sich die Modellgleichungen:

$$\begin{aligned} &\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}}(t) + \boldsymbol{D}\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{K}_{\text{elems}}\boldsymbol{v}_{\text{parallel}}, \\ &\quad \boldsymbol{q}(0) = \boldsymbol{q}_0, \quad \dot{\boldsymbol{q}}(0) = \boldsymbol{q}_1. \end{aligned} \tag{12}$$

Tabelle 1 führt nochmal übersichtlich die verschiedenen Modellierungsmöglichkeiten auf, unter Annahme von quasistationärem Verhalten in dem einzelnen aktiven Element.

4 Dimensionierung

Im Folgenden nehmen wir an, dass für die Dimensionierung der Elemente einer Struktur lediglich die auftretenden Druck- bzw. Zugspannungen maßgebend sind, insbesondere also die Belastungen durch Biegung unwesentlich sind und keine Knickung auftritt. Des Weiteren gehen wir von einem isotropen Material (z. B. Stahl) aus. Dann ist der benötigte Querschnitt proportional zur Elementkraft. Ausgehend von Gleichung (5) kann dann gezeigt werden, dass eine serielle Aktuierung immer mit einem in der Summe kleinerem Querschnitt auskommt, als die parallele Aktuierung. Es seien $A_{\mathrm{par,aktiv}}$ und $A_{\mathrm{par,passiv}}$ die Querschnitte des für die parallele Aktuierung benötigten aktiven bzw. passiven Elementes, und $A_{\mathrm{ser,aktiv}}$ der Querschnitt, den eine equivalente serielle Aktuierung benötigt. Gemäß der Auslegungsregel ist der Querschnitt dann proportional zum Betrag der Elementkraft, die aber genau der Aktorkraft des seriell eingebauten Aktors entspricht, somit gilt:

$$|A_{\mathrm{ser,aktiv}}| = |A_{\mathrm{par,aktiv}} - A_{\mathrm{par,passiv}}|\,, \tag{13}$$

und nach Anwendung der Dreiecksungleichung auf die rechte Seite folgt

$$|A_{\mathrm{ser,aktiv}}| \leq |A_{\mathrm{par,aktiv}}| + |A_{\mathrm{par,passiv}}|\,. \tag{14}$$

Der linke Ausdruck entspricht dabei der Dimensionierung bei serieller Aktuierung, der rechte Ausdruck bei paralleler Aktuierung. Damit ist der benötigte Gesamtquerschnitt im seriell aktuierten Element immer kleiner oder gleich dem eines parallel aktuierten Elementes. Der Aktor hingegen kann im parallel aktuierten Element unter Umständen kleiner dimensioniert werden, und zwar genau dann, wenn die Änderung der Elementkraft im Vergleich zum Mittelwert klein ausfällt. Dann kann der passive Teil die mittlere Kraft abtragen und der Aktor muss nur die dynamische Komponente aufbringen, während ein seriell eingebauter Aktor immer die Gesamtkraft aufbringen muss, um nicht zu versagen. Da zu große Aktoren sowohl vom Ressourceneinsatz als auch von den Betriebskosten her unwirtschaftlich werden, ergibt sich eine materialabhängiges Belastungsprofil, ab dem eine parallele Aktuierung einer seriellen vorzuziehen ist. Diese Untersuchungen sind Gegenstand der aktuellen Forschung und Inhalt einer folgenden Publikation.

5 Numerisches Beispiel

Im folgenden soll die in Abschnitt 3 beschriebene Modellierung an einem einfachen numerischen Beispiel validiert werden. Dazu betrachten wir die Fachwerkstruktur aus Abbildung 2. Diese besteht aus insgesamt 8 Einzelstäben, welche jeweils auf Zug und Druck belastbar sind. Es werden zwei Szenarien simuliert, wobei zwei der Elemente (Nr. 2 und 4) immer parallel aktuiert sind. Ein Diagonalelement (Nr. 8) ist in Szenario (a) ebenfalls parallel, in Szenario (b) allerdings seriell aktuiert. Das Szenario des rein passiven Tragwerks kann simuliert werden, indem bei Szenario (a) $\boldsymbol{u} = \mathbf{0}$ gesetzt wird. Alle Elemente sind Stäbe, d. h. nur auf Zug und Druck belastbar, wobei alle in Material und Querschnitt gleich sind, sodass $EA = \text{const.} = 1{,}12\,\mathrm{MN}$. Das Fachwerk ist insgesamt 1,8 m hoch, 1 m breit und Elemente 5 und 6 haben einen Abstand von 1 m. Das Tragwerk erfährt eine äußere Last, wobei eine

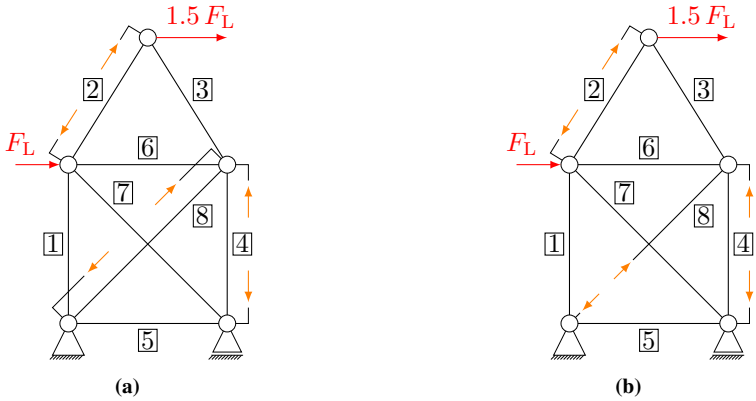


Abbildung 2: Beispielfachwerk für die numerische Validierung der verschiedenen Modellierungsarten mit (a) paralleler und (b) serieller Aktuierung in einem Diagonalelement. Die Elementnummern entsprechen der Abzisse in Abbildung 3 links.

Kraft F_L und eine Kraft $1{,}5F_\mathrm{L}$ wie in Abbildung 2 gezeigt angreifen. Zunächst wird das rein passive Tragwerk simuliert. Das stationäre Verhalten wird durch

$$\boldsymbol{K}\boldsymbol{q}_\mathrm{passiv} = \boldsymbol{E}\boldsymbol{z} \tag{15}$$

beschrieben, wobei $\boldsymbol{E}\boldsymbol{z}$ ein entsprechend passender Lastvektor ist, welcher auf der rechten Seite der Gleichung ergänzt werden muss, um den Einfluss der beiden angreifenden Kräfte darzustellen. Für das Tragwerk mit ausschließlicher Parallelaktuierung folgt:

$$\boldsymbol{K}\boldsymbol{q}_\mathrm{par} = \begin{pmatrix}\boldsymbol{b}_1 & \boldsymbol{b}_2 & \boldsymbol{b}_3\end{pmatrix}\begin{pmatrix}u_2\\u_4\\u_8\end{pmatrix} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_\mathrm{par} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z}, \tag{16}$$

wobei u_2, u_4 und u_8 die Aktorkräfte jeweils in den aktiven Elementen 2, 4 und 8 darstellen. Für das Tragwerk mit serieller Aktuierung von Element 8 ergibt sich dann gemäß Tabelle 1

$$\left(\boldsymbol{K} - \boldsymbol{b}_3 k_8 \boldsymbol{b}_3^\top\right)\boldsymbol{q}_\mathrm{ser} = \boldsymbol{K}_\mathrm{ser}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_\mathrm{ser} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z}. \tag{17}$$

Die Steifigkeit des Elementes 8 ist dabei durch k_8 gegeben. Es ergeben sich die in Abbildung 3 gezeigten Elementkräfte und Verschiebungen, gemäß

$$\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,passiv} = \boldsymbol{I}\boldsymbol{q}_\mathrm{passiv} = \boldsymbol{K}^{-1}\boldsymbol{E}\boldsymbol{z} \tag{18}$$

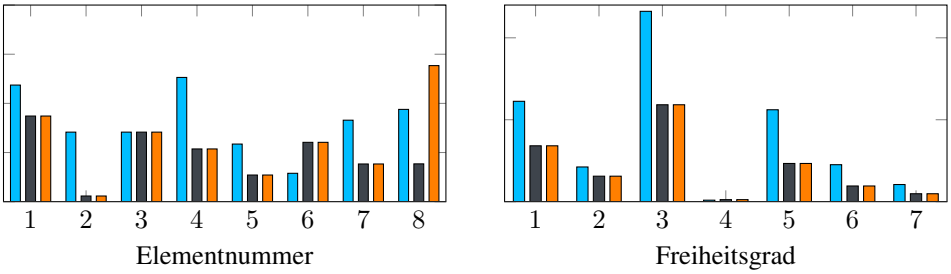
$$\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,par} = \boldsymbol{I}\boldsymbol{q}_\mathrm{par} = \boldsymbol{K}^{-1}\left(\boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_\mathrm{par} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z}\right) \tag{19}$$

$$\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,ser} = \boldsymbol{I}\boldsymbol{q}_\mathrm{ser} = \boldsymbol{K}_\mathrm{ser}^{-1}\left(\boldsymbol{B}\boldsymbol{u}_\mathrm{ser} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z}\right) \tag{20}$$

und

$$\boldsymbol{y}_\mathrm{kraft,passiv/par/ser} = \boldsymbol{K}_\mathrm{elems}\boldsymbol{B}_\mathrm{all}^\top\boldsymbol{q}_\mathrm{passiv/par/ser}, \tag{21}$$

unter Verwendung der Eingangsmatrix B_all, die sich für den hypothetischen Fall, dass alle Elemente parallel aktuiert sind, ergibt. Die 8 Elementsteifigkeiten finden sich in der Diagonalmatrix $K_\mathrm{elems} \in \mathbb{R}^{8\times 8}$ gemäß Gleichung (6).



(a) Elementkräfte (Betrag)

(b) Verschiebung der Knotenfreiheitsgrade (Betrag)

Abbildung 3: Elementkräfte (a) und Verschiebungen (b) aus der Lastsimulation nach Abb. 2a in schwarz und nach Abb. 2b in orange. Zum Vergleich ist das Ergebnis eines rein passiven Tragwerks in hellblau gezeigt, also für das Fachwerk aus Abb. 2a mit $\boldsymbol{u} = \boldsymbol{0}$. Die y-Achsen sind nicht beschriftet, da hier nur relative Größen verglichen werden – da es sich um ein lineares System handelt, sind die Ergebnisse über eine Anpassung der Last F_L beliebig skalierbar.

Für die Simulation des Szenarios (a) (Parallelaktuierung) wird nun die Stellgröße $\boldsymbol{u}_\mathrm{par}$ so gewählt, dass die Verschiebung $\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,par}$ möglichst klein ist. Im Sinne eines minimalen quadratischen Fehlers kann dieses Problem, analog zu [7], mit der Moore-Penrose Pseudo-Inversen gelöst werden:

$$\boldsymbol{u}_\mathrm{par} = -\left(\boldsymbol{K}^{-1}\boldsymbol{B}\right)^{+}\boldsymbol{K}^{-1}\boldsymbol{E}\boldsymbol{z}. \tag{22}$$

Wie in Abbildung 3 ersichtlich, können die Verschiebungen in der Summe um ca 49 % reduziert werden, d. h. $\|\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,par}\|_1 = 0.51\|\boldsymbol{y}_\mathrm{versch,passiv}\|_1$. Die Elementkräfte sind hier jeweils ohne die parallelen Aktorkräfte, d. h. nur für den passiven Teil der aktuierten Elemente, berechnet.

Für die Simulation bei serieller Aktuierung von Element 8 wird nun gemäß Gleichung (5) eine Aktorkraft aufgebracht, die der Differenz aus der Aktorkraft u_8 bei Parallelaktuierung und der Stabkraft im parallelen Stabelement 8 entspricht. Aus Abbildung 3 wird ersichtlich, dass sich sowohl die Verschiebungen, als auch die Stabkräfte nicht ändern. Lediglich in Element 8 ändert sich die Stabkraft, da dieses nun seriell aktuiert ist.

Für einen Überschlag der notwendigen Auslegung kann die Summer der Beträge der Aktorkräfte, gewichtet mit der jeweiligen Elementlänge, herangezogen werden. Insbesondere muss diese Summe inklusive der Aktorkräfte der parallel aktuierten Elemente gebildet werden, damit sich ein aussagekräftiger Wert ergibt. Hierbei ergibt sich für die simulierten Szenarien:

$$m_\mathrm{par} = m_\mathrm{ser} \approx m_\mathrm{passiv}. \tag{23}$$

Daraus folgt, dass bei nahezu gleicher Gesamtmasse des Tragwerks die Verformungen halbiert werden konnten. Bei doppelten Aktorkräften kann die Verformung sogar auf nur noch 12.5 % gedrückt werden im Vergleich zum passiven Tragwerk, wozu aber die Masse gemäß der beschriebenen Überschlagsrechnung in Szenario (a) um ca. 37 % und in Szenario (b) um ca. 30 % erhöht werden müsste, um die gleiche Auslastung wie beim passiven Tragwerk zu

erreichen. Der Unterschied kommt hier durch den in Abschnitt 4 beschriebenen Effekt zustande. Die Gesamtmasse kann sogar auf dem Niveau des passiven Tragwerks verbleiben, wenn alle Aktoren seriell ausgeführt werden (bei Reduktion der Verschiebungen um 87.5 %). Allerdings ist hierbei zu beachten, dass die Aktorkräfte dann unter Umständen höher sein müssen, so dass der Masseneinsparung im Tragwerk auf der einen Seite die Notwendigkeit für größere Aktoren auf der anderen Seite gegenübersteht. Das notwendige Auslegungsoptimum unter bestimmten angenommenen Lasten kann nur im Rahmen einer ganzheitlichen Bilanzierung gefunden werden.

6 Danksagung

Die in diesem Beitrag vorgestellten Untersuchungen wurden im Rahmen des SFB 1244 „Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen“ durch die beteiligten Teilprojekte A04, A06, B01 und B04 erforscht. Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Einrichtung und Unterstützung des SFB 1244.

Literatur

[1] ALTAY, O. ; KLINKEL, S. : A semi-active tuned liquid column damper for lateral vibration control of high-rise structures: Theory and experimental verification. In: *Structural Control and Health Monitoring* 25 (2018), Nr. 12

[2] HEIDINGSFELD, M. : *Modellierung, Systemanalyse und Regelung adaptiver Tragwerke am Beispiel von Seilfassaden*, Universität Stuttgart, Diss., 2018

[3] KELLETER, C. ; BURGHARDT, T. ; BINZ, H.-G. ; SOBEK, W. : Simulation and experimental testing of concrete beams with integrated fluidic actuators. In: *Proceedings of the Form and Force, IASS Symposium*, 2019

[4] RIPAMONTI, F. ; BUSSINI, A. ; RESTA, F. : Active self-tuned mass damper for vibration control and continuous monitoring of civil structures. In: *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2019* Bd. 10970, Proceedings of SPIE, 766 – 776

[5] SOBEK, W. : Ultraleichtbau. In: *Stahlbau* 83 (2014), 11, Nr. 11, S. 784–789

[6] WAGNER, J. L. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. : Model-based control of integrated fluidic actuators for adaptive structures. In: *13th World Congress on Computational Mechanics (WCCM), July 22-27, 2018, New York, NY, USA*, 2018

[7] WAGNER, J. L. ; GADE, J. ; HEIDINGSFELD, M. ; GEIGER, F. ; SCHEVEN, M. von ; BÖHM, M. ; BISCHOFF, M. ; SAWODNY, O. : On steady-state disturbance compensability for actuator placement in adaptive structures. In: *at - Automatisierungstechnik* 66 (2018), Nr. 8, S. 591–603

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Anwendung der Redundanzmatrix bei der Bewertung adaptiver Strukturen

Florian Geiger, Jan Gade, Malte von Scheven, Manfred Bischoff

Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Zusammenfassung: Die Antwort einer Struktur auf Aktuierung wird maßgeblich vom Grad der statischen Unbestimmtheit und deren Verteilung in der Struktur beeinflusst. Die Redundanzmatrix enthält diese Informationen über das Tragwerk. Aus ihr können daher Rückschlüsse für die Aktorplatzierung und für die Bewertung der Aktuierbarkeit von Strukturen gezogen werden. Die Untersuchung eines Beispieltragwerks veranschaulicht einerseits die Einsatzmöglichkeiten der Redundanzmatrix und andererseits das Masseneinsparungspotential, das mithilfe des Einsatzes aktiver Elemente in passiven Strukturen erschlossen werden kann.

1 Einführung

Der Grad der statischen Unbestimmtheit ist eine entscheidende Größe beim Entwurf und bei der Analyse von Tragwerken. Die Reaktion einer Struktur auf äußere Einflüsse wie zum Beispiel Temperaturänderungen, Setzungen des Baugrundes oder auch auf gezielt eingeführte Stablängenänderungen durch Aktorik hängt maßgeblich von ihrer statischen Unbestimmtheit ab. Der Grad der statische Unbestimmtheit ist definiert als die Anzahl der fehlenden Gleichgewichtsbedingungen, um die Schnittgrößen in der gesamten Struktur berechnen zu können, und ist damit eine einzige, ganze Zahl. Wie sich die statische Unbestimmtheit auf Tragwerksteile oder einzelne Elemente aufteilt, wurde bisher kaum systematisch untersucht. Diese Verteilung im Tragwerk kann aber wichtige Informationen zum Beispiel für die Platzierung von Aktoren im Tragwerk liefern [8]. Aktoren, die große Verschiebungen mit wenig Energieeinsatz hervorrufen sollen, werden sinnvollerweise in statisch bestimmten Bereichen eingesetzt. Stattdessen kann eine Änderung des Kraftzustandes in der Struktur nur durch Aktivierung des Zwangs, also in statisch unbestimmten Tragwerksteilen erfolgen. Da sie die Information über die Verteilung des Grades der statischen Unbestimmtheit im Tragwerk enthält, ist eine tiefer gehende Betrachtung der Redundanzmatrix interessant. Sie kann als Werkzeug bei der Planung von adaptiven Strukturen verwendet werden.

Die Redundanzmatrix wurde bereits von Linkwitz [3] berechnet, jedoch wurden die relevanten Eigenschaften für die Strukturmechanik erst später erkannt. Die Einführung der Redundanzmatrix für Fachwerkstrukturen ist Bahndorf [1] durch eine vergleichende Betrachtung der Ausgleichungsrechnung in der Geodäsie und der Berechnung von Verschiebungen bzw. Längenänderungen in statisch unbestimmten Fachwerkstrukturen gelungen. Weitergehend wurden Redundanzmatrizen für Balkentragwerke von Ströbel [5] beispielhaft angegeben, ohne jedoch explizit eine Methode zu deren Berechnung darzustellen. Ein Ansatz zur Formulierung einer kontinuierlichen Redundanzdichte-Funktion für einzelne Fachwerkstäbe sowie ein Überblick über Eigenschaften der Redundanzmatrix und deren bisherige Einsatzbereiche finden sich in von Scheven et al. [7].

In Kapitel 2 dieses Beitrags werden die theoretischen Grundlagen der Berechnung des Redundanzanteils für einen Stab vorgestellt. Daraufhin folgt die Verallgemeinerung in matrizieller Schreibweise für Fachwerkstrukturen, die zur Definition der Redundanzmatrix führt. In Kapitel 3 werden die mathematischen Eigenschaften der Matrix an einer Tragwerksstruktur veranschaulicht und die sich daraus ergebenden Einsatzmöglichkeiten der Redundanzmatrix beim Entwurf und der Bewertung adaptiver Strukturen abgeleitet. Im anschließenden Kapitel 4 werden anhand der Optimierung einer adaptiven Fachwerkstruktur die Möglichkeiten, die durch den gezielten Einsatz von Aktuierung entstehen, aufgezeigt und der Nutzen der Redundanzmatrix verdeutlicht.

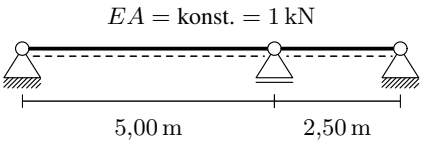
2 Definition der Redundanzmatrix

Für die folgende Herleitung werden kleine Deformationen und elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Trägheitseffekte werden nicht berücksichtigt. Für jedes Element i einer gegebenen Fachwerkstruktur werden ein Material mit konstantem E-Modul E_i und eine konstante Querschnittsfläche A_i angenommen. Längenänderungen Δl_i werden berechnet als Differenz von verformter Länge l_i und Ursprungslänge L_i . Somit ergibt sich $\Delta l_i = L_i - l_i$ als gesamte Längenänderung eines Stabs i.

Für die Erläuterung des theoretischen Konzepts wird zunächst ein einzelner Stab betrachtet. Der Redundanzanteil r des Stabs berechnet sich nach [7] aus der Differenz zwischen einer zunächst zwangsfrei aufgebrachten Längenänderung Δl_0 und einer sich, nach dem Einbau des Stabs in das System, wirklich einstellenden Längenänderung Δl bezogen auf die aufgebrachte Längenänderung:

$$r = \frac{\Delta l_0 - \Delta l}{\Delta l_0} = 1 - \frac{\Delta l}{\Delta l_0} = \frac{-\Delta l_{\mathrm{el}}}{\Delta l_0}. \tag{1}$$

Die ursprüngliche Längenänderung Δl_0 kann man sich als aus einer Temperaturänderung oder dem Einbau eines „zu langen“ Stabs resultierend vorstellen. Die Differenz aus aufgebrachter und auftretender Stablängenänderung ist die negative elastische Stablängenänderung $-\Delta l_{\mathrm{el}}$, die eine Normalkraft hervorruft. Die praktische Berechnung der auftretenden Längenänderung Δl kann mithilfe einer Ersatzlast erfolgen, die das betrachtete Element bei angenommener statisch bestimmter (zwangsfreier) Lagerung um Δl_0 verlängern würde.



$\text{Spur}\,(\mathbf{R}) = \frac{2}{3} + \frac{1}{3} = 1 = \text{Rang}\,(\mathbf{R}) = n_\text{S}$

Eingangsgrößen:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} \frac{1}{5} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2{,}5} \end{bmatrix} \text{in kN/m}$$

Ergebnisse:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & \frac{2}{3} \\ \frac{1}{3} & \frac{1}{3} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{A}_0 = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & -\frac{2}{3} \\ -\frac{1}{3} & \frac{2}{3} \end{bmatrix}$$

Abbildung 1: Beispielstruktur zur Berechnung von $\mathbf{R}$ und $\mathbf{A}_0$

Im Falle einer statisch bestimmten Lagerung wird sich folglich eine Längenänderung von $\Delta l = \Delta l_0$ einstellen und somit ergibt sich der Redundanzanteil zu $r = \frac{\Delta l_0 - \Delta l_0}{\Delta l_0} = 0$. Als anderen Extremfall kann man einen Stab zwischen zwei starren Lagern betrachten, bei dem sich durch die Randbedingungen keine Längenänderung ($\Delta l = 0$) einstellen kann. Deshalb erhält man für den Redundanzanteil $r = \frac{\Delta l_0 - 0}{\Delta l_0} = 1$.

Somit erhält jeder Fachwerkstab einer Struktur einen Redundanzanteil zwischen 0 und 1, der ein Maß dafür angibt, wie groß der Zwang ist, den die umgebende Struktur zusammen mit den Lagern auf das betrachtete Element ausübt. Die Summe der Redundanzanteile aller Elemente ergibt den Grad der statischen Unbestimmtheit n_S der gesamten Struktur.

In Matrix-Schreibweise lassen sich die Redundanzanteile aller Elemente einer Struktur als Redundanzmatrix $\mathbf{R}$ direkt bestimmen. Eine ausführliche Herleitung der Berechnungsvorschrift findet sich in von Scheven et al. [7]. Die aus Gl. (1) bekannte Struktur kann in der Gleichung deutlich erkannt werden:

$$\mathbf{R} = \underbrace{\mathbf{1}}_{\substack{\text{aufgebrachte} \\ \text{Stablängenänderungen}}} - \underbrace{\mathbf{A}\,\underbrace{\underbrace{\left(\mathbf{A}^\text{T}\mathbf{C}\mathbf{A}\right)^{-1}}_{\text{Flexibilitätsmatrix}}\,\underbrace{\left(\mathbf{A}^\text{T}\mathbf{C}\right)}_{\text{Ersatzlasten}}}_{\text{Verschiebungen aus Ersatzlasten}}}_{\substack{=\mathbf{A}_0 \\ \text{gesamte Längenänderungen} \\ \text{im System aus Ersatzlasten}}}. \tag{2}$$

Darin beschreibt $\mathbf{1}$ eine Einheitsmatrix und die Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{A}$ beinhaltet alle Informationen zu Topologie und Geometrie der Struktur. Mithilfe von $\mathbf{A}$ werden die Gleichgewichtsbeziehungen zwischen allen Stabnormalkräften, gesammelt im Vektor $\mathbf{N}$, und den äußeren Lasten $\mathbf{F}_\text{ext}$ als $\mathbf{A}^\text{T}\mathbf{N} = \mathbf{F}_\text{ext}$ formuliert. Zudem kann die Beschreibung des Zusammenhangs von allen gesamten Stablängenänderungen $\Delta\mathbf{l}$ zu den Knotenverschiebungen $\mathbf{d}$ der Struktur (Kinematik-Gleichung) als $\Delta\mathbf{l} = \mathbf{A}\mathbf{d}$ angegeben werden. Die Diagonalmatrix $\mathbf{C}$ enthält alle Informationen zu Materialien und Querschnitten, wobei ein Eintrag C_{ii} die Dehnsteifigkeit $\frac{E_i A_i}{L_i}$ von Element i beschreibt. Mit ihr kann der Zusammenhang von Normalkräften und Stablängenänderungen $\mathbf{N} = \mathbf{C}\Delta\mathbf{l}_\text{el} = \mathbf{C}\left(\Delta\mathbf{l} - \Delta\mathbf{l}_0\right)$ (Werkstoff-Gleichung) angegeben werden. Die aufgebrachten Längenänderungen werden für die Interpretation der Matrixformulierung zu Eins gesetzt, was jedoch aufgrund der Annahmen einer linearen Theorie die Gültigkeit nicht einschränkt.

Die Eingangsgrößen und die Ergebnisse der Berechnung sind beispielhaft für eine Struktur aus zwei Fachwerkelementen in Abb. 1 dargestellt. Für die einfach statisch unbestimmte

Struktur verteilt sich der Grad der statischen Unbestimmtheit zu $\frac{2}{3}$ auf das linke und zu $\frac{1}{3}$ auf das rechte Element. Das somit ist das rechte, steifere Element weniger redundant, also leistet es für das Tragverhalten der Struktur einen größeren Beitrag.

3 Eigenschaften der Redundanzmatrix und Anwendung bei adaptiven Strukturen

Die Redundanzmatrix $\mathbf{R}$ kann sowohl spalten- als auch zeilenweise gelesen werden. Die Einträge der Spalte j der Redundanzmatrix entsprechen der Verteilung der negativen elastischen Stablängenänderungen infolge der aufgebrachten Verlängerung des Stabs j. Sie beschreiben somit qualitativ den durch eine Aktuierung des Stabs j entstehenden Kraftzustand. Eine Zeile i der Matrix beschreibt eine Normalkraftverteilung in der Struktur, die ohne äußere Lasten im Gleichgewicht steht. Dabei ist die Anzahl der linear unabhängigen Normalkraft-Verteilungen gleich dem Grad der statischen Unbestimmtheit der Struktur ($\text{Rang}\,(\mathbf{R}) = \text{Rang}\left(\mathbf{R}^{\mathrm{T}}\right) = n_{\mathrm{S}}$).

Die Matrix $\mathbf{A}_0$ enthält in einer Spalte j die gesamten Stablängenänderungen der Stäbe in der Struktur infolge der vorgegebenen Längenänderung eines Stabs j um 1. Diese Verteilung beschreibt auch einen Zustand kompatibler Stablängenänderungen in der Struktur, bei deren gleichzeitiger Aufbringung für alle Stäbe in keinem Stab Zwang entstehen würde.

Die Einträge der Hauptdiagonalen der Redundanzmatrix entsprechen den Redundanzanteilen der einzelnen Elemente. Da die Summe aller Redundanzanteile den Grad der statischen Unbestimmtheit ergibt, ist die Spur der Redundanzmatrix gleich dem Grad der statischen Unbestimmtheit. Die bekannte Abzählformel nach Maxwell [4] zur Bestimmung des Grades der statischen Unbestimmtheit kann auch in der Struktur der Redundanzmatrix gefunden werden. Für die Berechnung des Grades der statischen Unbestimmtheit n_{S} ergibt sich

$$n_{\mathrm{S}} = \text{Spur}\,(\mathbf{R}) = \text{Spur}\,(\mathbf{1} - \mathbf{A}_0) = \text{Spur}\,(\mathbf{1}) - \text{Spur}\,(\mathbf{A}_0) = n_{\text{Ele}} - n_{\text{Fhg}}. \tag{3}$$

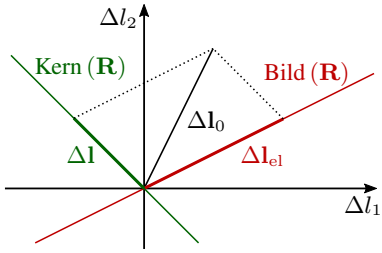
Dabei ergibt sich, dass die Spur der Matrix $\mathbf{A}_0$ gleich der Anzahl der nicht durch Verschiebungsrandbedingungen gehaltenen Freiheitsgrade n_{Fhg} ist.

Die Matrizen $\mathbf{A}_0$ und $\mathbf{R}$ sind idempotent, d. h. durch Potenzieren der Matrizen ändern sich deren Einträge nicht:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}\mathbf{R} = \mathbf{R}\mathbf{R}\mathbf{R} = \ldots \qquad\qquad \mathbf{A}_0 = \mathbf{A}_0\mathbf{A}_0 = \mathbf{A}_0\mathbf{A}_0\mathbf{A}_0 = \ldots$$

Da das Potenzieren von Matrizen gleichbedeutend ist mit dem Potenzieren der Eigenwerte der Matrizen, treten ausschließlich idempotente Eigenwerte auf. Die Idempotenz gilt im reellen Zahlenraum nur für die Zahlen 0 und 1. Da die Spur einer Matrix der Summe ihrer Eigenwerte entspricht, ergeben sich für die Redundanzmatrix n_{S}-mal der Eigenwert Eins und $n_{\mathrm{S}} - n_{\text{Ele}} = n_{\text{Fhg}}$ Null-Eigenwerte. Für $\mathbf{A}_0$ ergibt sich aus dem Zusammenhang mit $\mathbf{R}$ über die Einheitsmatrix $\mathbf{1}$ das vertauschte Bild: n_{S} Null-Eigenwerte und n_{Fhg} Eins-Eigenwerte.

Der Raum, der durch eine Linearkombination von Eigenvektoren aufgespannt wird, die zu Null-Eigenwerten gehören, wird als Nullraum oder Kern der Matrix bezeichnet. Eigenvektoren der Nicht-Null-Eigenwerte spannen das sogenannte Bild der Matrix auf. Auch bei der



Eigenwerte und Eigenvektoren von $\mathbf{R}$:

$$\lambda_1 = 0 \;\text{ mit }\; \boldsymbol{\varphi}_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \end{bmatrix}$$

$$\lambda_2 = 1 \;\text{ mit }\; \boldsymbol{\varphi}_2 = \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix}$$

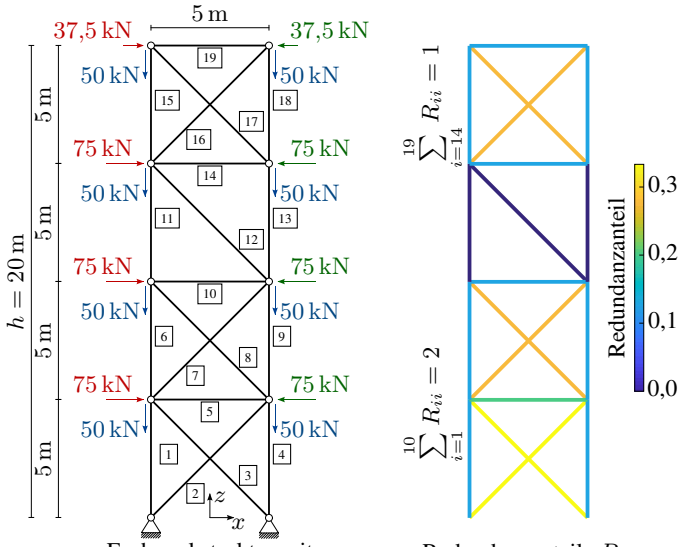
Abbildung 2: Darstellung der Matrix-Unterräume für die Beispielstruktur aus Abb. 1

Betrachtung der Räume ergibt sich durch den Zusammenhang von $\mathbf{A}_0$ und $\mathbf{R}$ die Eigenschaft, dass der Nullraum (Kern) von $\mathbf{R}$ gleich dem Bild der Matrix $\mathbf{A}_0$ ist und umgekehrt. Eine Darstellung der Räume für das Beispiel aus Abb. 1 findet sich in Abb. 2. Mithilfe der Abbildung können für beliebige Verteilungen der vorgegebenen Stablängenänderungen $\Delta \mathbf{l}_0$ (z. B. aus Aktuierung) die resultierenden gesamten Stablängenänderungen $\Delta \mathbf{l}$ und die elastischen Stäblängenänderungen $\Delta \mathbf{l}_{\mathrm{el}}$ visualisiert werden. Das Bild der Matrix $\mathbf{R}$ enthält dabei alle auftretenden elastischen Stablängenänderungen, die wiederum exklusiv zu Normalkräften in der Struktur führen und damit alle aktuierbaren Kraftzustände. Die Zustände im Bild $(\mathbf{R})$ sind reine Zwangszustände, d. h. es treten nur Normalkräfte und keine Knotenverschiebungen auf, wohingegen der Kern $(\mathbf{R})$ kompatible Verschiebungszustände beschreibt, in denen keine Normalkräfte auftreten.

Auf dieser Erkenntnis aufbauend liegt es nahe, Aktoren zur Kraftmanipulation so zu platzieren, dass die durch Aktorik erzeugbaren Normalkraftverteilungen den Kern $(\mathbf{R})$ möglichst vollständig aufspannen. Mehr Aktoren einzubauen, als unterschiedliche Kraftverteilungen möglich sind, liefert nur einen bereits erzeugbaren (linear abhängigen) Kraftzustand. Somit ergibt sich die Anzahl der nötigen Aktoren zur Kraftmanipulation zu n_{S}. Weitere Anmerkungen und ein Beispiel finden sich in Wagner et al. [8]. Ein ähnliches Vorgehen unter Verwendung von Sensitivitätsmatrizen wurde von Teuffel [6] vorgeschlagen.

Eine Strategie zur Platzierung von Aktoren für die Manipulation von Verschiebungen kann durch ähnliche Überlegungen gewonnen werden, indem nämlich die möglichen gesamten Stablängenänderungen, die spaltenweise für jeden Stab in der Matrix $\mathbf{A}_0$ zu finden sind, mithilfe der Kinematik-Gleichung in Knotenverschiebungen umgerechnet werden. Die resultierende Matrix enthält spaltenweise für jeden Stab die Knotenverschiebungen, die sich bei einer Längenänderung des jeweiligen Stabs ändern. Damit können nun die Stäbe gewählt werden, deren Aktuierung zu Knotenverschiebungen führt, die in einem festzulegenden Maß am besten zu den zu kompensierenden Verschiebungen, die aus den äußeren Lasten resultieren, passen. Nach Teuffel [6] muss für jeden Freiheitsgrad, an dem eine Verschiebung eingestellt werden soll, im Allgemeinen ein zusätzlicher Aktor vorgesehen werden.

Da reale Tragwerke meist statisch unbestimmt sind, werden bei der Manipulation der Verschiebungszustände durch Längenänderung von Aktoren auch Normalkräfte in der Struktur erzeugt. Durch die Kombination von Verschiebungs- und Kraftmanipulation mit vollständiger Abdeckung des Bildes von $\mathbf{R}$ kann das Auftreten der zusätzlichen Normalkräfte verhindert werden.



Fachwerkstruktur mit 3 Lastfällen (blau, grün, rot)

Redundanzanteile R_{ii} für $EA =$ konst.

Material: Stahl S235

$E = 2{,}10 \cdot 10^8\,\mathrm{kN/m^2}$

$f_\mathrm{y} = 2{,}35 \cdot 10^5\,\mathrm{kN/m^2}$

$\rho = 78{,}5\,\mathrm{kN/m^3}$

Querschnitt:

Quadratischer Hohlkasten

Außenabmessungen: $0{,}18\,\mathrm{m} \times 0{,}18\,\mathrm{m}$

daraus folgt: $0 < A_i \leq 0{,}0324\,\mathrm{m}^2$

Abbildung 3: Adaptive Beispielstruktur

4 Entwurf adaptiver Strukturen

Der Einbau von aktiven Elementen versetzt ein Tragwerk in die Lage, auf veränderliche Umgebungseinflüsse zu reagieren. Dabei können durch Manipulation des Kraft- und Verschiebungszustandes Nebenbedingungen berücksichtigt werden, deren Einhaltung in passiven Strukturen einen signifikant größeren Materialeinsatz erfordern würde. Das Potential, das darin liegt, wird im Folgenden anhand eines Fallbeispiels aufgezeigt. Die untersuchte Struktur ist in Abb. 3 (links) dargestellt. Das ebene Fachwerk besteht aus 19 Stäben und ist dreifach statisch unbestimmt. Die Verteilung des Grades der statischen Unbestimmtheit ist in Abb. 3 (Mitte) dargestellt. Der untere Teil des Tragwerks, bestehend aus den Stäben 1–10, ist zweifach statisch unbestimmt und der obere Teil aus den Stäben 15–19 nur einfach unbestimmt. Die verbindenden Elemente 11–13 sind statisch bestimmt.

Auch diesem Beispiel liegt eine lineare, statische Berechnung zugrunde. Ziel ist es, die Gesamtmasse, mit den Querschnittsflächen A_i als Entwurfsvariablen (gesammelt im Vektor $\mathbf{a}$), zu minimieren. Die Materialeigenschaften sind in Abb. 3 (rechts) gezeigt. Sowohl für die Verschiebungen als auch für die Spannungen werden Nebenbedingungen berücksichtigt. Wie im Hochhausbau üblich wird die maximale Horizontalverschiebung $\|\mathbf{d}_\mathrm{H}\|_\infty$ auf $h/500 = 0{,}04\,\mathrm{m}$ beschränkt. Weitere Nebenbedingungen, wie zum Beispiel an die Differenzverschiebung innerhalb eines Stockwerks, werden nicht berücksichtigt. Die Spannungsnebenbedingung berücksichtigt für Zugstäbe nur die Festigkeit des Materials, für Druckstäbe zusätzlich die aus der Knicklast nach Euler berechnete Knickspannung σ_b. Die in den Elementen vorhandenen Spannungen werden für drei Lastfälle (dargestellt in Abb. 3 (links): Wind von links in rot, Wind von rechts in grün und Verkehrslast in blau) getrennt berechnet und nicht überlagert. Das Eigengewicht der Elemente wird dabei nicht berücksichtigt.

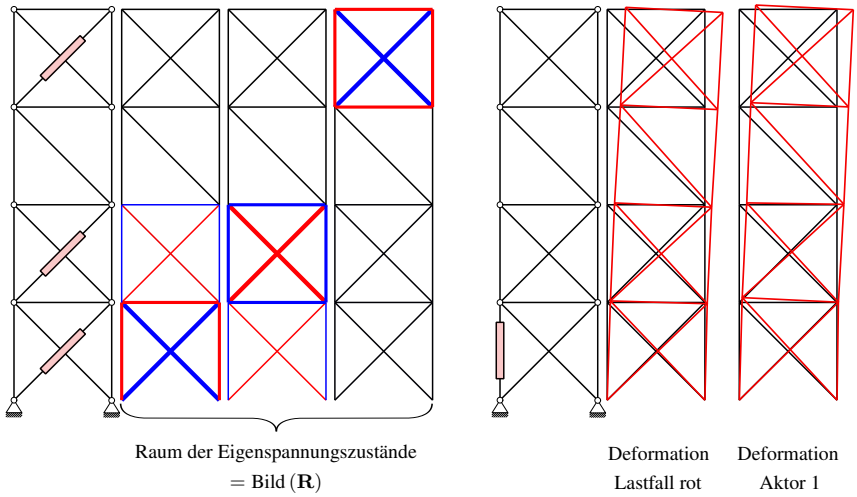


Abbildung 4: Aktoren zur Manipulation von Kräften (links) und Verschiebungen (rechts)

Die Auswirkung der Aktorik auf die Struktur wird durch die Vorgabe von Längenänderungen $\Delta \mathbf{l}_0$ in den aktuierten Stäben berücksichtigt. Die vorzugebenden Aktorwege für die gewählten Aktoren werden im Vektor $\mathbf{u}$ gesammelt. Bei der Rückrechnung der Normalkräfte muss dann zunächst die elastische Längenänderung der Stäbe berechnet werden. Eine weitergehende Möglichkeit zur Simulation der Aktuierung mithilfe eines finiten Aktorelements findet sich in [2].

In der Struktur werden 4 Aktoren in den Elementen 1, 2, 7 und 16 vorgesehen. Die Aktorplatzierung zur Kraftmanipulation wird mithilfe des in Abb. 4 (links) dargestellten Bild $(\mathbf{R})$ durchgeführt. Die $n_\mathrm{S} = 3$ Eigenvektoren werden als Verteilung der elastischen Längenänderungen auf der Struktur dargestellt: Verlängerung in blau, Verkürzung in rot. Die Strichstärke gibt ein Maß für den Betrag der Längenänderung an. Der Aktuierungs-Unterraum soll möglichst vollständig aufgespannt werden. Deshalb werden die Elemente 2, 7 und 16 zur Kraftmanipulation ausgewählt. Auffällig ist, das keiner der Stäbe 11, 12 und 13 einen Anteil in diesem Raum besitzt. Dies kann bereits in der Darstellung der Redundanzverteilung (Abb. 3 (Mitte)) erkannt werden, da diese Elemente in der Struktur Null-Redundanzanteile besitzen und somit statisch bestimmt – also zwangsfrei – sind.

Die Manipulierbarkeit der Verschiebungen kann durch eine einfache Aktorplatzierung, wie in Abb. 4 (rechts) dargestellt, gewährleistet werden. Beispielhaft ist die Verformung infolge eines Windlastfalles dargestellt. Ein Aktor in Element 1 kann optimal entgegenwirken. Damit ergibt sich $\mathbf{u} = [\Delta l_{0,1}\ \Delta l_{0,2}\ \Delta l_{0,7}\ \Delta l_{0,16}]^\mathrm{T}$.

Um die Vorteile adaptiver Strukturen zu illustrieren, werden nun die Massenminima für die passive und die aktive Struktur berechnet und verglichen. Das Optimierungsproblem für die

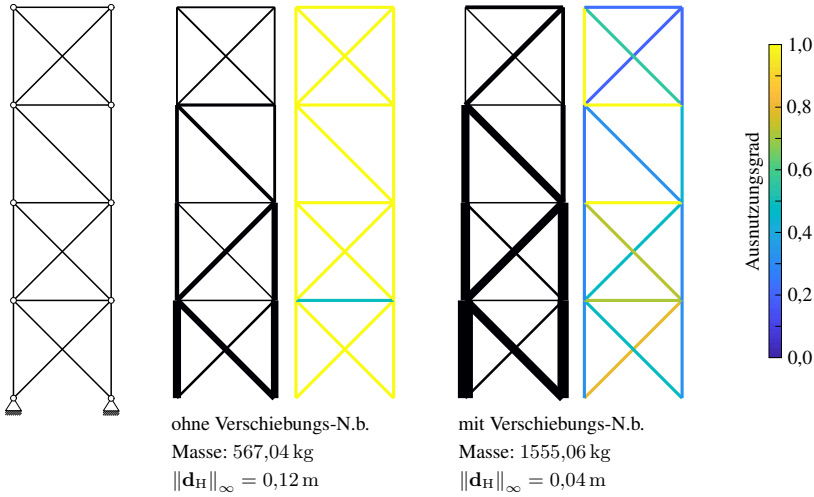


Abbildung 5: Massenminimum der passiven Struktur

passive Struktur lautet:

$$\begin{aligned} \min_{\mathbf{a}} \quad & m(\mathbf{a}) = \sum_{e=1}^{19} L_e A_e \rho_e \\ \text{s.t.} \quad & \text{Verschiebungs-N.b.: } \|\mathbf{d}_\mathrm{H}(\mathbf{a})\|_\infty \leq h/500 \\ & \text{Spannungs-N.b.: } -\min\{f_\mathrm{y}, \sigma_{\mathrm{b},e}\} \leq \sigma_e(\mathbf{a}) \leq f_\mathrm{y} \;\forall\, e = 1..19. \end{aligned}$$

Die Ergebnisse der Optimierungen der passiven Struktur einmal mit und einmal ohne Berücksichtigung der Verschiebungsnebenbedingung sind in Abb. 5 dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass bei Berücksichtigung der Verschiebungsnebenbedingung die optimierte Masse der Struktur signifikant größer ist. In der Darstellung der Ausnutzungsgrade kann erkannt werden, dass die größeren Querschnitte nötig sind, um die maximalen Verschiebungen nicht zu überschreiten: das Problem ist steifigkeitsdominiert. Im Gegensatz dazu ist das Problem ohne Verschiebungsnebenbedingungen festigkeitsdominiert, da die Spannungsrestriktionen aktiv werden. Fast alle Stäbe sind in mindestens einem Lastfall zu 100% ausgenutzt.

Für die Optimierung der adaptiven Struktur wird das folgende Minimierungsproblem formuliert:

$$\begin{aligned} \min_{\mathbf{a},\mathbf{u}} \quad & m(\mathbf{a}) = \sum_{e=1}^{19} L_e A_e \rho_e \\ \text{s.t.} \quad & \text{Verschiebungs-N.b.: } \|\mathbf{d}_\mathrm{H}(\mathbf{a},\mathbf{u})\|_\infty \leq h/500 \\ & \text{Spannungs-N.b.: } -\min\{f_\mathrm{y}, \sigma_{\mathrm{b},e}\} \leq \sigma_e(\mathbf{a},\mathbf{u}) \leq f_\mathrm{y} \;\forall\, e = 1..19. \end{aligned}$$

Dabei sind die erforderlichen Längenänderungen in den vier Aktoren zusätzliche Entwurfsvariable. Abb. 6 stellt die Ergebnisse für die aktive Struktur einmal mit nur einem Aktor in Stab 1 und einmal mit allen vier platzierten Aktoren dar. Die Verschiebungsnebenbedingung kann durch die zusätzliche Möglichkeit der Aktuierung eingehalten werden und dadurch sind

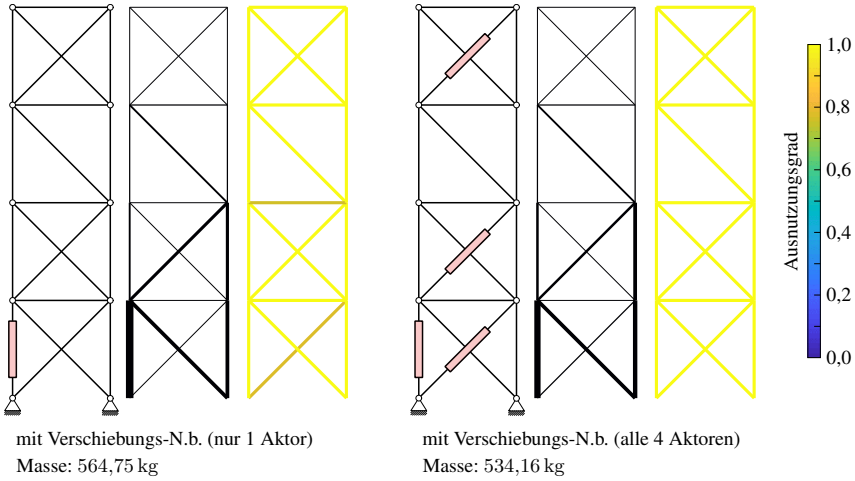


Abbildung 6: Massenminimum der aktive Struktur

die nötigen Querschnitte signifikant kleiner. Wenn nur ein Aktor eingebaut wird, kann der zusätzliche Zwang, der durch die Verschiebungsaktuierung entsteht, nicht kompensiert werden. Dies führt zu einer höheren Masse im Vergleich zu der Struktur mit vier Aktoren.

Die vergleichende Betrachtung der Ausnutzungsgrade in Abb. 5 und 6 zeigt, dass durch geschickten Einbau von Aktoren steifigkeitsdominierte Probleme in festigkeitsdominierte umgewandelt werden können. Dadurch kann der nötige Materialeinsatz um ca. 65% reduziert werden. Das resultierende Tragwerk erfordert durch die Möglichkeit, das Material besser ausnutzen zu können, einen deutlich geringerem Materialeinsatz gegenüber herkömmlichen, passiven Strukturen.

Auch die Möglichkeit eines Aktorik-Ausfalls muss beim Entwurf adaptiver Strukturen berücksichtigt werden. Der notwendige Materialeinsatz für das passive Design ohne Verschiebungsnebenbedingungen und für das aktive Design unterscheiden sich nur wenig. Deshalb können Strukturen entworfen werden, die bei einem Aktorik-Ausfall durch ein automatisches Versteifen der Aktoren weiterhin Standsicherheit gewährleisten und nur die Gebrauchstauglichkeit verletzen. Weitere Untersuchungen zu diesem Thema sind Gegenstand aktueller Forschung.

5 Zusammenfassung

Die Antwort einer Struktur auf Aktuierung wird maßgeblich vom Grad der statischen Unbestimmtheit und deren Verteilung in der Struktur beeinflusst. Die Redundanzmatrix enthält diese Informationen über das Tragwerk. Aus ihr können daher Rückschlüsse für die Aktorplatzierung und für die Bewertung der Aktuierbarkeit von Strukturen gezogen werden.

Die theoretischen Grundlagen und der Ablauf der Berechnung der Redundanzmatrix wurden kurz vorgestellt. Dabei werden die mathematischen Eigenschaften der Matrix mit den

anschaulichen Einsichten in baustatisches Verhalten des Tragwerks verknüpft. Die Anwendung der Redundanzmatrix beim Entwurf und der Charakterisierung adaptiver Tragwerke wird an einer beispielhaften Fachwerkstruktur verdeutlicht. Dabei wird auch das große Masseneinsparungspotential aufgezeigt, das sich durch den Einsatz von Adaptivität erschließen lässt. Durch die Umwandlung von steifigkeits- in festigkeitsdominierte Probleme können die Querschnitte der Fachwerkstruktur besser ausgenutzt werden und somit deutlich leichtere Strukturen verwirklicht werden.

Danksagung

Die präsentierten Forschungsergebnisse entstanden teilweise im Rahmen der Tätigkeiten in den Teilprojekten A04 – “Formfindung, Strukturoptimierung und Systemoptimierung” und B01 – “Charakterisierung, Modellierung und Reduktion der Modellordnung” des Sonderforschungsbereichs 1244 “Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen”, gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) unter der Projektnummer 279064222. Die Autoren bedanken sich für die gewährte Unterstützung.

Literatur

[1] BAHNDORF, J. : *Zur Systematisierung der Seilnetzberechnung und zur Optimierung von Seilnetzen*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 1991

[2] GEIGER, F. ; GADE, J. ; VON SCHEVEN, M. ; BISCHOFF, M. : Design and Optimization of Adaptive Civil Structures. In: *IFAC-PapersOnLine* (eingereicht)

[3] LINKWITZ, K. : *Fehlertheorie und Ausgleichung von Streckennetzen nach der Theorie elastischer Systeme*. München, Verl. d. Bayer. Akad. d. Wiss., Dissertation, 1961

[4] MAXWELL, J. C.: On the Calculation of the Equilibrium and Stiffness of Frames. In: *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science* 27 (1864), Nr. 182, S. 294–299. – ISSN 1941–5982

[5] STRÖBEL, D. : *Die Anwendung der Ausgleichungsrechnung auf elastomechanische Systeme*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 1995

[6] TEUFFEL, P. : *Entwerfen Adaptiver Strukturen*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2004

[7] VON SCHEVEN, M. ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Quantification of the Redundancy Distribution in Truss and Beam Structures. In: *International Journal of Solids and Structures* (eingereicht)

[8] WAGNER, J. L. ; GADE, J. ; HEIDINGSFELD, M. ; GEIGER, F. ; VON SCHEVEN, M. ; BÖHM, M. ; BISCHOFF, M. ; SAWODNY, O. : On Steady-State Disturbance Compensability for Actuator Placement in Adaptive Structures. In: *at - Automatisierungstechnik* 66 (2018), Nr. 8, S. 591–603. – ISSN 0178–2312

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Ein außergewöhnliches Beispiel für Ingenieursarchitektur: der ThyssenKrupp Testturm

Holger Hinz, Roland Bechman

Werner Sobek AG, Stuttgart

Zusammenfassung: Der Testturm der Firma ThyssenKrupp in Rottweil dient der Erprobung neuartiger Hochgeschwindigkeitsaufzüge. Er bietet nicht nur Deutschlands höchste Aussichtsplattform, sondern weist auch verschiedene technische Besonderheiten wie eine textile Fassade oder den Einsatz eines aktiven Pendels auf. Die Errichtung im Gleitbauverfahren ebenso wie die besonderen Anforderungen an den Testbetrieb für Hochgeschwindigkeitsaufzüge erforderten eine Reihe von Sondernachweisen, auf die hier vertieft eingegangen werden soll.

1 Einleitung

Der Testturm der Firma ThyssenKrupp in Rottweil ist mit rund 246 Metern eines der höchsten Bauwerke Deutschlands. Er dient dem Testen und der Zertifizierung von neuen Hochgeschwindigkeitsaufzügen. Sein Inneres bietet Platz für zehn Aufzugsschächte.

Der Testturm von ThyssenKrupp in Rottweil (Copyright: Rainer Viertlböck, Gauting)

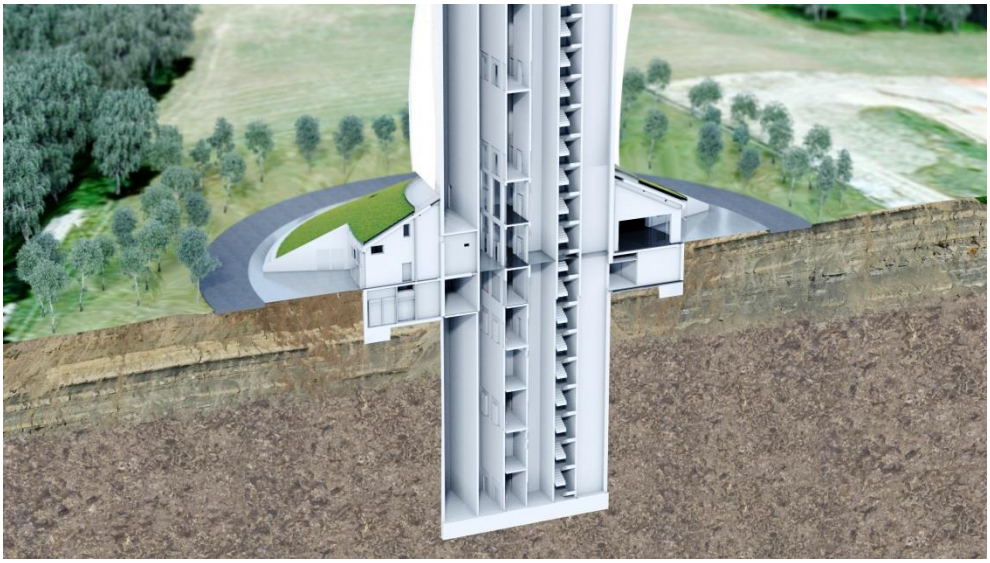
Hinzu kommen ein Feuerwehraufzug und ein verglaster Panoramaaufzug. Die Testaufzüge nutzen nicht nur die Gesamthöhe des Turms von 246 Metern oberhalb der Geländekante. Die Schachtlänge der Aufzüge verlängert sich um fast 30 weitere Meter in den Boden hinein.

Der Testturm ist aber mehr als nur ein funktionales Gebäude zur Forschung und Entwicklung moderner Aufzugstechnologien. Eine öffentliche Besucherplattform auf 232 Meter Höhe ermöglicht eine atemberaubende Sicht auf die Region rund um Rottweil. Damit verfügt der Turm über die höchste Besucherplattform Deutschlands. Darüber hinaus ist er auch das höchste textilverkleidete Gebäude der Welt.

2 Projektverlauf

Im Jahr 2013 beschloss der Bauherr den Bau des Testturms. Aus einem mehrstufigen Bieterverfahren ging das Team um die Ed. Züblin AG mit Werner Sobek aus Stuttgart im März 2014 als Sieger hervor. Jahn Architects aus Chicago zeichneten für die Gestaltung des Interior und der Eingangsbereiche am Turmfuß verantwortlich.

Mit der Planung des Testturmes wurde unmittelbar nach der Wettbewerbsentscheidung begonnen, bereits im Oktober 2014 erfolgte der erste Spatenstich. Die Außenwände des Turms wurden im August 2015 nach nur sieben Monaten Bauzeit fertiggestellt; die Erstellung erfolgte in Gleitbauweise. Danach folgte bis Ende 2015 die Montage der Beton- und Stahldecken. Ab dem Sommer 2016 wurde die Textilfassade (einschließlich der Unterkonstruktion) montiert, im Frühjahr 2017 wurde der Turm schließlich in Betrieb genommen.



Einspannung des Bauwerks in den Baugrund (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

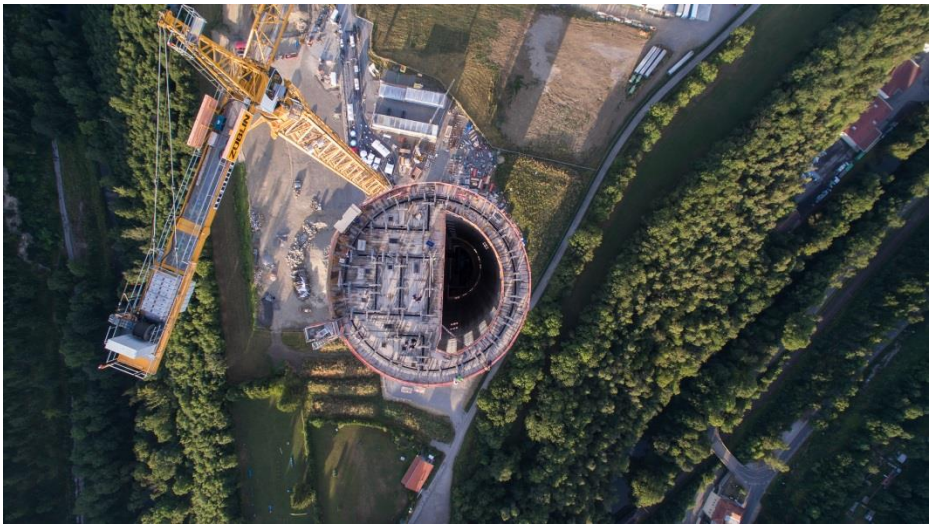
Das Projekt erforderte neben der bei einem Turmbauwerk üblichen Planung und Berechnung eine Vielzahl von anspruchsvollen Sondernachweisen. Hierzu zählen umfangreiche Betrachtungen des Bauzustands, Bemessungen eines passiven Dämpfers, aktive Anregungen des Turmes zur Windsimulation, Ermüdungsnachweise im Stahlbetonbau etc.

3 Das Tragwerk

3.1 Grundelemente und Ausformung

Das tragende System des Turms besteht im Wesentlichen aus einer Stahlbetonröhre. Diese Röhre ist in den Baugrund teil-eingespannt. Sie hat einen Außendurchmesser von 20,80 m. Der Baugrund besteht aus Lettenkeuper und einer darunterliegenden Schicht Muschelkalk. Aufgrund der hohen Tragfähigkeit des Muschelkalks konnte auf eine Pfahlgründung verzichtet werden. Ein Sockelgebäude mit einem Außendurchmesser von ca. 48 m unterstützt die horizontale Aussteifung. Zehn radial angeordnete Schottwände vergrößern den Hebelarm des Turms und wandeln einen Teil der Horizontalbeanspruchung in ein vertikales Kräftepaar um. Diese vertikalen Kräfte werden über das Fundament in den Boden abgeleitet; die Oberkante der Bodenplatte liegt auf - 29 m.

Das Innere des Turmes besteht im Wesentlichen aus den Wänden der Aufzugsschächte. Mit einem Abstand von jeweils ca. 10 m gibt es bereichsweise Decken, die einen Zugang zu den einzelnen Schächten ermöglichen. Zur Beschleunigung der Bauzeit wurden die Regeldecken aus Halbfertigteilelementen aus Stahlbeton hergestellt. Die Außenwände haben bis zu einer Höhe von 110 m eine Wandstärke von 40 cm. Bei den höher gelegenen Außenwänden beträgt die Wandstärke bis hin zur Turmspitze 25 cm. Dies entspricht der Stärke der Innenwände. Die Betonqualität der Innenwände ist dabei je nach Höhe gestaffelt. Die Betongüte wurde entsprechend den Forderungen des Gleitbaus auf C50/60 begrenzt.



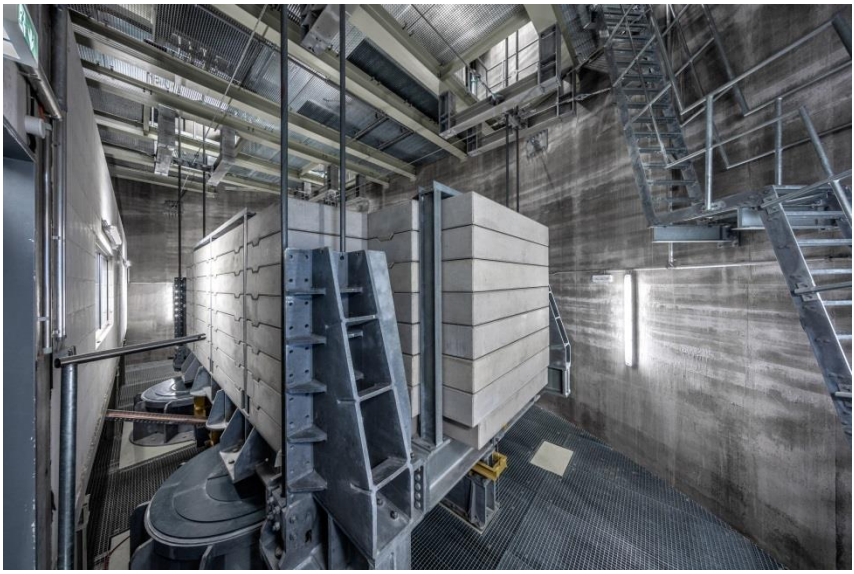
Aufsicht auf den Turm kurz vor Abschluss der Rohbauarbeiten (Copyright: Züblin, Stuttgart)

Da ein Teil der Testaufzüge eine geringere Strecke zurücklegt als im Gebäude möglich wäre, enden die entsprechenden Schächte bereits auf 115 m Höhe. Weitgespannte Halbkreisdecken aus bis zu 40 cm dickem Ortbeton bilden den oberen Abschluss dieser Schächte. Oberhalb dieser Flächen befinden sich Büroräume. Über diesen Büroräumen wiederum befindet sich bis zu einer Höhe von 190 m ein Hohlraum. Dieser dient zum einen als Wärmespeicher und bietet zum anderen Platz für ein Pendelsystem zur Schwingungsreduktion. Oberhalb des Wärmespeichers und des Pendelsystems liegen weitere Büro- und Technikflächen.

Aufgrund der technisch erforderlichen Anordnung der einzelnen Aufzugsschächte mussten einige Innenwände im oberen Turmteil über eine Höhe von 70 m ohne Anschluss an die Außenwand ausgeführt werden – das führt dazu, dass ein Teil der Außenwand in diesem Bereich nicht senkrecht zu seiner Ebene ausgesteift ist. Zur Verifizierung dieses schlanken Bauteils waren Sondernachweise erforderlich. Diese wurden anhand eines speziell entwickelten 3D-Teilmodells geführt, welches für verschiedene Eigenformen vorverformt wurde. Es konnte nachgewiesen werden, dass die durch die Normalkraft entstehenden zusätzlichen Momente nicht zu einer erforderlichen Erhöhung der Wandstärke führte.

3.2 Pendel zur Reduktion (und Induktion) von Schwingungen

Windkanalversuche zeigten in einem frühen Planungsstadium, dass die Neigung des zylindrischen Turmschaftes zu Querschwingungen durch die textile Verkleidung allein nicht vollständig eliminiert werden kann. Deshalb wurde a priori beschlossen, den Schwingungen mit einem geeigneten Dämpfersystem entgegen zu wirken. Die Wahl fiel dabei auf ein kostengünstiges Pendel, das sich im Hohlraum des Wärmespeichers befindet. Das Pendel ist auf 200 m Höhe mit ca. 9 m langen Seilen abgehängt. Als Pendelmasse dienen Betonplatten, die auf einen Stahlrahmen gesetzt und mittels Hydraulikpressen in ihre Position an den Seilen gehoben wurden.



Das Pendel dient zur Tilgung und zur Induktion (Copyright: Rainer Viertlböck, Gauting)

Im Normalzustand ist das Pendel passiv und reagiert nur auf windinduzierte Schwingungen. Das Pendel kann aber auch dazu verwendet werden, um den Turm gezielt in Schwingung zu versetzen. Die Entwicklungsingenieure können so verschiedene Windbelastungen simulieren. Durch zwei Linearmotoren kann das Pendel so angeregt werden, dass horizontale Auslenkungen am Turmkopf von bis zu 200 mm möglich sind. Somit ist der Testturm das einzige Hochhausbauwerk weltweit, das gezielt in Schwingung versetzt werden kann, um eine reale Windbelastung zu simulieren.

Falls bestimmte Grenzwerte über einen längeren Zeitraum überschritten werden, kann eine dynamische Anregung des Turms zu Ermüdungen des Tragwerks führen. Bauherr und Planer haben deshalb eine maximale Testdauer und eine maximale horizontale Kopfauslenkung vereinbart. Die sich daraus ergebenden Spannungsschwingbreiten und Schwingspiele bildeten die Grundlage für den Ermüdungsnachweis. Der Nachweis erfolgte getrennt für den Bewehrungsstahl und für den Beton. Die Berechnungen zeigten, dass bei Kopfauslenkungen von max. 200 mm sowohl für die Bewehrung als auch für den Beton keine Einschränkungen der Dauerfestigkeit entstehen.

3.3 Die Anforderungen aus dem Gleitbauverfahren

Die mit dem Einsatz eines aktiven Pendels zusammenhängenden Berechnungen waren nicht die einzige Herausforderung an die Tragwerksplanung. Auch die Erstellung der Betonwände im Gleitbauverfahren erforderte besondere Planungsmethoden. Der Bauablauf war hierbei wie folgt: Zunächst wurde die zwei Meter dicke Bodenplatte auf 31 m unterhalb der Geländekante hergestellt. Dann erfolgte der Bau der Innen- und Außenwände im Gleitbauverfahren bis Gelände-Oberkante; der Verbau der Baugrube diente hierbei als äußere Schalung. Anschließend wurden die Innen- und Außenwände bis zur Turmspitze erstellt. Danach wurden die Decken und das Pendel eingebaut. Erst am Schluss folgte dann das Sockelbauwerk.

Dieser spezielle Bauablauf erforderte eine Reihe von zusätzlichen Nachweisen der Bauzustände – eine weitere von zahlreichen Herausforderungen, die den ThyssenKrupp Testturm zu einer ganz besonderen Planungsaufgabe machten. Der kritischste Bauzustand war derjenige bei Fertigstellung des Rohbaus (einschließlich der Decken), aber vor Anschluss des Sockelgebäudes und vor Inbetriebnahme des Pendels. In diesem Bauzustand war der Turm lediglich in den Baugrund eingespannt. Windlasten auf die Turmstruktur mussten in dieser Zeit deshalb ohne den Hebelarm des Sockelgebäudes in den Baugrund weitergeleitet werden. In mehreren Interaktionsschritten wurden deshalb zulässige horizontale Bettungen diskutiert und festgelegt. Dabei musste sichergestellt werden, dass der Baugrund keine plastischen (d.h. dauerhaften) Verformungen erfährt, da dies für die Einspannwirkung nachteilig gewesen wäre. Das elastische Verhalten des Baugrunds konnte rechnerisch nachgewiesen werden.

3.4 Bewehrungsoptimierung

Aufgrund der verschiedenen Randbedingungen wie statisches System im Bauzustand, Querschwingungslasten im Bauzustand, Baugrund mit horizontaler Bettung sowie erhöhten gestörten Bereichen zwischen -10 und +10m durch eine Vielzahl von Wanddurchbrüchen für Nutzung und Haustechnik, wurde in eben diesem Höhenbereich ein recht hoher

vertikaler Bewehrungsgrad von d=28mm/15cm erforderlich. Zur Bewehrungsoptimierung wurde daher nach Abstimmung mit der Fa. Züblin für die Bereiche oberhalb des eigentlichen Einspannbereiches ab einer Höhe von ca. +30 m alternativ zum 3D-FE-Modell eine einfache Bemessung anhand eines Biegebalkens durchgeführt. Dabei wurde der Querschnitt des Biegebalkens entsprechend der jeweiligen Wandanordnungen ermittelt. Die Ergebnisse dieser alternativen vereinfachten Nachweisform wurden dann den Ergebnissen der FE-Modellierungen gegenüber gestellt. Unter Berücksichtigung von verschiedenen weiteren Randbedingungen wie etwa dem Shear-Lag-Effect konnte mit Hilfe der Biegebalkentheorie eine Bewehrungsoptimierung durchgeführt werden.

3.5 Die Berechnung der Decken

Die Betrachtung der Bauzustände war auch für die Berechnung der Decken von großer Bedeutung. Im Bauzustand wurden verschiedene Decken mit Sonderlasten beaufschlagt, die bei der Bemessung berücksichtigt werden mussten. Beispielsweise musste die im Endzustand praktisch unbelastete Decke unter dem Wärmespeicher (auf +123 m) aufgrund des Bauablaufs mit der Last eines 70 m hohen Gerüsts bemessen werden. Erst nach Einbau der Ebene +200 m konnte das Pendel (mit Hilfe von Seilen) an die über ihm liegende Decke gehängt werden. Zur Lastweiterleitung in die Außenwände mussten deshalb spezielle Einbauteile aus Stahl konzipiert werden.

Eine weitere Herausforderung war der Anschluss der 30 ° gegen die Horizontale geneigte kegelförmige Bermendecke und der radialen Schottwände an den Turmschaft. Da auch für diesen Bauzustand mit deutlich höheren Querschwingungslasten zu rechnen war, wurden ebenfalls komplizierte Einbauteile erforderlich, die die Vertikal- und Horizontallasten aus der Turmwand in die Bermendecke und Schottwände einleiten können. Diese Einbauteile mussten mit den Anforderungen an den Gleitbau in Bezug auf Größe, Gewicht, Anordnungen von Gleitstangen und Gleitbaugeschwindigkeit intensiv mit der Baufirma abgestimmt werden.

3.6 Erdbebennachweise

Die Bemessung des Bauwerks unter Erdbebeneinwirkung erfolgte unter Berücksichtigung der DIN 4149. Das Bauvorhaben in Rottweil liegt gemäß der Erdbebenzonenkarte der Bundesrepublik Deutschland in der Erdbebenzone 1, dies entspricht einer Grundbeschleunigung von 0,4 m/s². Gemäß Baugrundgutachten gilt die Bodenklasse B, sowie die Untergrundklasse R (DIN 4149, Abschnitt 5.2.2).

Der Turm kann das Kriterium zur Regelmäßigkeit im Aufriss einhalten, jedoch erfüllt er das Kriterium für die Regelmäßigkeit des Grundrisses nicht vollkommen. Aufgrund der unsymmetrischen Anordnung der Innenwände sowie der den Panoramaaufzug umschließenden Außenwände, ist das Gebäude im Grundriss bzgl. der Horizontalsteifigkeit nicht um zwei zueinander senkrechte Achsen symmetrisch. Die Berechnung erfolgte aus diesen Gründen mittels 3D-Modell unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen und dem Modalem Antwortspektrenverfahren.

Für die Bedeutungskategorie gilt die Kategorie III mit dem Beiwert γl = 1,2. Ein normkonformes, elastisches Antwortspektrum unter Verwendung einer viskosen 5 % Dämpfung bildete die Grundlage der Erdbebenbemessung. Der Energiedissipation durch

hysteretisches Material- und Bauwerksverhalten wurde durch Verhaltensbeiwerte Rechnung getragen. Das Bauwerk mit aussteifendem Kernsystem fiel unter die Duktilitätsklasse 1. Der für die Berechnung des Bemessungsspektrums angesetzte Verhaltensbeiwert war q = 1,5 für die horizontale und für die vertikale Richtung.

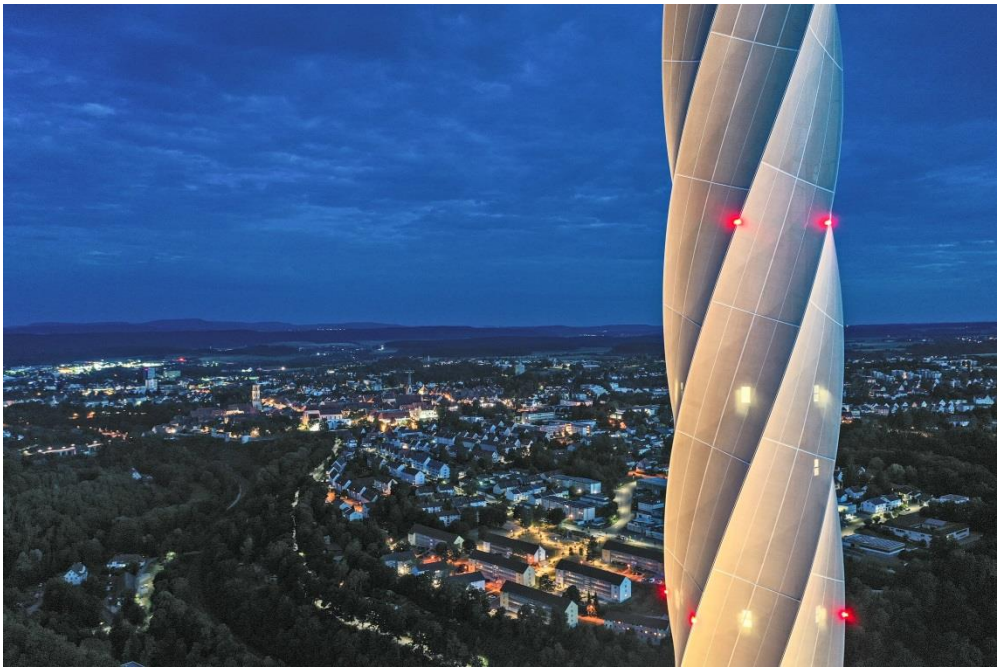
Unter den genannten Voraussetzungen und unter Berücksichtigung der 60 ersten Eigenformen wurden in alle maßgebenden Richtungen die notwendigen 90 % der effektiven modalen Masse erreicht. Ein Vergleich der Base-Shear aus Erdbeben (bei einem angepassten Verhaltensbeiwert von q = 1,0) mit den auftretenden Horizontallasten aus windinduzierter Querschwing zeigte, dass für die Bemessung der Gesamtstruktur die Windeinwirkungen maßgebend waren. Gemäß DIN 4149; Pkt. 7.1 (3) gelten die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Erdbebenlasten in diesem Fall als erbracht.

4 Die textile Gebäudehülle

Ebenfalls sehr anspruchsvoll war die Planung der textilen Fassade, die den Turm über seine gesamte Höhe umkleidet. Hierbei galt es nicht nur Fragen der Montage und der Windbelastung zu berücksichtigen, sondern auch Aspekte der Wartung, der Witterungsbeständigkeit etc. Hierfür waren zahlreiche Abstimmungsgespräche mit diversen Herstellern ebenso wie Materialbegutachtungen, Tests und Versuchsaufbauten erforderlich – eine Fassade aus Stoff ist bisher noch nie in dieser Größe gebaut worden.

Die Textilfassade des Testturms besteht aus einem PTFE-beschichteten Glasfasergewebe. Das Gewebe hat unterschiedliche Öffnungsgrade und Maschenweiten – mit zunehmender Höhe verringert sich die Dichte des Gewebes. Die Textilfassade ist an sechs spiralförmig um den Turm verlaufenden Stahlrundrohren befestigt. Die Rohre verlaufen mit einem Abstand von 1,80 m zur Außenkante der Stahlbeton-Konstruktion.

Die Textilverkleidung hat nicht nur eine gestalterische Funktion, sondern bietet auch technische Vorteile. Durch die spiralförmige Anordnung entsteht eine sogenannte Scruton-Wendel. Diese beeinflusst die Wirbelablösung am Turm und verringert die Beanspruchung durch Querschwingungen um ca. 40 %. Des Weiteren bietet die textile Verkleidung einen Witterungsschutz. Sie verschattet die Betonstruktur und reduziert so die durch Sonneneinstrahlung induzierten, teilweise erheblichen Spannungen. Der Testturm beschreitet so auch im Bereich seiner Gebäudehülle Neuland.



Nachts wird der Turm durch ein speziell auf die textile Gebäudehülle abgestimmtes Beleuchtungskonzept illuminiert (Copyright: Rainer Viertlböck, Gauting)

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

All-In-One Problem Formulation for Minimum Energy Adaptive Structures

Gennaro Senatore, Yafeng Wang

Applied Computing and Mechanics Laboratory (IMAC), School of Architecture, Civil and Environmental Engineering (ENAC), Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), CH-1015 Lausanne, Switzerland

Abstract: This paper presents a new All-In-One (AIO) formulation to design adaptive structures through Total Energy Optimization (TEO). A nested optimization scheme, here named TEO-Nested, was proposed in previous work. It was shown that the TEO-Nested method produces adaptive structures whose total energy is significantly lower than that of weight-optimized passive designs. However, the TEO-Nested method does not guarantee solution optimality because total energy minimization is decoupled in embodied (material) and operational (control) energy minimization which is not carried out simultaneously. This paper proposes an AIO optimization based on Mixed Integer Nonlinear Programming (MINLP), which is here named TEO-MINLP. The element cross-section areas, element forces, nodal displacements and actuator control commands are continuous design variables while the actuator positions are binary design variables. Stress and displacements limits are included in the optimization constraints. A simply-supported and a cantilever adaptive truss designed through the TEO-MINLP are benchmarked with the solutions obtained through the TEO-Nested method. It is shown that both formulations produce similar solutions in energy terms. This proves that the TEO-Nested method tends to converge to optimal (local) solutions. However, the computation efficiency of the TEO-Nested method is much higher than the TEO-MINLP method, which makes the former more suitable for large-scale structures consisting of many elements.

1 Introduction

Civil structures are usually designed to withstand strong loading events such as earthquakes and high winds. However, most structures experience significantly lower loads in normal conditions and thus the load-bearing capacity is underutilized for most of the service life. The construction sector is a major contributor to global energy use and material consumption [1]. For this reason, minimizing the embodied impact of structures has become an important aspect in structural design.

Adaptation to loading through sensing and actuation has been employed to reduce the dynamic response of structures under strong loading events [2, 3]. The ability to counteract actively the effect of loading through control of the internal forces and external geometry (nodal coordinates) has been investigated to reduce embodied impacts in terms of material

resources [4, 5, 6]. Senatore et al [7] implemented a new method to obtain adaptive structures through Total Energy Optimization (TEO). The objective of this formulation is to minimize the total energy (i.e. whole-life energy) which comprises the energy embodied in the material and the operational energy for control during service. This formulation, here named as TEO-Nested, is a nested optimization scheme: optimization of the structural layout (embodied energy) and actuator layout are decoupled and they are nested in an outer loop which minimizes the total energy through varying an auxiliary variable called Material Utilization factor (*MUT*). The *MUT* sets the ratio of demand over capacity ($0\% < MUT \leq 100\%$) defined for the structure as a whole. Structures with a high *MUT* are light-weight and therefore might need recurrent contribution of the active system to control forces and displacements thus potentially leading to a large operational energy consumption. Opposite is the case when the *MUT* is low because the structure embodies a larger energy through material (i.e. the structure is stiffer). The optimum is the configuration that minimizes the total energy.

The TEO-Nested formulation has been implemented for reticular structures. The actuators are thought of as integrated within some of the structural elements. The design variables are the element cross section areas, the internal forces, the actuator positions and the control commands (i.e. actuator length changes). The structure is subjected to a permanent and a randomly varying live load. Stress (including buckling) and deflection limits must be satisfied throughout service. The structure is designed so that normal loading conditions are taken using only passive load-bearing capacity. When the load is above a certain threshold (the so called load activation threshold *LAT*) the active system is employed to contribute to the load-bearing capacity. The effect of actuation is to change the shape of the structure so to modify the internal forces and the nodal displacements in order to satisfy stress and displacement limits. Fail-safe conditions can be added to use actuation only for displacement compensation rather than contributing to the strength of the structure.

The TEO-Nested method has been applied to the design of complex reticular structures [8, 9] and experimentally verified on a large-scale prototype adaptive structure [10]. It was shown that through structural adaptation large embodied energy savings can be achieved at a small cost increase of operational energy. For stiffness governed design problems, the solutions obtained through the TEO-Nested method can save up to 70% of the whole-life energy in comparison with weight-optimized passive structures. However, the optimality of the solutions obtained by the TEO-Nested cannot be guaranteed because optimization of embodied and operational energy is not carried out simultaneously.

This paper offers a reformulation of the TEO problem based on Mixed Integer Nonlinear Programming (MINLP), here named TEO-MINLP. This new AIO formulation can be solved directly via the state-of-art branch-and-bound algorithm to obtain optimal (local) solutions. Case studies of two reticular structures are employed to benchmark the solutions obtained by the TEO-MINLP method against the solutions produced by the TEO-Nested method.

2 Structural adaptation

The main steps of the adaptation process considered in this study are illustrated in Figure 1. As in [7], the main assumptions are: 1) small strains and displacements and 2) the structure is subjected to slow varying loads and therefore the active system does not contribute to controlling of the dynamic response 3) seismic design criteria are not included 4) because

actuation is employed only against rarely occurring loads, fatigue is not considered as a critical limit state. The adaptation process is subdivided into six steps (a-f):

(a) The effect of the permanent load (P^P) causes element forces F^P and the nodal displacements u^P.
(b) In order to eliminate the displacement caused by P^P (this control action can be thought of as a pre-cambering) the actuator length change ΔL^P is applied to cause a change of element force ΔF^P and displacement Δu^P. Therefore, the element force and displacement become $F^P + \Delta F^P$ and $u^P + \Delta u^P$.
(c) When the live load P^L is applied, it causes F^L and u^L which are added to the element force $F^P + \Delta F^P + F^L$ and nodal displacement $u^P + \Delta u^P + u^L$.
(d) If stress or deflection limits are exceeded, the actuator length change ΔL^L is applied to cause a change of element force ΔF^L and displacement Δu^L so that the total force and displacement are $F^P + \Delta F^P + F^L + \Delta F^L$ and $u^P + \Delta u^P + u^L + \Delta u^L$.
(e) When the live load is removed, the element force and nodal displacement become $F^P + \Delta F^P + \Delta F^L$ and $u^P + \Delta u^P + \Delta u^L$.
(f) The effect of ΔL^L in step (d) is removed by applying an opposite actuator length change $-\Delta L^L$ whereby the structure returns to the configuration under permanent load (step (b)).

Step (b) to step (f) is a loop which repeats each time a new live load is applied to the structure.

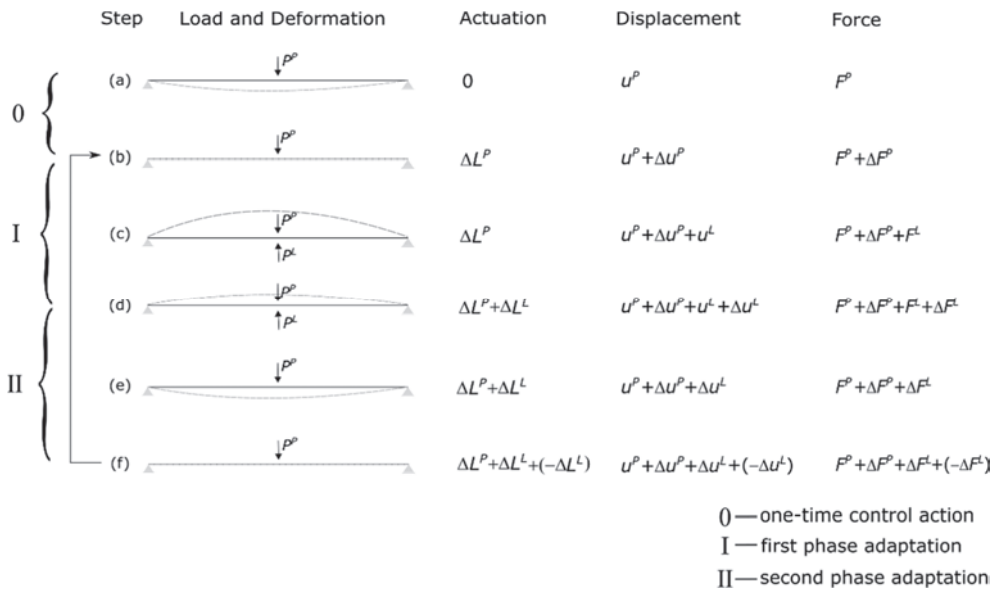


Figure 1: load adaptation process

3 All-in-One Optimization Model

Consider a d-dimensional reticular structure with n^n nodes and n^e elements. There are n^{fdof} free degrees of freedom that are not restricted by boundary conditions. The TEO-MINLP optimization model is given in Table 1. The objective function is the total energy. The main

design variables are the element cross-section areas $\boldsymbol{\alpha} \in \mathbb{R}^{n^e \times 1}$, element forces $\mathbf{F} \in \mathbb{R}^{n^e \times 1}$, nodal displacements $\mathbf{u} \in \mathbb{R}^{n^{fdof} \times 1}$, the actuator layout $\mathbf{n} \in \mathbb{R}^{n^e \times 1}$ (a vector of binary variables that indicate the actuator positions), and the actuator commands (length changes) $\Delta\mathbf{L} \in \mathbb{R}^{n^e \times 1}$. The actuator length changes are incorporated in the external load using the Dual Integrated Force Method (IFMD) [11]. The superscript $_C$ indicates controlled forces and displacements. For brevity, only a conceptual model is given in this paper in order to explain the main aspect of the formulation. The full model will be published elsewhere.

The embodied energy part of the objective function is expressed as an explicit function of the element cross-section area and length. The calculation of the operational energy requires the definition of a probability of occurrence of the live loads. Following [7], a log-normal distribution is adopted to model the live load probability distribution. Given a live load case i, all possible values of the live load ranging from 0 to the design value P_{id} are sampled into n^d bins. The value of the load in the jth bin is denoted by P_{ij}. The total operational energy is computed as the sum of the energy shares required to control the structure under loads of magnitude larger than the Load Actuation Threshold (*LAT*) as defined in [7].

Four types of optimization constraints are set: equilibrium constraints, ultimate limit state (ULS), serviceability limit state (SLS) and actuator layout constraints. Equilibrium constraints relating the load $\mathbf{P} \in \mathbb{R}^{n^{fdof} \times 1}$ to displacement $\mathbf{u} \in \mathbb{R}^{n^{fdof} \times 1}$ through the stiffness matrix $\mathbf{K} \in \mathbb{R}^{n^{fdof} \times n^{fdof}}$ must be satisfied for all load cases. ULS constraints are enforced to ensure that the element forces are within admissible values for tension σ^T, compression σ^C and element buckling load $\mathbf{F}_b$. SLS constrains the displacements of the controlled degrees of freedom (*cdof*) to be within required limits $\mathbf{u}^{SLS0}$ (for permanent load) and $\mathbf{u}^{SLS}$ (for live load), respectively. Actuator layout constraints set the maximum actuator length change ΔL_{limit}, as well as bounds $n^{act}_{\min}$ and $n^{act}_{\max}$ on the number of actuators.

Table 1:TEO-MINLP model

$\min_{\boldsymbol{\alpha},\mathbf{F},\mathbf{u},\mathbf{n},\Delta\mathbf{L}}$	$E_{total} = E_{embodied} + E_{operational}$		Objective function
s. t.	$\mathbf{K}\mathbf{u}^{P_C} = \mathbf{P}^P$		Equilibrium constraints
	$\mathbf{K}\mathbf{u}^{L_C}_{ij} = \mathbf{P}^L_{ij}$	$\forall i, \forall j$	
	$-\sigma^C \boldsymbol{\alpha} \le \mathbf{F}^{P_C} \le \sigma^T \boldsymbol{\alpha}$		Ultimate Limit State
	$-\sigma^C \boldsymbol{\alpha} \le \mathbf{F}^{P_C} + \mathbf{F}^{L_C}_{ij} \le \sigma^T \boldsymbol{\alpha}$	$\forall i, \forall j$	
	$-\mathbf{F}_b \le \mathbf{F}^{P_C}$		
	$-\mathbf{F}_b \le \mathbf{F}^{P_C} + \mathbf{F}^{L_C}_{ij}$	$\forall i, \forall j$	
	$-\mathbf{u}^{SLS0} \le \mathbf{u}^{P_C\|cdof} \le \mathbf{u}^{SLS0}$		Serviceability Limit State
	$-\mathbf{u}^{SLS} \le \mathbf{u}^{P_C\|cdof} + \mathbf{u}^{L_C\|cdof}_{ij} \le \mathbf{u}^{SLS}$	$\forall i, \forall j$	
	$-\Delta L_{\text{limit}}\mathbf{n} \le \Delta\mathbf{L} \le \Delta L_{\text{limit}}\mathbf{n}$		Actuator layout constraints
	$n^{act}_{\min} \le \sum_i n_i \le n^{act}_{\max}$		

4 Numerical Examples

A simply-supported and a cantilever truss are designed through the TEO-MINLP method. The results are compared with those produced by the TEO-Nested method. The terms 'AS-MINLP' and 'AS-Nested' denote the solutions produced by the two approaches, respectively. The structural elements are made of steel S355 and have a cylindrical hollow section.

4.1 Simply-Supported Truss

Figure 2 shows geometry and boundary conditions for the simply-supported truss which is thought of as part of a roof system. The vertical displacements of the top chord nodes and the horizontal displacement of the roller support are set as *cdofs* which are indicated by circles. A dead load of 29.4 N/m is applied to the top chord. Two types of live load of identical magnitude to that of the dead load are applied: a wind suction load modelled as a negative pressure (L1) on the top chord and a lateral load L2. Four load cases are considered: (1) permanent load; (2) permanent load + L1; (3) permanent load + L2; and (4) permanent load + L1 + L2.

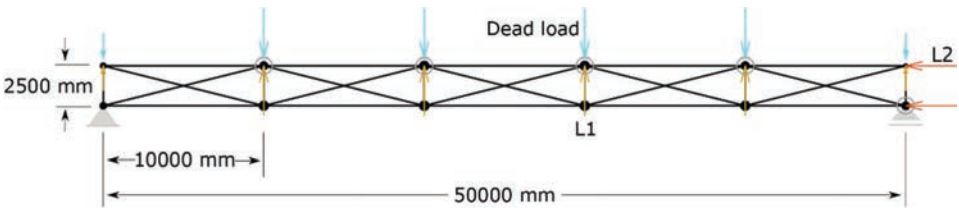


Figure 2: simply supported truss

Figure 3(a) and Figure 3(b) show the optimal adaptive structures AS-MINLP and AS-Nested, respectively. The actuators are represented by thicker lines. The AS-Nested has 10 actuators while the AS-MINLP was obtained with only 8 actuators. For comparison, Figure 3(c) shows the equivalent weight-optimized passive structure. Line thickness indicate the element diameter – the thicker the line the bigger the diameter. The color shading indicates the element cross-section area– the darker the shade the larger the area.

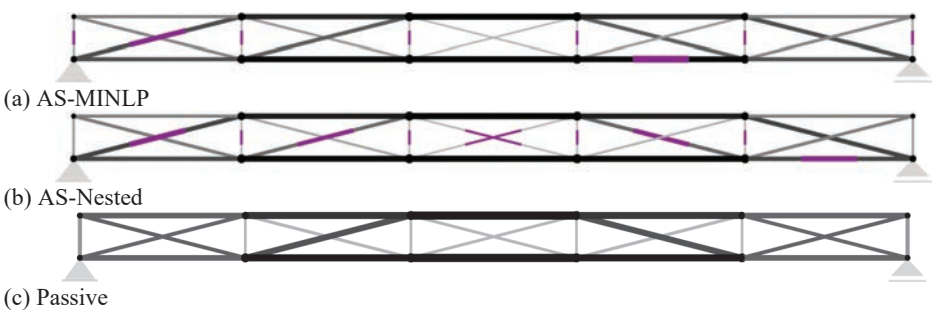


Figure 3: optimum solutions (a) AS-MINLP, (b) AS-Nested and (c) passive structure

Figure 4(a) shows the plot of embodied, operational and total energy as functions of the *MUT*, As expected, the AS-MINLP does not lie on the total energy curve obtained through the TEO-Nested method but it is in close proximity of the AS-Nested solution. This is mainly because the actuator layout of the two solutions is different, which has a significant influence on the required operational energy. The *MUT* for the AS-MINLP and AS-Nested are 43% and 38%

respectively, which are both larger than that of the passive solution (30%). This means that material utilization is higher in the adaptive solutions than in the passive one. Figure 4(b) compares the total energy of the two adaptive structures with the embodied energy of the passive structure. The energy savings are 5.39% and 0.23% for the AS-MINLP and the AS-Nested, respectively. The computation time required by the TEO-Nested (186.03s) is only 1.89% of that required by the TEO-MINLP (9828.13s).

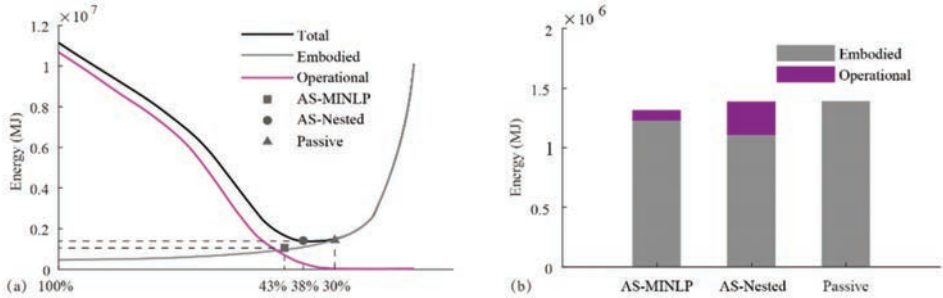


Figure 4: (a) embodied, operational and total energy vs *MUT*; (b) energy comparison

Two other cases are carried out varying the span-to-depth (S/D) ratio. Table 2 gives a summary of the results in mass and energy savings terms, which increase as the S/D ratio increases. Generally, the TEO-MINLP method produces marginally better solutions.

Table 2 Mass and energy savings for different span-to-depth (S/D) ratios

S/D	Mass-savings		Energy-savings	
	AS-Nested	AS-MINLP	AS-Nested	AS-MINLP
20	19.85%	11.17%	0.22%	5.39%
30	20.14%	19.97%	10.33%	11.20%
40	28.67%	32.09%	17.04%	20.09%

4.2 Cantilever Truss

Figure 5(a) shows the geometry and boundary conditions for the cantilever truss case which is thought of as a multi-story building reduced to planar dimensions. The horizontal displacements of all free nodes are set as *cdofs* which are indicated by circles. The dead load is set to a uniformly distributed load of 29.4 kN/m applied every 4m for each floor. Three load cases are considered: one is permanent load; the other two are horizontal distributed loads in opposite directions whose intensity varies with the height representing a wind-type (live) load (L1 and L2). The live load maximum intensity is identical to that of the dead load.

Figure 5(b) and Figure 5(c) show the AS-MINLP and AS-Nested, respectively. Both the AS-MINLP and the AS-Nested have 24 actuators but the layout is different. For comparison, Figure 5(d) shows the equivalent weight-optimized passive structure. Figure 6(a) shows the plot of embodied, operational and total energy as functions of the *MUT*. As for the simply-supported truss, the AS-MINLP does not lie on the total energy curve obtained through the TEO-Nested method but it is in close proximity to the AS-Nested. The optimal *MUT* for the AS-MINLP and AS-Nested are 36% and 30% respectively, which are both larger than that of the passive solution (22%). Figure 6(b) compares the total energy of the two adaptive structures with the embodied energy of the passive structure. The energy savings are 20.47% and 16.62% for the AS-MINLP and the AS-Nested, respectively.

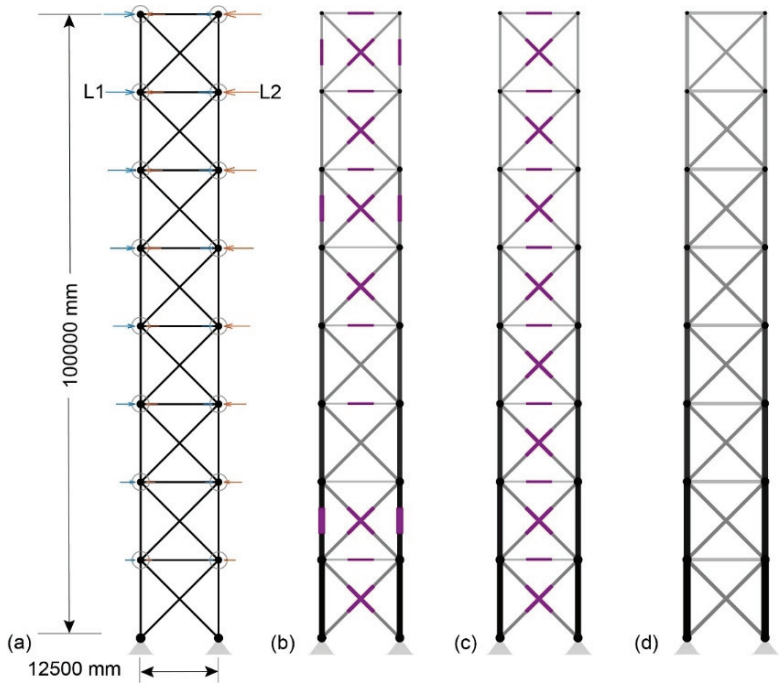


Figure 5 Cantilever truss: (a) dimensions, loading and *cdofs*, (b) AS-MINLP, (c) AS-Nested, (d) passive structure

The computation time required by the TEO-Nested (375.52s) is 14.52% of that required by the TEO-MINLP (2582.62s).

Two other cases are carried out varying the height-to-depth (H/D). Table 3 gives results in mass and energy saving terms which increase as the H/D ratio increases. Generally, the TEO-MINLP method produces better solutions except for the case H/D = 16.

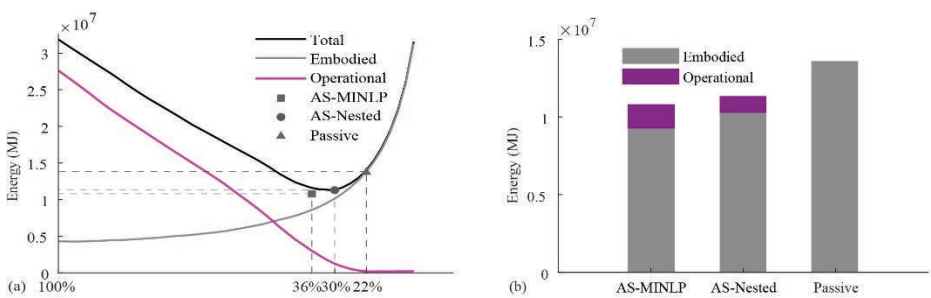


Figure 6: (a) embodied, operational and total energy vs *MUT*; (b) energy comparison

Table 3 Mass and energy savings for different height-to-depth (H/D) ratios

H/D	Mass-savings		Energy-savings	
	AS-Nested	AS-MINLP	AS-Nested	AS-MINLP
8	24.09%	31.54%	16.63%	20.47%
12	43.73%	37.21%	26.97%	27.57%
16	53.09%	44.59%	34.74%	34.29%

5 Conclusions

This work gives the formulation of a new AIO optimization model (TEO-MINLP) for the design of minimum energy adaptive structures. Numerical simulations on planar trusses have shown that the TEO-MINLP method generally produces better configurations in energy saving terms than those produced by the TEO-Nested method. In some cases, this result is inverted. This indicates that even though the TEO-Nested method does not solve the AIO problem directly, it is able to produce solutions which are in close proximity to the optimal ones. The computation time required by the TEO-Nested method is only a fraction (5.72% on average) of that required by the TEO-MINLP method thus making the former more suitable to for complex layout structures that are made of many elements.

Acknowledgements

The authors thankfully acknowledge Swiss National Science Foundation who provided core funding via project *Structural Adaptation through Large Shape Changes* (182033).

References

[1] OECD, "Global Material Resources Outlook to 2060, Economic Drivers and Environmental Consequences," OECD Publishing, Paris, 2019.

[2] T. Soong, "Active structural Control in Civil Engineering," *Engineering Structures,* vol. 10, no. 4, pp. 74-84, 1988.

[3] A. Reinhorn, T. R. M. Soong and R. Lin, “Full-Scale Implementation of Active Control. II: Installation and Performance,” *Journal of Structural Engineering,* vol. 119, no. 6, pp. 1935-1960, 1993.

[4] W. Sobek and P. Teuffel, "Adaptive Systems in Architecture and Structural Engineering," in *Proc. SPIE 4330, Smart Structures and Materials 2001: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, Newport Beach, CA, United States, 2001.

[5] P. Teuffel, "Entwerfen Adaptiver Strukturen," (Doctoral dissertation), University of Stuttgart - ILEK, Struttgart, 2004.

[6] G. Cimellaro, T. Soong and A. Reinhorn, "Optimal Integrated Design of Controlled Structures," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.

[7] G. Senatore, P. Duffour and P. Winslow, "Synthesis of Minimum Energy Adaptive Structures," *Structural and Multidisciplinary Optimization,* vol. 60, no. 3, pp. 849-877, 2019.

[8] G. Senatore, P. Duffour and P. Winslow, "Energy and Cost Analysis of Adaptive Structures: Case Studies," *Journal of Structural Engineering (ASCE),* vol. 144, no. 8, p. 04018107, 2018a.

[9] G. Senatore, P. Duffour and P. Winslow, "Exploring the Application Domain of Adaptive Structures," *Engineering Structures,* vol. 167, pp. 608-628, 2018b.

[10] G. Senatore, P. Duffour, P. Winslow and C. Wise, "Shape Control and Whole-Life Energy Assessment of an "Infinitely Stiff" Prototype Adaptive Structure," *Smart Materials and Structures,* vol. 27, no. 1, p. 015022, 2018c.

[11] S. N. Patnaik, R. M. Coroneos and D. A. Hopkins, "Recent advances in the method of forces: integrated force method of structural analysis," *Advances in Engineering Software,* vol. 29, no. 3-6, p. 463–474, 1998.

Minisymposium Außergewöhnliche Belastungen und Tragwerkszuverlässigkeit

Organisator:

- **Hamid Sadegh-Azar**
  Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Kaiserslautern

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Numerische Simulation des stoßinduzierten Schwingungs- und Dämpfungsverhaltens von nichtlinear beanspruchten Stahlbetonstrukturen

Michael Borgerhoff[1], Christian Schneeberger[2], Matthias Stadler[1]

[1]*Stangenberg und Partner Ingenieur-GmbH, Bochum*
[2]*Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, Brugg*

Zusammenfassung: Stoßinduzierte Schwingungen und ihre Übertragung durch ein Stahlbetongebäude auf Decken und Wände, die vom Aufprallort entfernt sind, werden durch das Verformungsverhalten der Aufprallzone beeinflusst. Amplituden und Frequenzgehalt hängen von lokaler Energiedissipation und Strukturdämpfung auf dem Übertragungsweg ab. Im Rahmen des Projekts IMPACT, das von VTT in Espoo (Finnland) organisiert und von mehreren Institutionen, darunter dem Eidgenössischen Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, finanziert wird, wurden Aufprallversuche mit dünnwandigen Projektilen an mehreren Stahlbeton-Versuchskörpern durchgeführt. Auch die dritte Phase des internationalen Benchmark-Projekts IRIS ist diesem Forschungsobjekt gewidmet. Dieses Projekt wird von der OECD NEA (Nuclear Energy Agency) und neben drei weiteren Institutionen ebenfalls vom ENSI finanziert.
Die Zielsetzung bestand darin, den Einfluss des nichtlinearen Strukturverhaltens am Aufprallort auf die induzierten Erschütterungen von Stahlbetonstrukturen und deren Dämpfungsverhalten zu untersuchen. Basierend auf den Testdaten sollte die Qualifikation aktueller Finite-Elemente(FE)-Programme für die numerische Simulation der Schwingungsausbreitung und des Dämpfungsverhaltens einer Stahlbetonstruktur, die nichtlinearen Deformationen infolge des Aufpralls eines deformierbaren Projektils ausgesetzt ist, untersucht werden. In numerischen Simulationen mit FE-Schalenmodellen konnten durch genauere Modellabbildung und Anpassung der Dämpfungsparameter Verbesserungen erzielt werden.

1 Einleitung

Das Forschungsprojekt IMPACT wird von VTT in Espoo (Finnland) organisiert und durchgeführt und vom Eidgenössischen Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI mitfinanziert. Ziel des Projekts ist die Entwicklung experimenteller Daten und Informationen zu

physikalischen Phänomenen, die bei einem Flugzeugaufprall auf eine Stahlbetonstruktur auftreten. Im Rahmen des Projekts wurde eine Reihe von Aufprallversuchen mit deformierbaren Projektilen zur Untersuchung des Einflusses des nichtlinearen Strukturverhaltens am Aufprallort auf die induzierten Erschütterungen von Stahlbetonstrukturen und deren Dämpfungsverhalten durchgeführt. Im Einzelnen besteht diese spezielle Versuchsreihe aus den Tests V0, V1, V2 und V3, vgl. [1]und [2]. Die verschiedenen Versuchskörper wurden jeweils für eine Reihe aufeinanderfolgender Aufpralltests verwendet, siehe Tabelle 1.

Auch in der Phase 3 des Benchmark-Projekts IRIS wurden nach [3] Versuche zur Erschütterungsweiterleitung an einem Stahlbeton-Versuchskörper durchgeführt, der später ein weiteres Mal für den IMPACT-Test V2 genutzt wurde, siehe Tabelle 1. In der Phase A dieses Benchmarks waren nichtlineare dynamische Berechnungen ohne Kenntnis der Versuchsergebnisse durchzuführen. In Phase B wurden im Rahmen von Kalibrierungsberechnungen Modifikationen am Rechenmodell vorgenommen, die auf Verbesserungen bei der numerischen Simulation abzielten, vgl. [4].

Versuchskörper	a_s [cm²/m]	a_v [cm²/m²]	f_c [MPa]	Test	Aufprallgeschwindigkeit [m/s]
V0	5,65	56,5	54,5 (Boden) 46,8 (Wände)	V0A	111,2
				V0B	113,6
				V0C	116,8
V1	5,65	56,5	53,7 (Boden) 47,2 (Wände)	V1A	113,7
				V1B	114,9
				V1C	114,7
				V1D	112,6
				V1E	60,3
				V1F	61,8
IRIS Phase 3	5,65	56,5	47,0 … 62,4	1	91,8
				2	93,5
				3	167
V2 (entspricht IRIS Phase 3)	5,65	56,5	47,0 … 62,4	V2	91,7
V3	5,65	56,5	57,3 (Wände) 57,3	V3A	91,9
				V3B	166,2

Tabelle 1: Charakteristische Daten der IMPACT-Testreihe V und der IRIS-Phase-3-Tests

2 Beschreibung der Aufprallversuche

2.1 Versuchsanlage und Projektile

Mittels der Versuchsanlage bei VTT in Espoo können die einheitlich 50 kg schweren Projektile auf eine maximale Geschwindigkeit von ca. 165 m/s beschleunigt werden. Die

plastisch deformierbaren Projektile bestehen aus Edelstahlrohren (Stahlsorte EN 1.4432) mit einem Durchmesser von 254 mm und einer Wandstärke von 2 mm. Die unterschiedlich langen Projektiltypen besitzen eine 3 mm dicke konvex gekrümmte Abschlusskappe an der Vorderseite und eine ebene Karbonstahlplatte am Ende. Beispielhaft ist in Abbildung 1 der im Test V2 verwendete Projektiltyp nach dem Aufprall dargestellt.

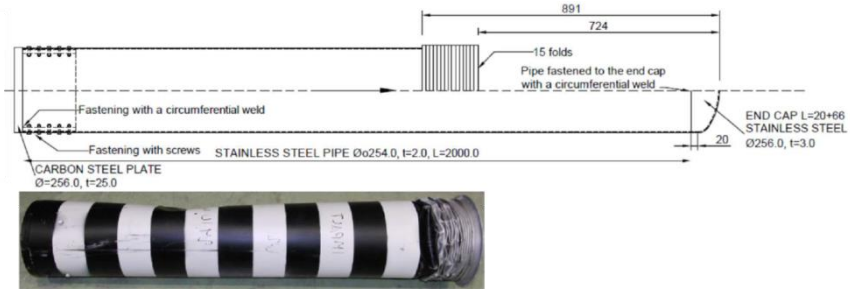


Abbildung 1: Projektil nach Durchführung von Test V2

Die verschiedenen Versuchskörper sind mit einer Messinstrumentierung ausgestattet, die sich aus Kraftmessdosen zur Messung der Auflagerkräfte, Dehnungsmessstreifen zur Überprüfung des Materialverhaltens sowie Verschiebungs- und Beschleunigungssensoren zur Erfassung des Schwingungsverhaltens zusammensetzt.

2.2 TestreiheV0

Der konstruktive Aufbau der Versuchskörper für die Testreihe V unterliegt der Grundidee, damit die Schwingungsweiterleitung vom Aufprallort auf das Gebäude durch die Bodenplatte bis hin zur Position des beschleunigten Bauteils zu simulieren, das den induzierten Erschütterungen standhalten muss (zum Beispiel infolge Flugzeugabsturz auf ein Reaktorgebäude, siehe Abbildung 2).

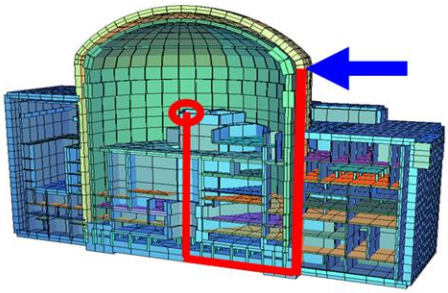


Abbildung 2: Grundvorstellung für einen Versuch zu induzierten Erschütterungen

Dieses Konzept wird im Prinzip durch die Konfiguration des in Abbildung 3 gezeigten Tests V0 realisiert. Die Teststruktur mit den Außenabmessungen eines Würfels mit einer Kantenlänge von 2,0 m besteht aus einer vertikalen Aufprallwand, einer Rückwand und einer diese Wände miteinander verbindenden Bodenplatte, die alle eine Wandstärke von 0,15 m besitzen. Mittels einer Durchstanzbewehrung in der Aufprallzone wird erreicht, dass sich hier nichtlineare Dehnungen ausbilden können. Das Verformungsverhalten von Bodenplatte und Rückwand ist abgesehen von geringfügiger Rissbildung reversibel.

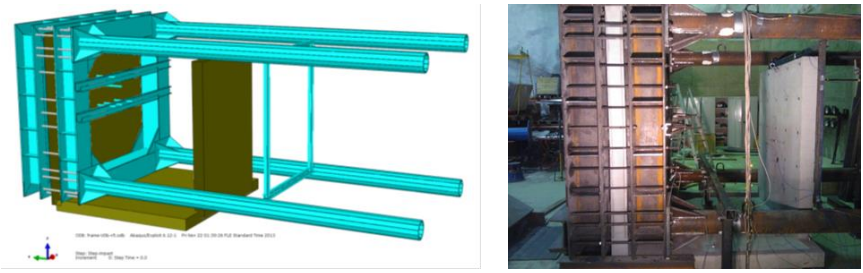


Abbildung 3: Test V0 – Schematische Darstellung und Foto der Versuchsanordnung

2.3 TestreiheV1

Die Struktur des Versuchskörpers für den Test V1 besteht ebenfalls aus einer vertikalen Aufprallwand, einer Rückwand und einer diese Wände miteinander verbindenden Bodenplatte, siehe Abbildung 4. Zwei zusätzliche dreieckige Seitenwände sind so angeordnet, dass sie die Steifigkeit der Aufprallwand und der Bodenplatte verstärken. Die Konstruktion weist wie Test V0 die Außenabmessungen eines Würfels mit einer Kantenlänge von 2,0 m auf. Die Wandstärken betragen 0,15 m für die Vorderwand und die Bodenplatte und 0,25 m für die Rückwand. Der Versuchskörper ruht auf 0,15 m bzw. 0,25 m breiten, 20 mm dicken Elastomerlagermatten an der Vorder- und Hinterkante der Bodenplatte. Er wird am vorderen und hinteren Ende der Bodenplatte horizontal gestützt. Um ein Abheben zu unterbinden, wird die Vorderwand an ihrer Oberseite senkrecht abgestützt.

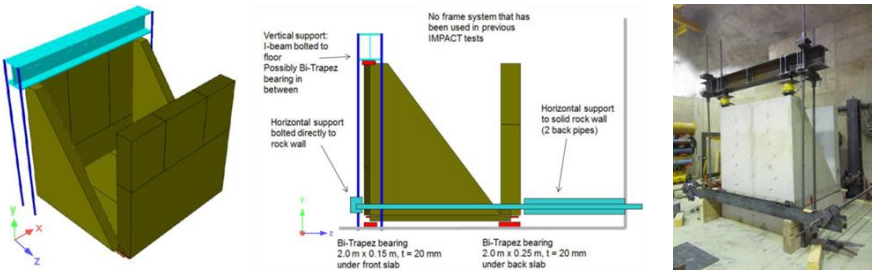


Abbildung 4: Test V1 – Schematische Darstellung der Versuchsanordnung mit Lagerungsbedingungen und Foto des Versuchskörpers

2.4 Testreihen IRIS Phase 3 und V2

Der kastenförmige Versuchskörper für die Testreihen IRIS Phase 3 und V2 besteht aus der vom Projektilaufprall belasteten Vorderwand, einer durch eine Attika nach oben hin verlängerten Rückwand sowie einer Boden- und einer Deckenplatte, siehe Abbildung 5. Mit Ausnahme der Bodenplatte (h = 0,4 m) besitzen alle Bauteile eine Wandstärke von 0,15 m. Diese Bauteile sind vergleichbar bewehrt wie die anderen Versuchskörper. Die Stahlbetonstruktur wird von vier verankerten Sockeln aus Rohrprofilen getragen. An der Innenseite der Rückwand sind zwei Konstruktionselemente zur Simulation von anlagentechnischen Komponenten angebracht, die an den Ankerplatten entweder durch Schweiß- oder durch Schraubverbindungen befestigt sind.

Abbildung 5: IRIS Phase 3 und V2 – Versuchskörper mit Komponenten

2.5 Testreihe V3

Die Struktur des Versuchskörpers für den Test V3 hat die Form eines eingespannten Rahmens, der aus 2,0 m breiten und 2,4 m hohen Vorder- und Rückwänden sowie einer die beiden Wände verbindenden Deckenplatte mit 1,45 m Länge besteht, siehe Abbildung 6. Alle Bauteile haben eine einheitliche Wandstärke von 0,15 m und sind vergleichbar bewehrt wie die anderen Versuchskörper. Die als Auflager dienenden kastenförmigen Stahlblechkonstruktionen nach Abbildung 6 sind mit denselben Ankern befestigt wie der Versuchskörper für die Testreihen IRIS Phase 3 und V2. Die Fußplatten sind mittels angeschweißter Bewehrungsstäbe mit den unteren Enden der Stahlbetonwände verbunden. Die Auflagerkonstruktionen sind mit Felsankern im Boden verankert.

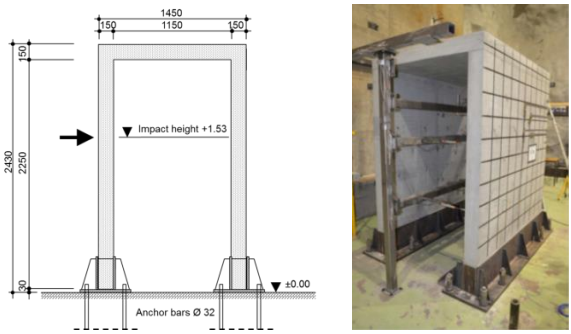


Abbildung 6: Test V3 – Seitenansicht und Foto der Versuchsanordnung

3 Numerische Simulationen

3.1 Rechenmodelle

Das für die nichtlinearen dynamischen Analysen verwendete Finite-Elemente(FE)-Programm SOFiSTiK wurde mit einer Vielzahl numerischer Simulationen von Aufprallversuchen mit Stahlbetonbauteilen verifiziert. Die Versuchskörper werden in den FE-Modellen unter Verwendung von Schalenelementen modelliert, mit denen das Zusammenwirken der Betonmatrix mit den Bewehrungslagen erfasst wird. Das aus der Stahlbetonstruktur, dem mit Stabelementen abgebildeten Stahlrahmen und dessen

Horizontalabstützung bestehende Gesamtsystem des Tests V0 wird mit dem in Abbildung 7 links dargestellten Modell abgebildet. Das Modell für den Test V1 ist mit Angabe der Lagerungsbedingungen in Abbildung 7 Mitte zu sehen. Das Modell für den Test V3 mit den verankerten Auflagerkonstruktionen ist in Abbildung 7 rechts wiedergegeben. Das Modell für die Tests IRIS Phase 3 und V2 ist in Abbildung 8 links dargestellt.

Die Koeffizienten der Rayleigh-Dämpfung wurden für 5 % kritische Dämpfung bei 10 Hz und 1000 Hz berechnet. In dem Diagramm in Abbildung 8 rechts sind die im Projekt IRIS Phase 3 gemessenen Dämpfungsgrade den gemessenen Eigenfrequenzen zugeordnet.

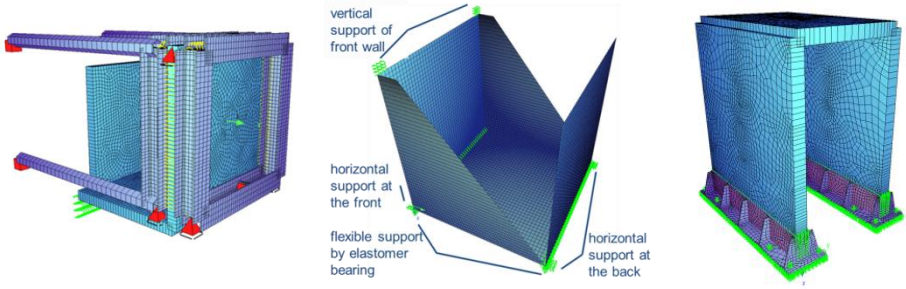


Abbildung 7: FE-Modelle der Tests V0 (links), V1 (Mitte) und V3 (rechts)

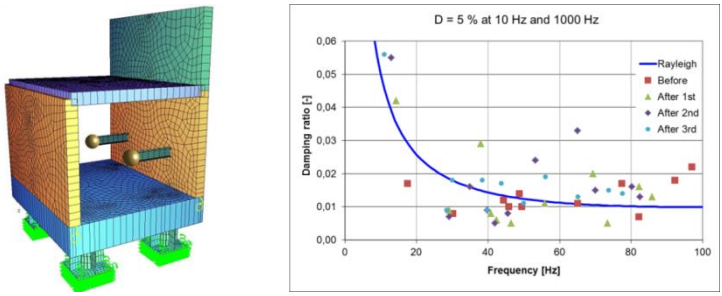


Abbildung 8: FE-Modell IRIS Phase 3 / V2 (links) und Rayleigh-Dämpfung (rechts)

3.2 Einwirkungen

Die Einwirkungen infolge des Projektilaufpralls werden mittels entkoppelter FE-Berechnungen des auf ein starres Ziel auftreffenden Projektils ermittelt. Beispielhaft sind in Abbildung 9 Last-Zeit-Funktionen für Tests mit v = 90 m/s und v = 170 m/s dargestellt.

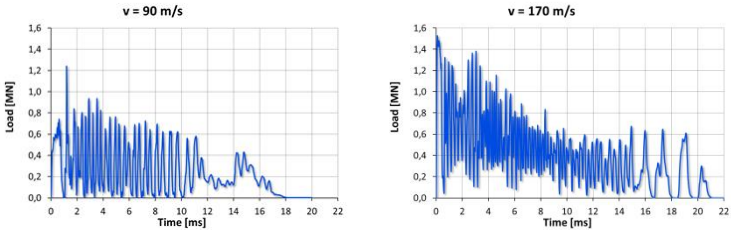


Abbildung 9: Tests IRIS Phase 3, V2 und V3 – Last-Zeit-Funktionen für Projektilaufprall mit v = 90 m/s und v = 170 m/s

3.3 Vergleich von Rechen- und Messergebnissen

Eine wichtige Erkenntnis aus den Testreihen V0 und V1 ist, dass vor allem aufgrund der Lagerungsbedingungen der Versuchskörper unvorhersehbare und rechnerisch schwer erfassbare Einflüsse auf das Schwingungsverhalten entstehen können. So haben die ersten rechnerischen Simulationen für die Testreihe V1 insbesondere hinsichtlich der vertikalen Verschiebungen und Beschleunigungen höhere Amplituden als die Messungen ergeben. Parameteranalysen mit Ausrichtung auf das Abheben des Versuchskörpers vom hinteren Elastomerlager haben gezeigt, dass durch ungewollte Reibung über die hintere horizontale Abstützung zusätzliche Vertikalkräfte übertragen werden.

Basierend auf diesen Erfahrungen bestand die Zielsetzung für die weiteren Versuche zur Untersuchung des Schwingungs- und Dämpfungsverhaltens darin, möglichst einfache Systeme mit klar definierten und im Simulationsmodell eindeutig bestimmbaren Randbedingungen zu entwerfen. Diese Intention wurde mit dem für das Benchmarkprojekt IRIS Phase 3 entwickelten Versuchskörper erfolgreich umgesetzt. Der Vergleich von Rechen- und Messergebnissen beschränkt sich daher auf die damit durchgeführten Versuche. Die Diagramme in Abbildung 10 veranschaulichen die sehr gute numerische Simulation der in den drei aufeinander folgenden Tests gemessenen Ergebnisse für die repräsentativen Verschiebungssensoren D01 (Aufprallpunkt horizontal), D3 (Vorderwand Deckenhöhe horizontal), D7 (Oberkante Attika horizontal) und D10 (Komponente vertikal).

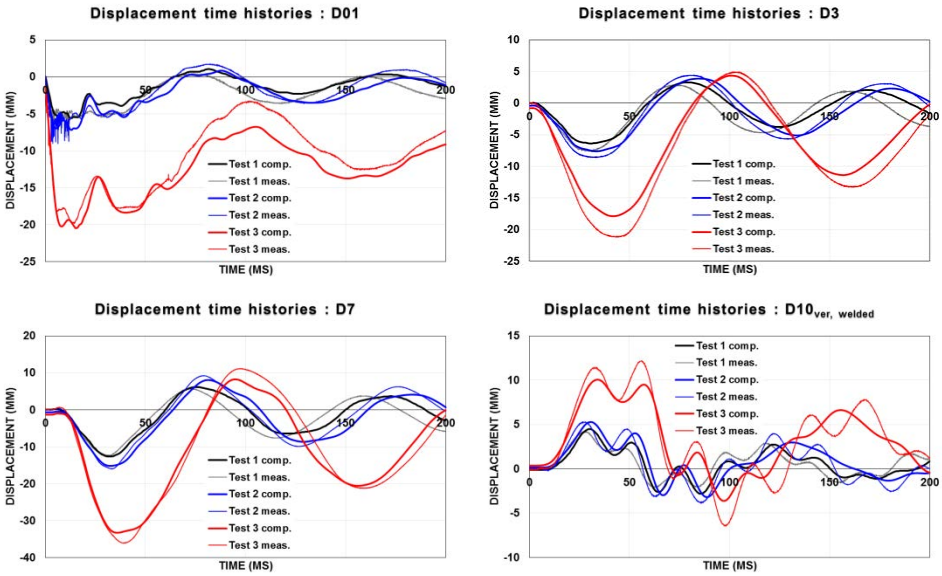


Abbildung 10: Tests IRIS Phase 3 – Verschiebungs-Zeit-Verläufe

Die in Abbildung 11 dargestellten Diagramme enthalten die horizontalen Beschleunigungs- und Verschiebungsantwortspektren am höchsten Punkt des Versuchskörpers (Oberkante Attika). Die Beschleunigungsspektren stimmen unterhalb von 100 Hz gut überein, während Berechnungs- wie auch Messergebnisse bei höheren Frequenzen teilweise zweifelhaft sind. Demgegenüber werden die zugehörigen Verschiebungsspektren in allen Tests sehr gut durch die Analysen wiedergegeben.

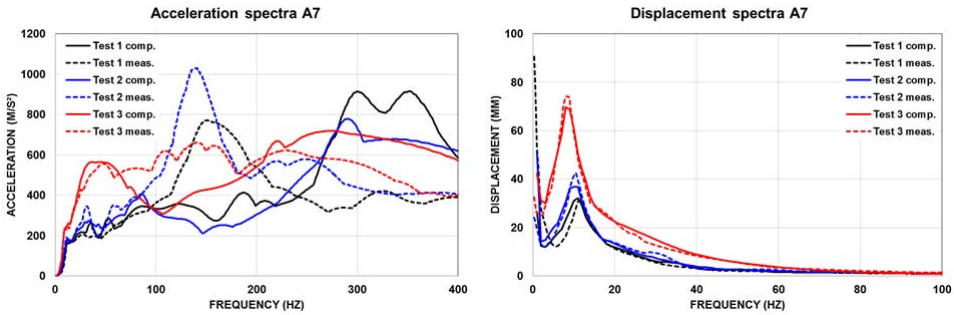


Abbildung 11: Tests IRIS Phase 3 – Beschleunigungs- und Verschiebungsantwortspektren

4 Schlussfolgerungen

Die numerische Simulation des stoßinduzierten Schwingungs- und Dämpfungsverhaltens von nichtlinear beanspruchten Stahlbetonstrukturen mittels FE-Schalenmodellen zeigt mit wenigen Ausnahmen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten. Insbesondere die zeitlichen Verläufe der Verschiebungen stimmen sowohl hinsichtlich der Amplituden als auch in ihren zeitlichen Verläufen gut überein. Diese Bewertung gilt sowohl für die Aufprallzone mit nichtlinearen Dehnungen als auch für die Gesamtstruktur, die sich abgesehen von begrenzter Rissbildung linearelastisch verhält.

Zur Verbesserung der Qualität der Simulation des Schwingungsverhaltens hat neben einer genaueren Detailmodellierung die erfolgreiche Anpassung der Rayleigh-Parameter an die aus den modalen Testdaten abgeleiteten Dämpfungsgrade beigetragen.

Literatur

[1] BORGERHOFF, M., SCHNEEBERGER, C., STANGENBERG, F., ZINN, R. Vibration propagation and damping behaviour of reinforced concrete structures tested within IMPACT III project. In: Transactions, SMiRT-23, Manchester, United Kingdom - August 10-14, 2015.

[2] BORGERHOFF, M., RIESNER, F., SCHNEEBERGER, C., STANGENBERG, F., STADLER, M. Impact induced vibrations of reinforced concrete structures determined by linear and nonlinear analyses of tests performed within IMPACT III project. Transactions, SMiRT-25, Charlotte, NC, USA, August 4-9, 2019.

[3] VEPSÄ, A.; LAMULA, L.; RAUNIO, K. IRIS 3 – Soft impact testing of a reinforced concrete structure. Research report VTT-R-04829-16, VTT Technical Research Centre of Finland Ltd., 2016

[4] BORGERHOFF, M., SCHNEEBERGER, C., STADLER, M. Improvements in numerical simulation of impact induced vibration and damping behaviour of a reinforced concrete structure tested in IRIS phase 3 project. Transactions, SMiRT-25, Charlotte, NC, USA, August 4-9, 2019.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Verhalten von Stahlbetonstrukturen infolge stoßartiger Belastungen

Pascal Distler, Hamid Sadegh-Azar

Institut für Statik und Dynamik, Technische Universität Kaiserslautern

Zusammenfassung: Stoßartige Belastungen, wie der Aufprall von Projektilen, stellen eine große Herausforderung bei der Bemessung von Stahlbetonstrukturen dar. Um ein verifiziertes Analysemodell zur Untersuchung von Impaktbelastungen zu erhalten, wurden diverse FE-Berechnungen auf Grundlage von experimentellen Aufprallversuchen durchgeführt. Zudem wurden innovative, vereinfachte, nichtlineare dynamische Analysemodelle (Mehrmassenschwinger) adaptiert, kalibriert und zur Nachrechnung der Versuche eingesetzt.

1 Einleitung

Dynamische Stoßbelastungen wie der Flugzeugabsturz stellen außergewöhnliche Belastungen und dementsprechend eine große Herausforderung bei der Gestaltung und Bemessung von Bauwerken dar. Insbesondere die Stahlbetonstrukturen von nuklearen oder industriellen Anlagen mit erhöhten Sicherheitsanforderungen müssen diesen dynamischen Lasten standhalten.

Der Aufprall auf eine Stahlbetonstruktur verursacht sowohl lokale als auch globale Schäden an der Struktur. Die lokalen Schadensmechanismen sind in der Regel mit dem Aufprall von harten, nicht verformbaren Komponenten wie der Triebwerkswelle verbunden. Im Falle eines solchen harten Aufpralls sind die Projektil- und die Strukturreaktionen stark gekoppelt und die Quantifizierung der dynamischen Tragfähigkeit von Stahlbeton unter dieser Belastung, stellt eine große Herausforderung dar. Es existieren bereits verschiedene Analysemethoden und -modelle für harte und weiche Aufprallbelastungen. Bereits seit den 1940iger Jahren existieren empirische und semi-empirische Modelle, die zwar mit wenigen Eingangsparametern die Tragfähigkeit vereinfacht berechnen können, deren Anwendungsgrenzen allerdings aufgrund ihres empirischen Charakters stets einzuhalten sind und die Anwendbarkeit somit einschränken. Andererseits werden verifizierte numerische FE-Simulationsmodelle zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlbetonbauwerken eingesetzt. Diese sind allerdings, insbesondere aufgrund des komplexen, nichtlinearen Materialverhaltens von Beton sehr zeitaufwendig, anspruchsvoll und somit nicht immer

praxistauglich. Zur vereinfachten Abschätzung und Berechnung sollen deshalb analytische Berechnungsmodelle dienen, welche die auftretenden Versagensmechanismen physikalisch richtig berücksichtigen.

2 Analytische Berechnungsansätze

2.1 Simulation von verformbaren Stoßvorgängen

Das CEB Model nach Schlüter dient als vereinfachtes Ingenieurmodel und deckt in Kombination mit der Ermittlung des Last-Zeit-Verlaufs nach Riera, die wichtigsten physikalischen Vorgänge bei einem weichen Stoß ab ([1], [8]). Es ermöglicht eine schnelle Berechnung sowie Anpassung der jeweiligen Randbedingungen. Die Stahlbetonplatte wird als Zweimassenschwinger (siehe Abb. 1) mit den folgenden Bewegungsgleichungen (Gl. (1), Gl. (2)) dargestellt.

$$M_1 \cdot \ddot{w}_1 + c_1 \cdot \dot{w}_1 + R_1(w_1) - R_2(u) - c_2 \cdot \dot{u} = 0 \tag{1}$$

$$M_2 \cdot \ddot{w}_2 + c_2 \cdot \dot{u} + c_3 \cdot \dot{w}_2 + R_2(u) - F(t) = 0 \tag{2}$$

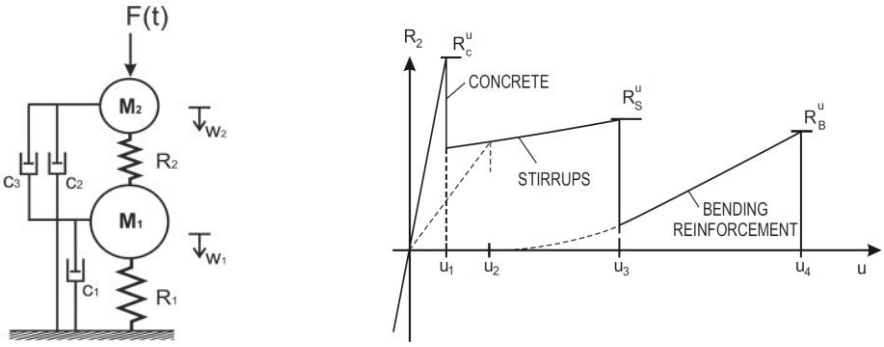


Abbildung 1: CEB Model nach Schlüter und Beschreibung des Widerstand $R_2(u)$ [1]

Nichtlineare Federn ($R_1(w_1)$ und $R_2(u)$) und Dämpfer (c_1 bis c_3) koppeln die beiden Massen M_1 und M_2 des Zweimassenschwingers. M_1 zusammen mit R_1 beschreiben das Verformungsverhalten w_1 der globalen Platte beim Biegen (globales Verhalten) und M_2 mit Feder R_2 stellen den Stanzkegel w_2, relativ zur restlichen Platte ($u=w_2-w_1$) dar. Dämpferelemente werden ebenfalls berücksichtigt, um Energieverluste durch innere Beschädigungen des Betons und die Dübelwirkung der Biegebewehrung zu beschreiben. Während der Simulation ist der angenommene Stanzkegel M_2 zunächst monolithisch mit der Betonplatte verbunden. Der Widerstand R_1 ist als elasto-plastische Feder idealisiert, die das Biegen der Platte beschreibt. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit kommt es, abhängig vom Bewehrungsanteil, zu einer Separation von Stanzkegel (M_2) und Platte (M_1). Der Widerstand $R_2(u)$ besteht aus drei Anteilen, die als drei parallel geschaltete Federn idealisiert werden können und den Beitrag des Betons, der Bügel und der Biegebewehrung beschreiben. Abb. 1 verdeutlicht die drei Komponenten des lokalen Widerstands $R_2(u)$.

2.2 Simulation von harten Stoßvorgängen

Werden nur harte, nicht verformbare Geschosse und Projektile untersucht, sind die Projektil- und die Strukturreaktionen stark gekoppelt, d.h. es ist notwendig deren Wechselwirkung in Verbindung mit der Penetration des Projektils zu berücksichtigen. Im analytischen Modell sollen daher zwei Phasen den Stoßvorgang beschreiben.

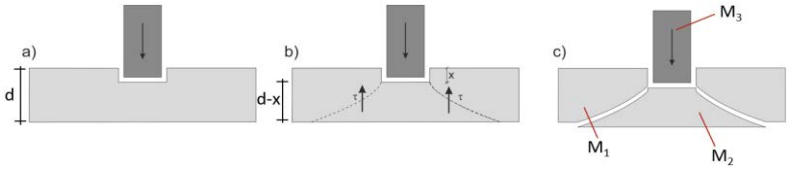


Abbildung 3: Phasen der Penetration

In Phase 1 dringt das Projektil in die Struktur ein (Penetration x_i), wodurch die Plattendicke d in jedem Rechenschritt t_i reduziert wird. Wie durch Gl. 6 gezeigt werden kann, reduziert sich somit auch die Tragfähigkeit des Betons in jedem Zeitschritt. Die benötigte Eindringtiefe x_i in jedem Zeitschritt t_i liefert dabei die NDRC Formel bzw. die „Theory of Penetration" nach Kennedy, in Verbindung mit der Bewegungsgleichung des Projektils (siehe Gl. 7 -9).

$$R_c^u = \left[\left(a + \frac{d - x_i}{\tan(\alpha)}\right)^2 - a^2\right] \cdot \pi \cdot f_{ct} \tag{6}$$

Sobald die Zugspannungen des Betons überschritten werden beginnt Phase 2 und es bildet sich der typische Stanzkegel (siehe Abschnitt 2.1). Zur Berechnung der Masse M_2 des Stanzkegels wird einerseits die Eindringtiefe x_i sowie die Form der Scherbruchzone bestimmt. Untersuchungen am Stanzkegel von Versuchen aus [4], [6] und [7] haben gezeigt, dass die Form des Stanzkegels durch die Projektilgeschwindigkeit und die Plattendicke d signifikant beeinflusst werden kann. Deshalb wird zur Bestimmung der Form des Kegels eine Formfunktion basierend auf einem Eingangsparameter β definiert. Dieser korreliert mit der Projektilgeschwindigkeit und die Plattendicke d. Die Scherbruchzone und der Einfluss des Parameters β sind in Abb. 2 beschrieben.

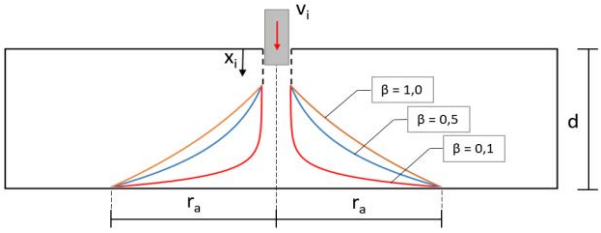


Abbildung 2: Formfunktion für die Bestimmung der Schubbruchzone

Um die Strukturantwort eines harten Stoßes zu bestimmen, ist es wünschenswert, die Eindringtiefe sowie den zeitlichen Verlauf der Stoßkraft oder zumindest die Dauer des Aufpralls zu kennen. Mit Hilfe der "Theory of Penetration", basierend auf Kennedy, R.P. und der NDRC Formel [5], kann diese Last-Zeit-Funktion approximiert und die Eindringtiefe x_i in jedem Zeitschritt numerisch berechnet werden. Um den Zeitverlauf der Stoßkraft und die

Impulsdauer zu erhalten, ist es notwendig, die Bewegungsgleichung während des Aufpralls, Gl. (7) zusammen mit der in Gl. (8) definierten Stoßkraftbeziehung numerisch zu lösen und zu integrieren. Die Bewegungsgleichung für das auftreffende Projektil zu jedem Zeitpunkt t_i ist in Gl. (7) angegeben.

$$M \cdot \frac{d^2 x_i}{dt_i} = M \cdot \frac{v_i dv_i}{dx_i} = F_i \tag{7}$$

$$F_i = \frac{231{,}2}{N} \cdot \sqrt{f_c \cdot 1000} \cdot D^{0{,}8} \cdot v_i^{0{,}2} \cdot g_{x_i} \tag{8}$$

$$g_{z_i} = \begin{cases} \left(\frac{x_i}{2d}\right), \; f\ddot{u}r \frac{x_i}{d} \leq 2{,}0 \\ (1{,}0), \; f\ddot{u}r \frac{x_i}{d} \geq 2{,}0 \end{cases} \tag{9}$$

Dabei ist v_i die aktuelle Geschwindigkeit, d die Plattendicke, D der Projektildurchmesser und Fi die Gesamtaufprallkraft zum Zeitpunkt t_i. N ist ein Nasenfaktor für die Projektile. Für eine flache Projektilspitzen ist N=0,72, für eine Stumpfe 0,82, für ein Kugelende 1,00 und 1,14 für eine sehr scharfe Nasenform.

2.3 Auswertung ausgewählter Aufprallversuche

Um die analytischen Modelle näher zu untersuchen, wurden die Messdaten und die Ergebnisse von verifizierten numerischen FE-Simulationen gegenübergestellt. Die dazu verwendeten Aufpralltests fanden am Versuchstand der WTD in Meppen, am Technical Research Center of Finnland (VTT) sowie in Winfrith im Rahmen der 1980 durchgeführten UKAEA Testreihe, statt. Ausführliche Informationen zu den entsprechenden Versuchen, Testaufbauten und Ergebnissen werden in [2], [4], [6] und [7] präsentiert.

Abmessungen	VTT B1 (soft)	Meppen II/5 (soft)	VTT P2 (hard)	UKAEA 078 (hard)
Dicke d (m)	0,70	0,70	0,25	0,246
Stützweite (m)	2,1 x 2,1	5,4 x 5,4	2,1 x 2,1	1,15 x 1,15
Biegebewehrung	Vorderseite 5,3 cm²/m	Vorderseite 27,3 cm²/m	Vorderseite 8,7 cm²/m	Vorderseite 3,0 cm²/m
	Rückseite 5,3 cm²/m	Rückseite 53,6 cm²/m	Rückseite 8,7 cm²/m	Rückseite 3,0 cm²/m
Bügelbewehrung	50,0 cm²/m	12,6 cm²/m	keine	keine
Dämpfung (%)	C1=10 C2=1,0 C3=0,5	C1=10 C2=1,0 C3=0,5	C1=10 C2=1,0 C3=0,5	C1=10 C2=1,0 C3=0,5
Auflagerung	rechteckig, gelenkig	rechteckig, gelenkig	rechteckig, gelenkig	kreisförmig, gelenkig

Tabelle 1: Versuchsparameter der untersuchten Aufprallversuche

Alle Versuchsplatten sowie zugehörigen Projektile wurden in einem 3D-Model diskret modelliert und mit dem LS-DYNA Solver smp d R11.0.0. simuliert. Für die mit Solid-Elementen modellierten Betonplatten wurde das Materialmodell RHT genutzt und für die jeweiligen Betonfestigkeiten kalibriert ([2], [3] und [10]). Für die Beam-Elemente der Bewehrung und die Shell-Elemente des Projektilstahls kam das Materialmodell Piecewise_Linear_Plasticity zum Einsatz. Kontaktbeziehungen, insbesondere zwischen

Projektil und Betonkörper wurden mittels Eroding_Nodes_to_Surface Kontakten hergestellt [11]. Die Auswertung erfolgt mittels plastischen Dehnungen. Diese Skalierung gilt für alle Versuchsplatten (siehe Abb. 5).

2.3.1 Verformbare Aufprallversuche

Die berechneten Last-Zeit-Funktionen (LZF) der Versuche Meppen II/5 und VTT B1 werden in Abb.4 dargestellt. Dabei wurde die in LS-DYNA berechnete Kontaktkraft zwischen Projektil und Zielkörper der Methode nach Riera gegenübergestellt. Die Integration der Kurven resultiert im Impuls des Aufpralls. Dieser korreliert sehr gut zwischen den beiden Methoden Riera und FE.

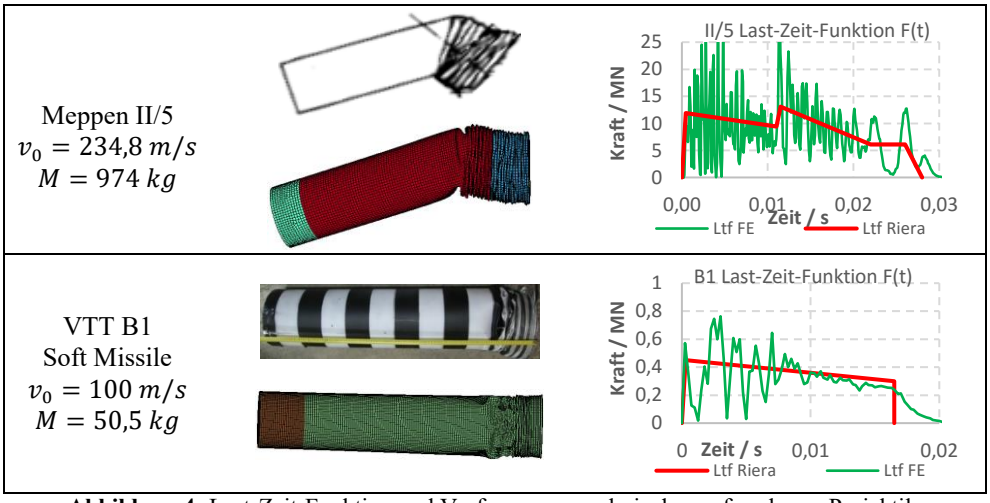


Abbildung 4: Last-Zeit-Funktion und Verformungsergebnis der verformbaren Projektile

In Abb. 5 sind die Verschiebungsverläufe der Massen M_1 und M_2 des CEB Modells im Vergleich zu den Messdaten für rückseitige Plattenverschiebungen der Versuche II/5 und VTT B1 dargestellt. Die Eingabeparameter sowie die Daten der weitestgehend mittig platzierten Messstellen wurden aus den technischen Berichten des Forschungsvorhabens RS 467 sowie dem Vorhaben IRIS2010 bzw. 2012 entnommen [4], [6] und [7].

Bei dem Versuch VTT B1 traten im Experiment leichte Diagonalrisse auf, ansonsten gab es keine größeren Schädigungen. In Abb. 5 zeigt das CEB Modell ebenfalls keine Verschiebung zwischen M_1 und M_2 ($w_1 = w_2$) und somit eine aktive Bügelfeder (kein Stanzwinkel entsteht). Die Verschiebungszeitverläufe im Bereich des Plattenmittelpunktes stimmen mit dem Experiment sowie der numerischen Simulation gut überein, insbesondere die Maximalverschiebung und die Schwingfrequenz.

Im Meppener Versuch II/5 wird eine wesentlich größere Schädigung hervorgerufen. Aufgrund der dokumentierten Rissbilder wurde hier ein Stanzwinkel von $\alpha = 50°$ angenommen. Die Ergebnisse der Simulation stimmen mit den experimentellen Schadensbildern sehr gut überein. Da alle relevanten Messaufnehmer beim Aufprall zerstört wurden, erfolgt hier nur der Vergleich mit den Simulationsergebnissen. Der Verschiebungszeitverlauf des CEB Models zeigt eine große Verschiebung der verbleibenden

Platte zum lokalen Durchstanzbereich und erfasst die Schadensklasse somit ebenfalls richtig. Die Betonfeder wurde hier zerstört und ein Stanzkegel ist deutlich ausgeprägt.

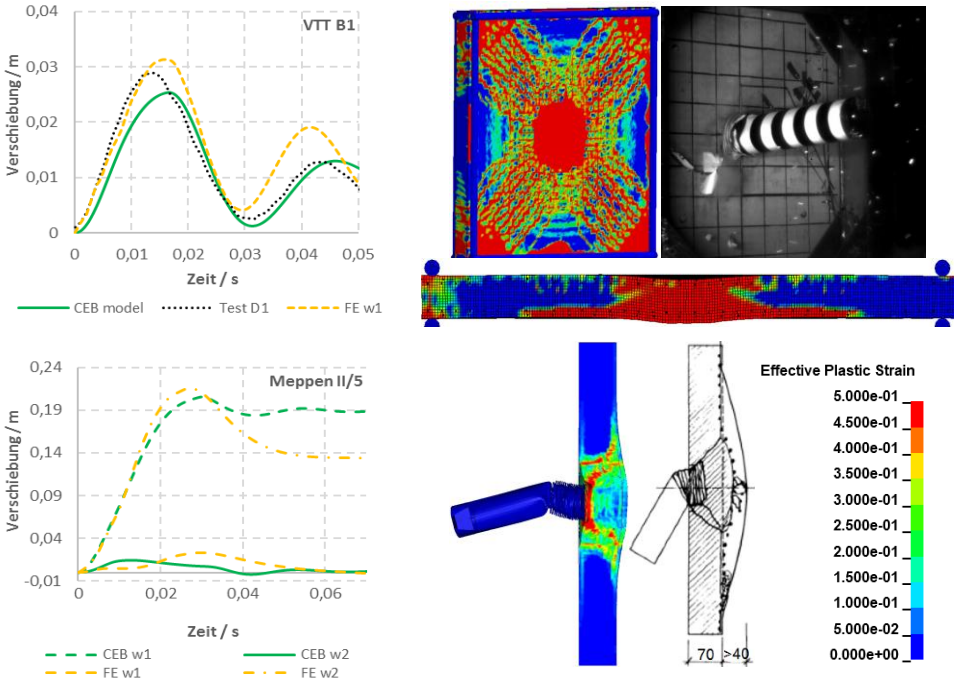


Abbildung 5: Vergleich der Berechnungen mit den Messdaten

2.3.2 Harte Aufprallversuche

Für die beiden Versuche VTT P2 und UKAEA 078 wurde der in Abschnitt 2.2 beschriebene NDRC-Ansatz zur Abschätzung der LZF genutzt (siehe Abb. 6)

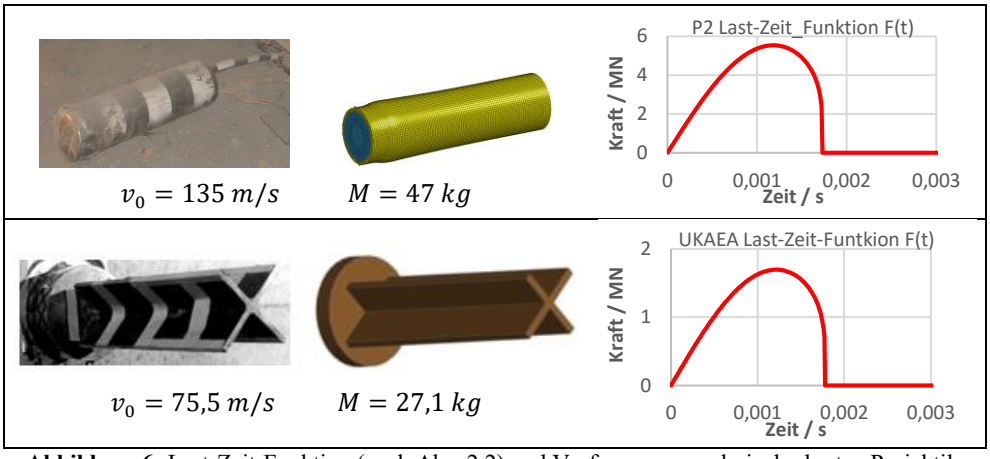


Abbildung 6: Last-Zeit-Funktion (nach Abs. 2.2) und Verformungsergebnis der harten Projektile

Bei Test P2 gab es eine Perforation. Die experimentellen Aufnahmen sowie die FE-Simulationen zeigen dabei sehr gute Übereinstimmungen. Aufgrund der großen Schädigungen auf der Plattenrückseite wird zur Auswertung der Verschiebungen die Messaufnehmer auf der Vorderseite genutzt. Die Messstelle D2 zur Erfassung des Biegeverhaltens, d.h. Masse M_1 liegt 23 cm über dem Plattenmittelpunkt. Die Verschiebungsverläufe des analytischen Modells und den experimentellen Sensordaten korrelieren sehr gut, auch wenn die Frequenz der Platte leicht unterschätzt wird. Die Perforation im CEB Modell ist an der Verschiebung w_2 zu erkennen, die gegen unendlich verläuft. Die Verschiebungen der FE Simulation zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung in der maximalen Verformung, wobei das Nachschwingverhalten zu stark gedämpft wird.

Test 078 zeigt Abplatzungen auf der Rückseite, welche vom Simulationsmodell sehr gut erfasst werden. Auch die experimentell ermittelte Eindringtiefe von 20 cm stimmt überein. Das analytische Modell kann die Schadensklasse ebenfalls richtig vorhersagen. Die Differenz zwischen w_1 und w_2 bestätigt die zerstörte Bügelfeder. Da alle Messaufnehmer im lokalen Stanzkegelbereich zerstört wurden, erfolgt hier der Vergleich mit den Simulationsergebnissen. Dabei überschätzt das analytische Modell die maximale Verschiebung leicht.

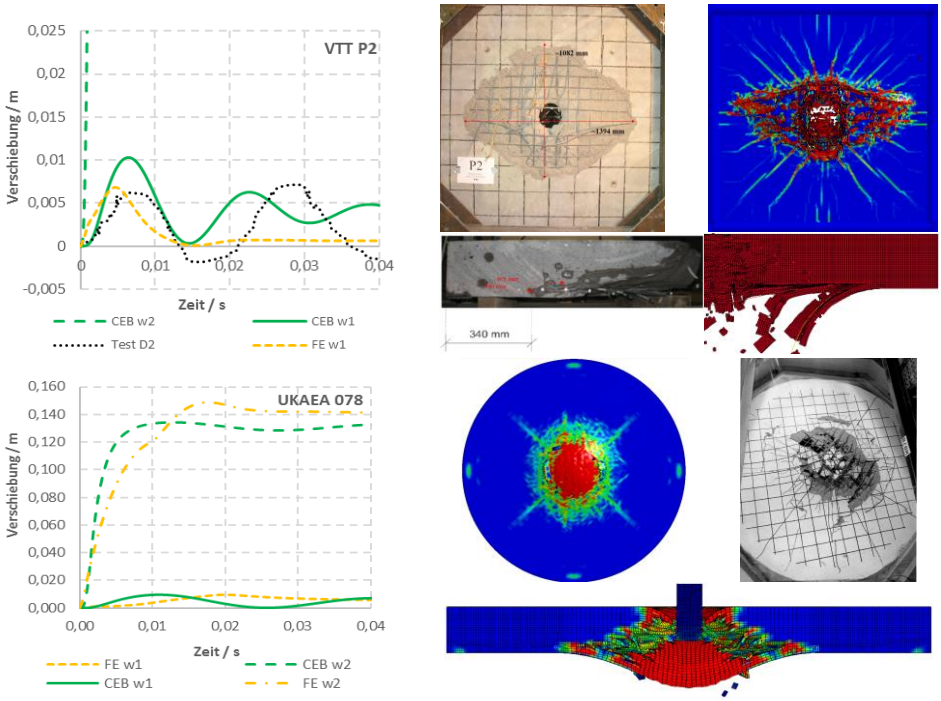


Abbildung 7: Vergleich der Berechnungen mit den Messdaten harte Stöße

3 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden vereinfachte analytische und numerische Simulationsmodelle untersucht, um das Schädigungsverhalten von weichen und harten Stößen zu beschreiben.

Eine gute Übereinstimmung konnte im Verschiebungsverlauf und in der Vorhersage der Schadensklasse gefunden werden. Zur Verifikation wurden Versuchsergebnisse aus Meppen, dem VTT und der UKAEA verwendet. Es wurde festgestellt, dass sowohl das CEB-Modell als auch das weiterentwickelte Modell für den harten Aufprall das wesentliche Verhalten des der Stahlbetonplatten beschreiben kann. Der Vergleich zwischen analytischem Modell, FE-Simulationen und Messdatden zeigt gute Übereinstimmungen. Ein Vorteil der analytischen Modelle ist die schnelle Anwendbarkeit, so dass Parameterstudien einfach durchgeführt werden können und dass sie komplexe Verfahren ergänzen. Es ist zu beachten, dass einzelne Eingangsparameter wie Stanzwinkel und Dämpfung angenommen. Eine genauere Untersuchung hinsichtlich der LZF ist insbesondere aufgrund ihres semi-empirischen Charakters (NDRC-Formel), erforderlich.

Die hier vorgestellten Untersuchungen werden durch das vom BMWI geförderte deutsche Reaktorsicherheitsforschungsprogramm unterstützt.

Literatur

[1] CEB: Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. Bulletin d'Information no. 187, Comite Euro-International du Beton, Lausanne, 1988

[2] Heckötter, C., Vepsä, A.: Experimental investigation and numerical analyses of reinforced concrete structures subjected to external missile impact. Progress. In: Nuclear Energy, Article in Press, Elsevier Ltd. Amsterdam. Netherlands, 2015

[3] Heckötter, C., Sievers, J.: Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Berücksichtigung komplexer Lastannahmen bei hochdynamischen Einwirkungen auf Stahlbetonstrukturen. In: GRS-410, ISBN 978-3-944161-92-1, 2016

[4] HOCHTIEF AG: Kinetische Grenztragfähigkeit von Stahlbetonplatten, BMFT Forschungsvorhaben 1500408/ RS 467 (Meppener Versuche Teil II), 1984

[5] Kennedy, R. P.: A Review of Procedures for the Analysis and Design of Concrete Structures to Resist Missile Impact Effects. In: Nuclear Engineering and Design. Vol. 37. No. 2, 1976

[6] Nuclear Energy Agency: Improving Robustness Assessment Methodologies for Structures Impacted by Missiles (IRIS_2010). In: Report NEA/CSNI/R(2011)8, 2012

[7] Nuclear Energy Agency: Improving Robustness Assessment Methodologies for Structures Impacted by Missiles (IRIS_2012). In: Report NEA/CSNI/R(2014)5, 2014

[8] Riera, J. D.: On the Stress Analysis of Structures Subjected to Aircraft Impact Forces. In: Nuclear Engineering and Design, Vol 8. pp. 415–426, 1968

[9] Schlüter, F. H.: Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung – Flugzeugabsturz. In: PhD thesis, University of Karlsruhe, Germany, 1987

[10] Heckötter, C., Sievers, J.: Comparison oft he RHT Concrete Material Model in LS-Dyna and Ansys Autodyn. In: 11th European LS-DYNA Conference, Austria, 2017

[11] Livemore Software Technology Corporation (LSTC): LS-DYNA® Keyword User´s Manual. Volume I-III R11, 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Methoden der künstlichen Intelligenz zur Berücksichtigung polymorpher Unschärfe in der nichtlinearen Strukturanalyse

Marc Fina, Patrick Weber, Lukas Panther, Werner Wagner

Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie

Zusammenfassung: Eine wirklichkeitsnahe Tragwerksanalyse kann durch die Berücksichtigung von Unschärfe in den Eingangsdaten erfolgen. Dabei wird der hohe Rechenaufwand in der polymorphen Unschärfemodellierung mithilfe von Ersatzmodellen reduziert. Hierzu werden Interpolationsmodelle wie das Kriging und Methoden der Ausgleichsrechnung wie künstliche neuronale Netze eingesetzt. Deren Anwendung wird anhand von Stabilitätsuntersuchungen imperfekter Zylinderschalen und erdbebenerregten Stockwerkrahmen gezeigt.

1 Methoden der künstlichen Intelligenz in der Baustatik

In letzter Zeit rückt nicht nur in der Politik das Thema der künstlichen Intelligenz (KI) immer mehr in den Fokus. Auch im Bauwesen können KI-Systeme immer vielseitiger eingesetzt werden. Die Hauptgründe dafür sind, dass immer mehr Daten, Speicherkapazitäten und auch Rechenleistung zur Verfügung stehen. Dieser Beitrag beschreibt daher eine Einsatzmöglichkeit von KI-Methoden in der Baustatik, die auch für die Baupraxis in naher Zukunft interessant werden kann. Der Begriff KI umfasst viele unterschiedliche Verfahren. GRUHN gibt in seinem Artikel [4] eine Einordnung der KI und soll hier als Einführung wiedergegeben werden. In der Informationstechnik versteht man unter dem Begriff die Abbildung eines „intelligenten“ Verhaltens durch Computersysteme. Dabei unterscheidet man zwischen „starker KI“ und „schwacher KI“. In der „starken KI“ versucht man menschliche Intelligenz nachzuahmen und sogar zu übertreffen. Das ist aber unter *Science Fiction* einzuordnen und nach heutigem Stand auch noch nicht möglich. Dagegen wird die „schwache KI“ schon in vielen technischen Systemen eingesetzt. Hier wird ein Modell mit Eingangsdaten erlernt. Bezogen auf die Problemstellungen in der Baustatik handelt es sich dabei meist um ein mechanisches Modell bzw. FE-Modell, das durch ein geeignetes KI-Verfahren ersetzt werden soll. Nach dem Lernprozess soll die KI dann in der Lage sein für gewisse Eingangsparameter die FE-Lösung mit erheblich weniger Rechenzeit „vorherzusagen“. Bei den Beispielen in diesem

Beitrag werden die sogenannten Trainingsdaten oder Stützstellen an denen beispielsweise eine FE-Rechnung erforderlich ist noch vom Benutzer vorgegeben. Man spricht hierbei auch von einem überwachten Lernen der KI.

2 Methoden der Metamodellierung

Als Beispiel von KI-Verfahren ist die Strategie der Metamodellierung zu nennen. Ein Metamodell beschreibt eine Vereinfachung eines detaillierten Simulationsmodells und wird daher in der Literatur auch häufig als „Modell eines Modells“ beschrieben [5]. Im Englischen wird deshalb für den Begriff Metamodell (engl.: *metamodel*) auch oft die Übersetzung für ein Ersatzmodell (engl.: *surrogate model*) verwendet. In Abb. 1 ist die Idee der Metamodell-Strategie dargestellt. Das mechanische Modell $\mathcal{M}(\boldsymbol{x})$ stellt eine Abbildung der Eingangsgrö-

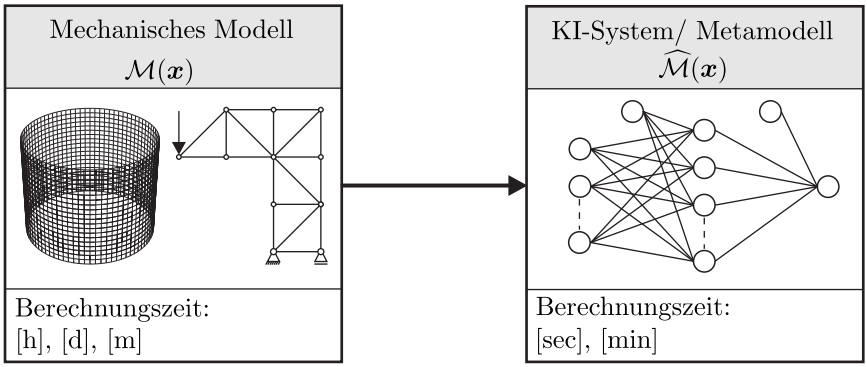


Abbildung 1: Idee der Metamodellierung

ßen in den Ergebnisraum dar:

$$\boldsymbol{x} \in D \subset \mathbb{R}^M \mapsto z = \mathcal{M}(\boldsymbol{x}) \in \mathbb{R}^1 \quad . \tag{1}$$

Dieses wird durch ein Näherungsmodell $\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x})$ ersetzt [8]:

$$\mathcal{M}(\boldsymbol{x}) \approx \widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x}) \quad . \tag{2}$$

Wenn das Metamodell $\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x})$ aufgestellt ist, können nun für beliebige Eingangparameter weitere Ergebnisgrößen ausgewertet werden ohne dafür weitere aufwendige Berechnungen mit dem mechanischen Modell $\mathcal{M}(\boldsymbol{x})$ durchführen zu müssen. Neben dem Vorteil, dass die Auswertung des Metamodells erheblich weniger Rechenzeit kostet, ist durch ein Metamodell nun auch ein funktionaler Zusammenhang zwischen den Eingangs- und Ausgangsgrößen gefunden, um beispielsweise Sensitivitätsanalysen durchzuführen. Zur Erstellung eines geeigneten Ersatzmodells gibt es zahlreiche Methoden. *Künstlich neuronale Netze* (KNN) werden oft in diesem Zusammenhang mit KI in Verbindung gebracht, aber auch *Interpolationspolynome* oder die *Methode der kleinsten Fehlerquadrate* (engl.: *Least Squares Method*, LSQ) beschreibt bereits ein Metamodell. Als eine weitere Methode ist das *Kriging*-Verfahren zu

Metamodell	Form	Parameter
LAGRANGE-Interpolation	$\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x}) = \sum_{i_1=0}^{K} \cdots \sum_{i_M=0}^{K} z_{i_1,\ldots,i_M} \mathcal{L}_{i_1,\ldots,i_M}(\boldsymbol{x})$	$\mathcal{L}(\boldsymbol{x}), z_i$
LSQ	$\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x}) = \sum_{\hat{k}=1}^{(K+1)^M} a_{\hat{k}} \prod_{n=1}^{M} x_{(n)}^{\left[w^{-1}(\hat{k})\right]_n}$	$\boldsymbol{a}$
Kriging	$\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x}) = \boldsymbol{f}^T(\boldsymbol{x})\boldsymbol{\beta} + Z(\boldsymbol{x})$	$\boldsymbol{\theta}, \boldsymbol{\beta}, \sigma_Z^2$
KNN	$\widehat{\mathcal{M}}(\boldsymbol{x}) = \sum_{j=0}^{n_2} w_{1j}^{(3)} \cdot \text{sigmoid}\left(\sum_{k=0}^{M} w_{jk}^{(2)} \cdot x_k\right)$	$\boldsymbol{w}$

Tabelle 1: Übersicht verschiedener Metamodelle und deren Parameter in Anlehnung an [8]

nennen. Die Gleichungen der Metamodelle sind in Tab. 1 aufgelistet. Sind die hierin aufgeführten Parameter der einzelnen Metamodelle bekannt, können damit beliebig viele Lösungen im Definitionsbereich der Eingangsparameter bestimmt werden.

3 Metamodell-Strategie in der polymorphen Unschärfemodellierung

Der Einsatz von Metamodellen ist immer dort sinnvoll, wo viele aufwendige Berechnungen nötig sind. Das ist beispielsweise in der sogenannten polymorphen Unschärfemodellierung nach GRAF ET AL. [3] der Fall. Die Definition der Eingangsparameter mit verschiedenen Unschärfemodellen ermöglicht die Berücksichtigung aleatorischer und epistemischer Unsicherheiten. Aleatorische Unsicherheiten stehen für natürlicher Variabilität und können mit den herkömmlichen Methoden der Stochastik beschrieben werden. Epistemische Unsicherheiten entstehen infolge unvollständigem Wissen, z.B. einer zu geringen Stichprobenanzahl oder Messungenauigkeiten. Diese können u.a. mit Fuzzy-Variablen beschrieben werden. Die Abb. 2 zeigt den Rahmen einer solchen Modellierung. Zur Beschreibung von „Ungewissheiten“ oder besser von „Unschärfen“ eines Modells können die Eingangsparameter als Zufallsvariablen oder als Fuzzy-Variablen definiert werden. Die Unschärfe wird dann in das gewünschte Ergebnis wie z.B. Verschiebungen oder Schnittgrößen eines Tragwerks übertragen. Um stochastische oder Fuzzy-Ergebnisgrößen zu erhalten, sind dabei viele Auswertungen des Modells nötig. An dieser Stelle bietet sich die Verwendung der KI-Methoden an. Speziell in der Unschärfemodellierung muss die α-Level Optimierung gelöst werden. Hierzu wird das Metamodell, wie in Abb. 3 dargestellt, auf dem Support der Fuzzy-Eingangsvariablen aufgestellt. Ein weiterer Rechenaufwand entsteht beispielsweise auch durch eine Sensitivitätsanalyse. Diese ist vor allem für den planenden Ingenieur interessant, um Aussagen über den Einfluss der Eingangsparameter auf die „unscharfe“ Ergebnisgröße treffen zu können.

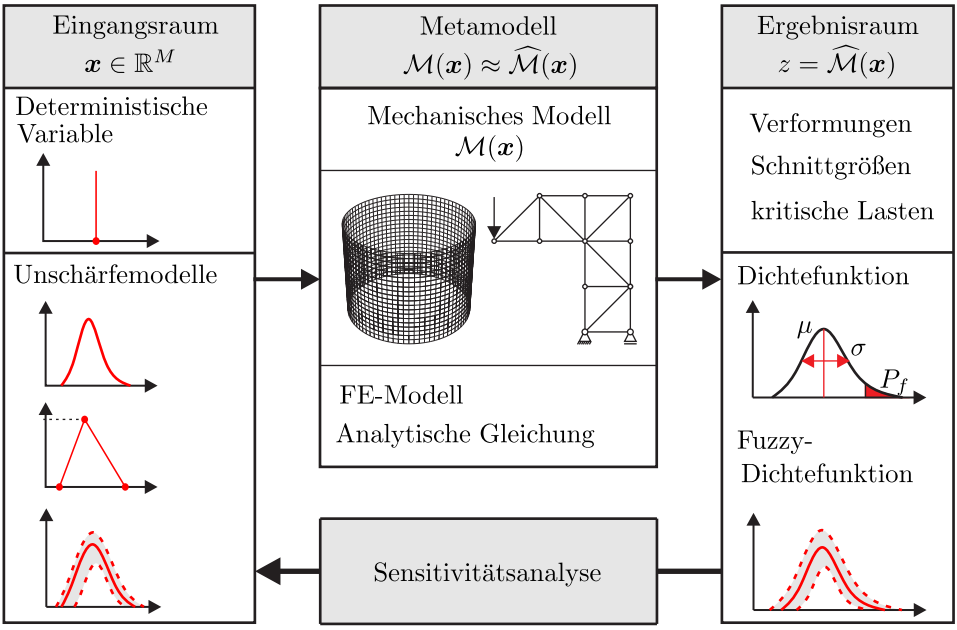


Abbildung 2: Darstellung der Modellierung mit unscharfen Daten

4 Numerische Beispiele

4.1 Stockwerkrahmen unter Erdbebenanregung

Als erstes Beispiel dient ein fiktives dreistöckiges Gebäude aus Stahlbeton unter Erdbebenanregung. Unter Berücksichtigung der Symmetrie wird dabei nur ein Rahmen betrachtet. Weitere Informationen zum Gebäude und der Modellierung als Dreimassenschwinger können aus [7] entnommen werden. In Abb. 4 ist das System inklusive resultierenden Steifigkeits-, Massen- und Fließparametern und weiterer getroffener Annahmen gegeben. Zur Berücksichtigung subjektiver Entscheidungen bei der Modellbildung werden die Steifigkeiten k_i und

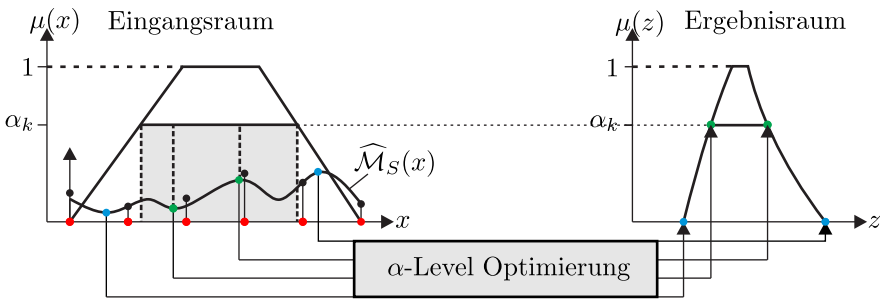
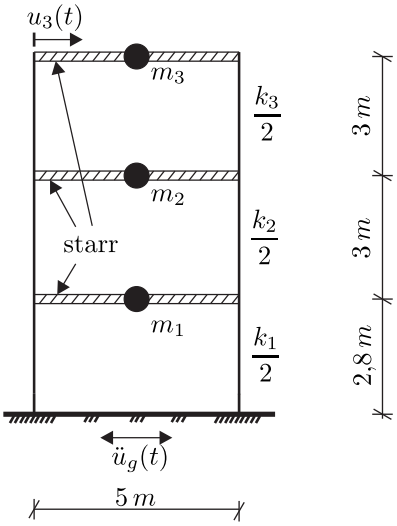


Abbildung 3: Metamodelle für die α-Level Optimierung

Fließgrenzen f_{yi} als epistemische Variablen definiert. Eine besondere Rolle kommt der Mo-



Getroffene Vereinfachungen:

- Dreimassenschwinger
- Linear elastisch - ideal plastisch
- Fließkräfte Annahme
- Erregung in einer Ebene

Stockwerk i	Steifigkeit k_i [kN/m]	Masse m_i [kg]	Fließkraft f_{yi} [kN]
1	4200	10600	16
2	3400	10600	12
3	3400	10300	8

Abbildung 4: Erdbebenerregter Stockwerkrahmen aus Stahlbeton: Dynamisches Modell (links), getroffene Annahmen sowie zugehörige Kennwerte (rechts)

dellierung der Erregung zuteil. Im Rahmen von Unschärfeanalysen benötigt man für ein definiertes Bemessungsszenario eine quasi unerschöpfliche Menge passender Erdbebensignale. Diese werden also praktischerweise synthetisch erzeugt. Die dazu verwendete Methode und deren Hintergrund kann in [9] nachvollzogen werden. Prinzipiell definiert man sich unter Vorgabe von vier Parametern ein Erdbebenszenario, für das beliebig Erdbebensignale simuliert werden können. Diese Parameter sind

- die Art der Verwerfung F ,
- die Magnitude des Erdbebens $M \geq 6{,}0$,
- die Epizentraldistanz $R_{epi} \in [10{,}100]$ km
- und die lokale Scherwellengeschwindigkeit $V_{30} \geq 600$m/s .

Im Beispiel wird dabei eine Aufschiebung (engl.: *reverse fault*) angenommen, sowie ein Erdbeben der Magnitude $M = 8{,}5$. Zur Berücksichtigung epistemischer Unschärfe bezüglich Baugrund und Erdbebenherd werden V_{30} und R_{epi} als Fuzzy Variablen definiert. Ausgewertet wird die zu erwartende maximale Kopfpunktverschiebung des Gebäudes. Das Ergebnis inklusive der definierten unscharfen Eingangsvariablen ist in Abb. 5 dargestellt.

4.2 Kreiszylinderschale mit Imperfektionen

Ein weiteres Beispiel ist die Untersuchung der Stabilitätslast einer geometrisch imperfekten Kreiszylinderschale unter Axialdruck aus [1]. In Abb. 6 sind das zugehörige FE-Modell

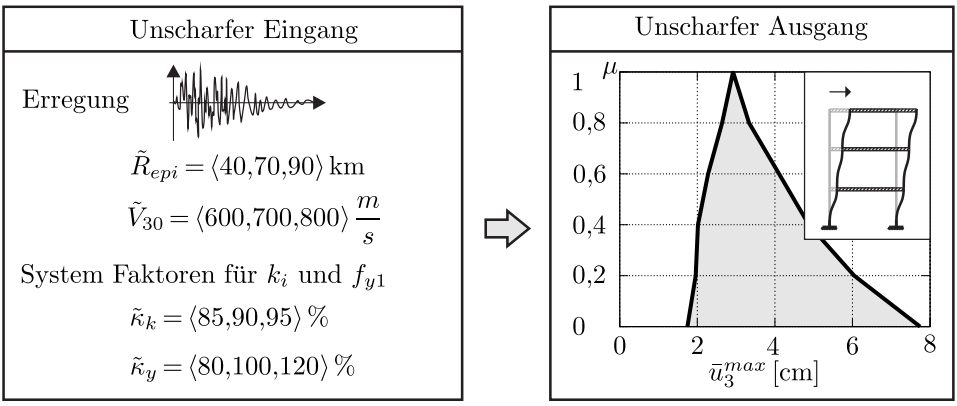


Abbildung 5: Erdbebenerregter Stockwerkrahmen: Unschärfeanalyse und Ergebnis als Fuzzy Mittelwert der maximalen Kopfauslenkung $\tilde{\bar{u}}_3^{max}$

(links) und zwei real gemessene Imperfektionen (rechts) dargestellt, welche als Fourier-Reihen repräsentiert werden können. Für die Darstellung der Imperfektionen als Zufallsfelder

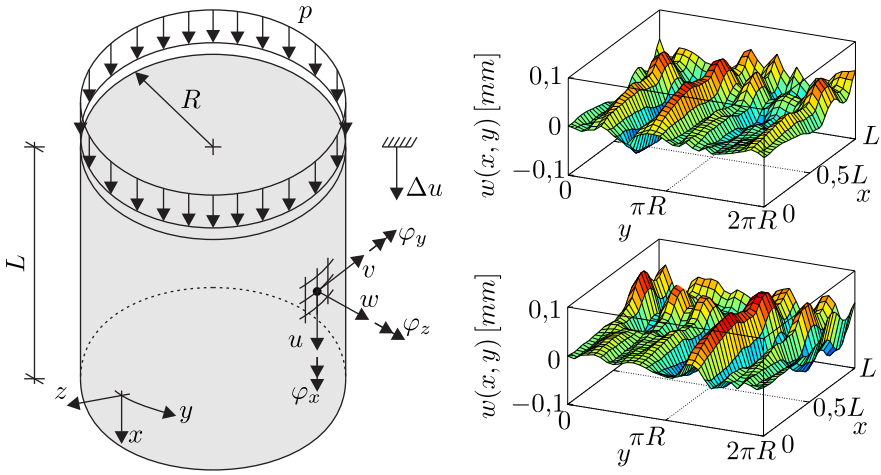


Abbildung 6: FE-Modell (links) und gemessene Imperfektionen (rechts)

dient ein stochastisches Netz mit 80×60 Knoten. Die Gestalt einer Imperfektion beeinflusst maßgebend die Stabilitätslast der Zylinderschale und ist abhängig von der Korrelationsstruktur bzw. den damit verbundenen Korrelationsparametern. Diese werden anhand der gemessenen Imperfektionen ermittelt. Für die numerische Berechnung der Zylinder wird das unscharfe Korrelationsmodell nach [2] verwendet:

$$\tilde{C}(\boldsymbol{\tau}) = \tilde{\sigma}^2 \, \tilde{\rho}(\Delta x) \, \tilde{\rho}(\Delta y) \quad , \tag{3}$$

mit den unscharfen Autokorrelationsfunktionen für Höhen- bzw. Umfangsrichtung des Zylinders:

$$\tilde{\rho}(\Delta x, \tilde{\ell}_{c,h}) = \exp\left(-\frac{\Delta x^2}{\tilde{\ell}_{c,h}}\right) \quad \text{und} \tag{4}$$

$$\tilde{\rho}(\Delta y, \tilde{\ell}_{c,u}, T) = \left(1 - \frac{\Delta y}{\tilde{\ell}_{c,u}}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi\Delta y}{T}\right) \quad . \tag{5}$$

Ausgehend von den gemessenen Imperfektionen findet eine Fuzzifizierung der drei Korrelationsparameter statt, siehe Abb. 7. Diese sind die Varianz σ^2, die Korrelationslänge in Höhenrichtung $\ell_{c,h}$ und die Korrelationslänge in Umfangsrichtung $\ell_{c,u}$. Sie stellen die Fuzzy-Eingangsgrößen für die numerische Berechnung dar. In Abb. 8 (links) zeigt sich eine gu-

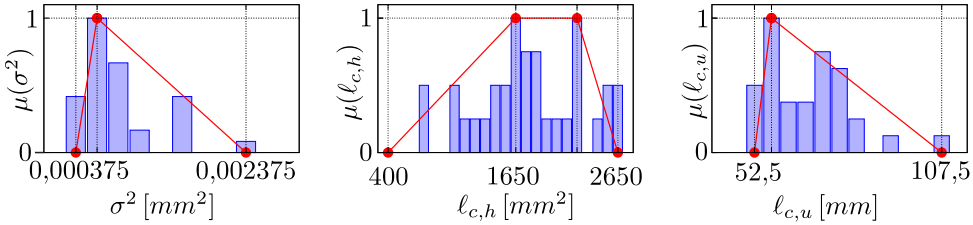


Abbildung 7: Fuzzifizierung des Korrelationsmodells: σ^2, $\ell_{c,h}$ und $\ell_{c,u}$

te Übereinstimmung der Fuzzy-Ergebnisgrößen $\bar{\alpha}_{cr}$ bzw. $\alpha_{cr,0,05}$ und den Ergebnissen der Zylinder mit den gemessenen Imperfektionen. Ein Vergleich der vorgestellten Metamodelle nach Tab. 1 ist in Abb. 8 (rechts) dargestellt. Alle Ersatzmodelle bilden die unscharfen Eingangsgrößen $\tilde{\sigma}^2, \tilde{\ell}_{c,h}, \tilde{\ell}_{c,u}$ ähnlich auf die unscharfe Ergebnisgröße $\bar{\alpha}_{cr}$ ab. Eine Sensiti-

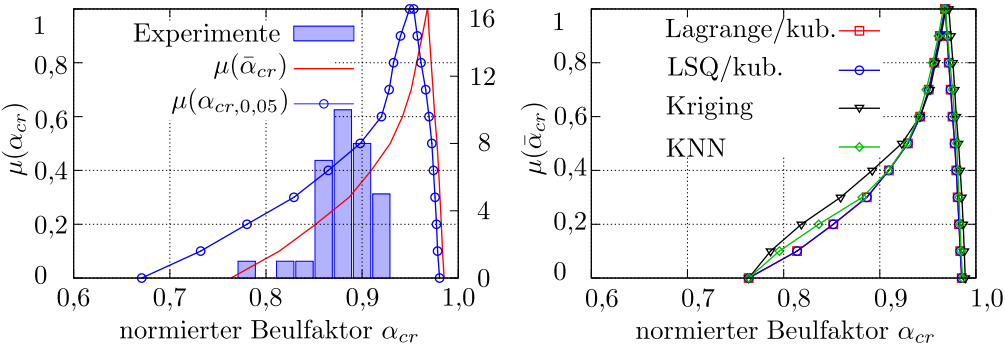


Abbildung 8: Der Mittelwert und 5%-Quantilwert des normierten Beulfaktors als Fuzzy-Ergebnisgröße (links) und Vergleich der Metamodelle am Beispiel Fuzzy-Mittelwert $\bar{\alpha}_{cr}$ (rechts)

vitätsanalyse, wie in [6] beschrieben, zeigt den Einfluss jeder Eingangsvariable auf die Ergebnisgröße. Die Ergebnisse der Sensitivitäten sind in Abb. 9 dargestellt. Die Varianz als auch die Korrelationslänge in Höhenrichtung weisen eine hohe Sensitivität auf, wohingegen die Korrelationslänge in Umfangsrichtung nur eine untergeordnete Rolle spielt.

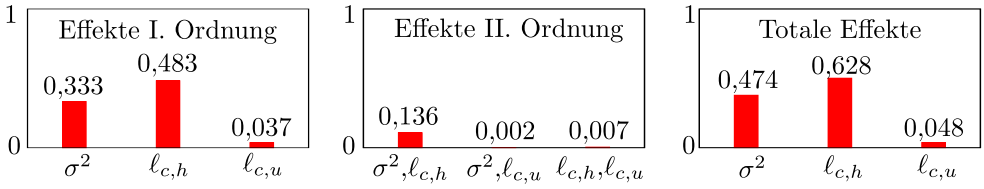


Abbildung 9: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse der drei Fuzzy-Eingangsgrößen

5 Zusammenfassung und Ausblick

Der Beitrag soll zeigen wo Methoden der KI in naher Zukunft auch in der Baupraxis Einzug halten können. Dabei stellt die Suche nach robusten Ersatzmodellen u.a. in der Unschärfemodellierung schon heute ein großes Forschungsfeld dar. Es ist möglich aufwendige numerische Berechnungen durch geeignete Metamodelle zu ersetzen. Allerdings ist es nicht das Ziel den Ingenieur vollständig durch eine KI zu ersetzen. Schon allein für den Lernprozess einer KI werden immer robuste Modelle benötigt, die der Ingenieur bereitstellen muss.

Literatur

[1] DANCY, R. ; JACOBS, D. : *The initial imperfection data bank at the Delft University of Technology: Part II*. 1988

[2] FINA, M. ; WEBER, P. ; WAGNER, W. : Polymorphic uncertainty modeling for the simulation of geometric imperfections in probabilistic design of cylindrical shells. In: *Structural Safety* 82 (2020)

[3] GRAF, W. ; GÖTZ, M. ; KALISKE, M. : Analysis of dynamical processes under consideration of polymorphic uncertainty. In: *Structural Safety* 52 (2015), S. 194–201

[4] GRUHN, V. : *Es gibt nicht die eine künstliche Intelligenz*. Erschienen in Computerwoche online. `http://www.cowo.de/a/3545708`. Version: Jun. 2019

[5] KLEIJNEN, J. P.: *Statistical tools for simulation practitioners*. Dekker, 1987

[6] SOBOL, I. : Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates. In: *Mathematics and Computers in Simulation* 55 (2001), Nr. 1, S. 271–280

[7] STEMPNIEWSKI, L. ; HAAG, B. : *Baudynamik-Praxis*. Beuth Verlag, 2010

[8] SUDRET, B. ; MARELLI, S. ; WIART, J. : Surrogate models for uncertainty quantification: An overview. In: *2017 11th European Conference on Antennas and Propagation (EUCAP)*, 2017, S. 793–797

[9] WEBER, P. ; FINA, M. ; WAGNER, W. : Time Domain Simulation of Earthquake Excited Buildings using a Fuzzy Stochastic Approach. In: *Proceedings of the 29th European Safety and Reliability Conference* (2019)

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Über den Umgang mit versteckten Sicherheiten – Eine Fallstudie am Windlastmodell des Eurocode

Max Teichgräber[a], Jochen Köhler[b], Daniel Straub[a]

[a]*Engineering Risk Analysis Group, Technische Universität München*
[b]*Faculty of Engineering, Norwegian University of Science and Technology*

Zusammenfassung: Neben den beiden expliziten Sicherheitskomponenten (charakteristische und Teilsicherheitsbeiwerte) moderner Normen existiert eine weitere - implizite - Sicherheitskomponente: Versteckte Sicherheit, welche das Resultat konservativer Modellannahmen sind. Bei Verwendung neuer Modelle kann versteckte Sicherheit entfallen, wodurch eine Rekalibrierung der explizierten Sicherheitskomponenten notwendig wird. Dies wird beispielhaft für moderne Windlastmodelle durchgeführt, welche das Windlastmodell des Eurocode ersetzen können.

1 Einleitung

Um die Bemessung zu standardisieren und die Variabilitäten und Unsicherheiten auf Last- und Widerstandsseite abzudecken, wurden Baunormen entwickelt. Seit den 1970er Jahren wurde dafür das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept etabliert [14, 17, 20, 18, 31, 21]. Es basiert auf zwei explizierten Sicherheitskomponenten: Den Teilsicherheitsbeiwerten und den charakteristischen Werten [7]. Die Wahl dieser Sicherheitskomponenten basiert auf Methoden der Normenkalibrierung [27, 19, 3]. Diese Kalibrierung stützt sich unter anderem auf die Last- und Widerstandsmodelle welche die Grundlage der jeweiligen Baunorm bilden. In vielen Fällen sind diese Modelle jedoch konservativ. Dies führt zu einer weiteren impliziten Sicherheitskomponente: Der versteckten Sicherheit.

Die Effekte versteckter Sicherheit sind schwierig zu quantifizieren und wurden in bisherigen Normenkalibrierungen nicht explizit berücksichtigt. Solange von den Standartmodellen der Baunorm nicht abgewichen wird, ist eine explizite Berücksichtigung auch nicht notwendig. Werden allerdings die Standartmodelle durch fortgeschrittene und von der Norm nicht mehr erfasste Modelle ersetzt, kann versteckte Sicherheit entfallen. Dies macht eine Rekalibrierung der expliziten Sicherheitskomponenten notwendig.

In diesem Beitrag untersuchen wir versteckte Sicherheiten am Beispiel des Windlastmodells des Eurocodes, welches fortgeschrittenen Windlastmodellen gegenübergestellt wird. Außerdem führen wir eine Rekalibrierung des Teilsicherheitsbeiwertes für Windlasten bei Anwen-

dung von fortgeschrittenen Windlastmodellen durch und untersuchen die Effekte auf die Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit.

2 Windlastmodell des Eurocode

Die Windlast Q setzt sich laut Eurocode 1 [8] aus vier Komponenten zusammen:

$$Q = Q_b \cdot C_e \cdot C_f \cdot C_{sd} \tag{1}$$

Die vier Faktoren sind der Windgeschwindigkeitsdruck Q_b, der Rauhigkeitsbeiwert C_E (berücksichtigt die Rauigkeit des Umgebungsgeländes und die Höhe des Gebäudes), der Kraftbeiwert C_F (berücksichtigt die Geometrie des Gebäudes) und der Strukturbeiwert C_{sd} (berücksichtigt dynamische Effekte und die Tatsache, dass der Böenwindgeschwindigkeitsdruck nicht gleichzeitig auf der Gesamtfläche des Gebäudes wirkt) [13, 11, 29].

Jede Komponente des Windlastmodells ist eine unsichere Größe. Die Unsicherheiten – welche durch eine probabilistische Beschreibung erfasst werden – können in zwei Arten unterteilt werden: Aleatorische und epistemische Unsicherheiten. Aleatorische Unsicherheiten sind inhärente Unsicherheiten, welche nach heutigem Wissensstand nicht eliminiert werden können. Epistemische Unsicherheiten hingegen können durch zusätzliche Daten, Tests oder verbesserte Modelle reduziert werden. Für die nachfolgenden Berechnungen werden die standardisierten, rein aleatorischen Verteilungen wie in Tabelle 1 (links) angenommen [35, 24]. Der Eurocode schätzt Quantilwerte bzw. Mittelwerte dieser Verteilungen (siehe Tabelle 1 rechts) und berechnet damit die charakteristische Windlast $q_{k,EC}$ zu [8, 29, 24, 10]:

$$q_{k,EC} = q_{b,k,EC} \cdot c_{e,k,EC} \cdot c_{f,k,EC} \cdot c_{sd,k,EC} \tag{2}$$

	Mittelwert	VarK
$Q_b \sim \mathcal{G}$	1	0.25
$C_e \sim \mathcal{LN}$	1	0.15
$C_f \sim \mathcal{G}$	1	0.10
$C_{sd} \sim \mathcal{LN}$	1	0.10

$$q_{b,k,EC} = F^{-1}_{Q_b}(0{,}98)$$
$$c_{e,k,EC} = \mathrm{E}\left[C_e\right]$$
$$c_{f,k,EC} = F^{-1}_{C_f}(0{,}78)$$
$$c_{sd,k,EC} = \mathrm{E}\left[C_{sd}\right]$$

Tabelle 1: Standartisierte aleatorische Verteilungen der Windlastmodellkomponenten (links) und Wahl der charakteristischen Werte (rechts).

3 Versteckten Sicherheit im Windlastmodell des Eurocode

Werden Standartmodelle durch fortgeschrittenere und potentiell genauere Modelle ersetzt, kann dies sowohl positive also auch negative Effekte auf die Zuverlässigkeit haben. Im folgenden erklären wir detailliert am Beispiel der Windlastkomponente Windgeschwindigkeitsdruck, wie diese Effekte durch die Verteilung des relativen Fehlers bei der Schätzung des

charakteristischen Windgeschwindigkeitsdruckes beschrieben werden können. Anschließend geben wir für alle vier Windlastmodellkomponenten die Verteilungen dieser relativen Fehler an. Mit Hilfe dieser Verteilungen und einem Portfolio an repräsentativen Bemessungssituationen untersuchen wir den Effekt auf die Zuverlässigkeit und führen eine Rekalibrierung des Sicherheitskonzeptes durch. Außerdem untersuchen wir die Effekte fortgeschrittener Windlastmodelle auf die Wirtschaftlichkeit.

3.1 Effekte versteckter Sicherheiten am Beispiel des Windgeschwindigkeitsdruckes

Der Eurocode definiert den charakteristischen Windgeschwindigkeitsdruck $q_{b,k,EC}$ als den Wert der mittleren 10 minütigen Windgeschwindigkeitsdrucks auf 10 [m] Höhe bei einer Geländerauigkeit von 0.05 [m], welcher nur in 2 [%] der Fälle überschritten wird. Die nationalen Anhänge verschiedener Länder geben für unterschiedliche Orte verschiedene charakteristische Werte an. Deutschland wird beispielsweise in 4 Windzonen eingeteilt. Innerhalb einer Windzone wird ein konstanter charakteristischer Wert angenommen. Offensichtlich ist dies eine starke Simplifizierung zugunsten einer vereinfachten Bemessung. Abbildung 1 veranschaulicht diese Simplifizierung: Der konstante charakteristische Wert des Eurocode $q_{b,k,EC}$ wird dem charakteristischen Wert $q_{b,k}$ gegenübergestellt, welcher von einer ortsgenauen, rein aleatorischen Verteilung des Windgeschwindigkeitsdruckes Q_b folgt. Da der Windgeschwindigkeitsdruck sich je Ort ändert, ergibt sich durch Integration über alle Orte eine Verteilung des charakteristischen Wertes der rein aleatorischen Verteilung $Q_{b,k}$.

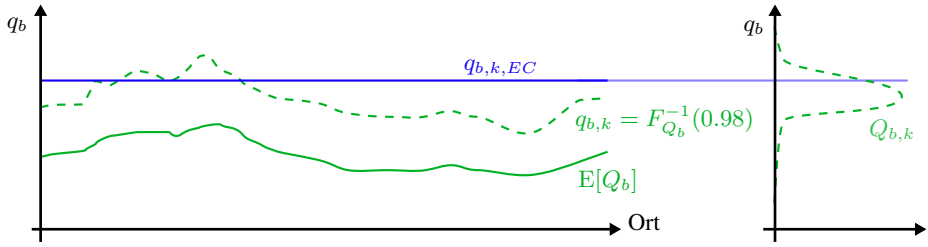


Abbildung 1: Illustration der Verteilung des charakteristischen Wertes $Q_{b,k}$ resultierend aus der rein aleatorischen Verteilung Q_b (grün) und seinem Verhältnis zum charakteristischen Wert des Eurocode $q_{b,k,EC}$ (blau).

Zum besseren Verständnis und für die nachfolgenden Berechnungen ist es sinnvoll alle Werte bzw. Verteilungen in Relation zum charakteristischen Wert der rein aleatorischen Verteilung $q_{b,k}$ zu stellen. Abbildung 2 veranschaulicht diese neue Sichtweise. Außerdem zeigt beispielhaft den charakteristischen Winddruck, welcher durch fortgeschrittene Windlastmodelle bestimmt werden kann (etwa durch die Auswertung ortsaufgelöster Winddaten).

Damit ergibt sich der relative Fehler bei der Schätzung des charakteristischen Windgeschwindigkeitsdruckes durch den Eurocode bzw. fortgeschrittene Windlastmodelle zu:

$$\Theta_{q_{b,k,EC}} = \frac{q_{b,k,EC}}{Q_{b,k}} \qquad \Theta_{q_{b,k,adv}} = \frac{q_{b,k,adv}}{Q_{b,k}} \tag{3}$$

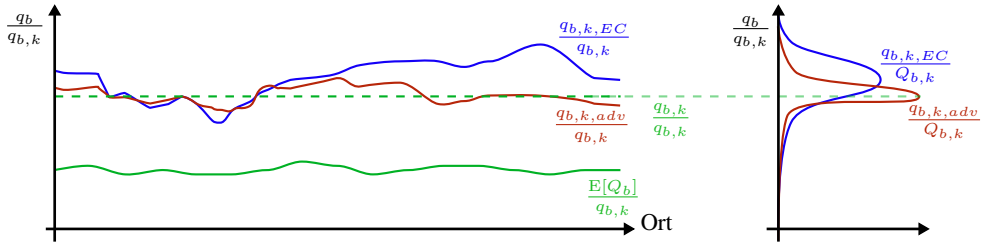


Abbildung 2: Illustration der Ermittlung des charakteristischen Wert nach Eurocode (blau) und einer fortgeschrittenen Windlastmodellen (rot) relativ zum charakteristischen Wertes einer rein aleatorischen Verteilung (grün).

Im Vergleich der Verteilungen dieser Modellfehler lassen sich zwei gegenläufige Effekte auf die Zuverlässigkeit erkennen:

- Die Reduktion epistemischer Unsicherheiten durch fortgeschrittene Modelle führt zu einer geringeren Streuung von $\Theta_{q_{b,k,adv}}$ relativ zur Streuung von $\Theta_{q_{b,k,EC}}$. Dies resultiert in einer **Erhöhung** der Zuverlässigkeit.
- Die Reduktion epistemischer Unsicherheiten reduziert auch den Bias (systematischer Schätzfehler). Wenn $\Theta_{q_{b,k,EC}}$ einen konservativen Bias aufweist, also eine versteckte Sicherheit, so führt dies zu einer **Verringerung** der Zuverlässigkeit.

In der Literatur wird typischerweise die Inverse des oben eingeführten relativen relative Fehlers spezifiziert. Tabelle 2 fasst die Verteilungen dieser relativen Fehler für alle vier Windlastkomponenten zusammen. Hierbei nehmen wir an, dass fortgeschrittene Windlastmodelle ortsaufgelöste Winddaten verwenden und Windkanalversuche durchgeführt wurden. Die Verteilungen wurden mit Hilfe von [12, 35, 16, 9, 22, 36, 28, 1, 33, 8, 23, 15, 26, 25, 5] ermittelt. Eine ausführliche Begründung der gewählten Verteilungen findet sich in [34].

	Mittelwert	VarK
$\Theta^{-1}_{q_{b,k,EC}} \sim \mathcal{LN}$	0.8	0.30
$\Theta^{-1}_{c_{e,k,EC}} \sim \mathcal{LN}$	0.8	0.15
$\Theta^{-1}_{c_{f,k,EC}} \sim \mathcal{LN}$	0.9	0.20
$\Theta^{-1}_{c_{sd,k,EC}} \sim \mathcal{LN}$	1.0	0.15

	Mittelwert	VarK
$\Theta^{-1}_{q_{b,k,adv}} \sim \mathcal{LN}$	1.0	0.10
$\Theta^{-1}_{c_{e,k,adv}} \sim \mathcal{LN}$	1.0	0.05
$\Theta^{-1}_{c_{f,k,adv}} \sim \mathcal{LN}$	1.0	0.15
$\Theta^{-1}_{c_{sd,k,adv}} \sim \mathcal{LN}$	1.0	0.10

Tabelle 2: Verteilung des relativen Fehlers $\frac{\text{Charakteristischer Wert nach rein aleatorischer Verteilung}}{\text{Charakteristischer Wert laut Eurocode}}$ (links) und $\frac{\text{Charakteristischer Wert nach rein aleatorischer Verteilung}}{\text{Charakteristischer Wert laut fortgeschrittenen Windlastmodellen}}$ (rechts).

3.2 Portfolio repräsentativer Bemessungssituationen

Um allgemeine Aussagen über den Einfluss fortgeschrittener Windlastmodelle auf die Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit treffen zu können und um die Allgemeingültigkeit des Eurocodes bei einer Rekalibrierung des Sicherheitskonzeptes aufrecht erhalten zu können,

wenden wir die oben ermittelten Verteilungen auf ein Portfolio an repräsentativen Bemessungssituationen an. Dieses Portfolio wird auch in der derzeitigen Rekalibrierung der lastseitigen Teilsicherheitsbeiwerte des Eurocode verwendet [24]. Das Portfolio besteht aus 120 Bemessungssituationen, welche durch die folgende generische Grenzzustandsfunktion beschrieben werden:

$$g(p,\Theta_{R_i},R_i,G_{S,i},G_P,Q,a_{Q,i},a_G) = p_i \cdot \Theta_{R_i} \cdot R_i - \\ - (1 - a_{Q,i}) \cdot [a_G \cdot G_{S,i} + (1 - a_G) \cdot G_P] - a_{Q,i} \cdot Q \tag{4}$$

Sechs verschiedene Materialien i werden berücksichtigt und nach ihrer relativen Häufigkeit gewichtet. Je Material beschreibt R_i den Widerstand, Θ_{R_i} die Modellunsicherheit des Widerstandsmodells, $G_{S,i}$ das Eigengewicht, Q die Windlast und G_P die ständigen Lasten. Durch die Wahl verschiedener Verhältnisse $a_{Q,i}$ und a_G können verschiedene Bemessungssituationen abgebildet werden. p_i repräsentiert den Bemessungswert (z.B. Querschnittsabmessungen). In Übereinstimmung mit Gleichung „6.10“ des Eurocode 0 [6] berechnet sich p_i zu:

$$p_i = \frac{\gamma_{R_i}}{\theta_{R_i,k} \cdot r_{i,k}} \cdot [(1 - a_{Q,i}) \cdot (a_G \cdot \gamma_S \cdot g_{S_i,k} \\ + (1 - a_G) \cdot \gamma_P \cdot g_{P,k}) + a_{Q,i} \cdot \gamma_Q \cdot q_k] \tag{5}$$

γ_{R_i} ist der Teilsicherheitsbeiwert der Materialeigenschaft R_i, $\gamma_S = 1{,}35$ der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten und $\gamma_Q = 1{,}5$ der Teilsicherheitsbeiwert bezüglich Wind. $\theta_{R_i,k}$, $r_{i,k}$, $g_{S_i,k}$, $g_{P,k}$ und q_k sind die charakteristischen Werte der Modellunsicherheit des Widerstandsmodells, des Widerstandes, des Eigengewichtes, der ständigen Last und des Windes. Für q_k kann entweder eine Verteilung des charakteristischen Wertes nach Eurocode $Q_{k,EC}$ bzw. fortgeschrittener Windlastmodelle $Q_{k,adv}$ eingesetzt werden. Die Verteilungen ergeben sich aus den Verteilungen der relativen Fehler aus Tabelle 2. Eine detaillierte Beschreibung der gewählten Verteilungen findet sich in [24] oder [34].

3.3 Effekte fortgeschrittener Windlastmodelle auf die Wirtschaftlichkeit

Wir ermitteln den Effekt fortgeschrittener Windlastmodelle auf die Wirtschaftlichkeit durch einen relativen Vergleich der Bemessungswerte. Die Bemessungswerte ergeben sich aus Gleichung 5. Bezüglich der Verteilung des Bemessungswertes mittels fortgeschrittener Windlastmodelle unterscheiden wir fünf Fälle. Einen kombinierten Fall in welchem alle vier Windlastkomponenten mittels fortgeschrittenen Modellen ermittelt werden, und vier Fälle, bei denen jeweils nur eine Windlastkomponente mittels fortgeschrittenen Modellen ermittelt wurde. Tabelle 3 zeigt den Effekt fortgeschrittener Methoden auf den Bemessungswert.

3.4 Effekte fortgeschrittener Windlastmodelle auf die Zuverlässigkeit

Mit Hilfe der Verteilung der Bemessungswerte und der generische Grenzzustandsfunktion (Gleichung 4) können die Versagenswahrscheinlichkeiten für eine Bemessung nach Eurocode und eine Bemessung mittels fortgeschrittenen Modellen bestimmt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeiten wurden mit der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (FORM) [32]

Windgeschwindigkeitsdruck	0.80
Rauhigkeitsbeiwert	0.84
Kraftbeiwert	0.92
Strukturbeiwert	1.00
Kombinierter Fall	0.62

Tabelle 3: Verhältnis des über das Gesamtportfolio gebildeten Erwartungswertes des Bemessungswertes bei einer Bemessung nach fortgeschrittenen Windlastmodellen relativ zum Erwartungswert des Bemessungswertes bei einer Bemessung nach Eurocode.

berechnet und mittels Subset Simulation [2, 30] bestätigt. Aus den Versagenswahrscheinlichkeiten $\Pr(F)$ lässt sich der Zuverlässigkeitsindex $\beta = -\Phi^{-1}\left[\Pr(F)\right]$ berechnen, wobei Φ^{-1} die inverse Verteilungsfunktion der Standartnormalverteilung ist. Abbildung 3 zeigt Boxplots der resultierenden Zuverlässigkeitsindizes.

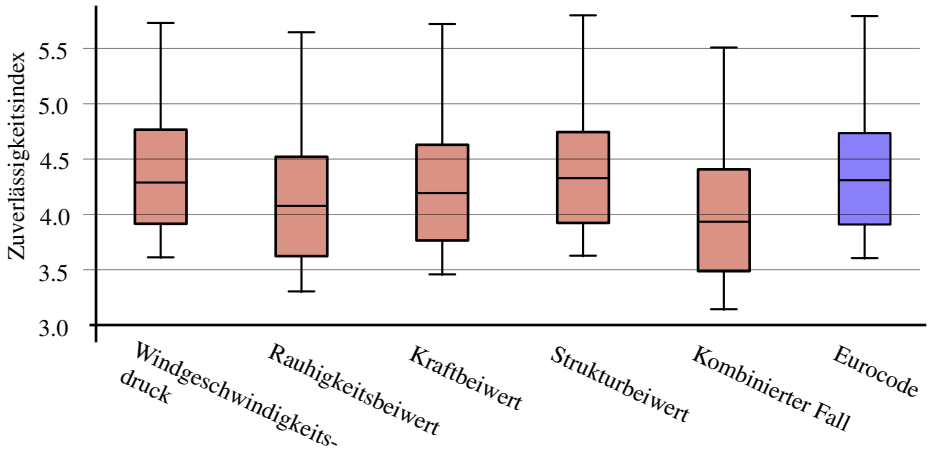


Abbildung 3: Boxplots der Zuverlässigkeitsindizes bei einer Bemessung nach Eurocode (blau) und nach fortgeschrittenen Windlastmodellen (rot).

3.5 Rekalibrierung des Sicherheitskonzeptes

Um den Verlust versteckter Sicherheiten durch fortgeschrittene Windlastmodelle zu kompensieren führen wir eine Rekalibrierung des Teilsicherheitsbeiwertes für Wind ($\gamma_Q = 1{,}5$) durch. Dafür definieren wir die mittlere Versagenswahrscheinlichkeit des Portfolios bei einer Bemessung $P_{EC,i}$ nach Eurocode als Zielversagenswahrscheinlichkeit:

$$\Pr(F)_{TRG} = \mathrm{E}\left[\Pr(F \mid P_{EC,i})\right] = 3 \cdot 10^{-5} \tag{6}$$

Zur Kalibrierung von γ_Q führen wir einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,add}$ ein, welcher zusätzlich zu γ_Q angewendet werden soll. Für den Fall, dass alle vier Windlastkomponenten durch

fortgeschrittene Methoden ermittelt wurden, ermittelt sich $\gamma_{Q,add}$ durch die Lösung folgender Gleichung:

$$\mathrm{E}\left[\Pr(F \mid P_{i,adv}(\gamma_{Q,add}))\right] \stackrel{!}{=} \Pr(F)_{TRG} \tag{7}$$

wobei

$$\begin{aligned} P_{i,adv}(\gamma_{Q,add}) = & \frac{\gamma_{R_i}}{\theta_{R_i,k} \cdot r_{i,k}} \cdot [(1 - a_{Q,i}) \cdot (a_G \cdot \gamma_S \cdot g_{S_i,k} + (1 - a_G) \cdot \gamma_P \cdot g_{P,k}) + \\ & + a_{Q,i} \cdot \gamma_Q \cdot \gamma_{Q,add} \cdot Q_{b,k,adv} \cdot C_{e,k,adv} \cdot C_{f,k,adv} \cdot C_{sd,k,adv}] \end{aligned} \tag{8}$$

Analog ermitteln sich die zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwerte für die vier Fälle bei denen nur eine Windlastkomponente fortgeschritten ermittelt wurde. Tabelle 4 zeigt die resultierenden zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwerte.

Windgeschwindigkeitsdruck	1.01
Rauhigkeitsbeiwert	1.19
Kraftbeiwert	1.06
Strukturbeiwert	0.97
Kombinierter Fall	1.20

Tabelle 4: Zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,add}$ bezüglich jeder Windlastkomponente getrennt und für den kombinierten Fall.

3.6 Effekte der Rekalibrierung

Durch die Einführung von $\gamma_{Q,add}$ ergeben die Bemessungen mittels fortgeschrittener Windlastmodelle die selbe mittlere Versagenswahrscheinlichkeit wie die Bemessungen nach Eurocode. Insofern ist der Effekt auf die Zuverlässigkeit trivial. Die Rekalibrierung ändert allerdings die Bemessungswerte und damit den Effekt im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit. Vergleicht man die Werte aus Tabelle 3 mit den Werten aus Tabelle 5 erkennt man diesen Effekt.

Windgeschwindigkeitsdruck	0.81
Rauhigkeitsbeiwert	0.95
Kraftbeiwert	0.95
Strukturbeiwert	0.97
Kombinierter Fall	0.70

Tabelle 5: Verhältnis des über das Gesamtportfolio gebildeten Erwartungswertes des Bemessungswertes nach einer fortgeschrittenen Bemessung bei Anwendung von $\gamma_{Q,add}$ relativ zum Erwartungswert des Bemessungswertes nach Eurocode.

4 Fazit

Der Austausch von Standardmodellen durch fortgeschrittene und potentiell genauere Modelle kann zwei gegenläufige Effekte auf die Zuverlässigkeit haben: Einerseits beinhalten Standardmodelle typischerweise konservative Annahmen. Wenn diese durch fortgeschrittene und weniger konservative Modelle ersetzt werden, so kann versteckte Sicherheit verloren gehen. Andererseits reduziert der Einsatz fortgeschrittener Modelle typischerweise die Modellunsicherheiten, wodurch sich die Zuverlässigkeit erhöht. Wenn einer der beiden Effekte überwiegt, so sollte das Sicherheitsformat angepasst werden.

In diesem Beitrag wurden versteckte Sicherheiten im Windlastmodell des Eurocode untersucht und fortgeschrittenen Windlastmodellen gegenübergestellt. Auf Basis eines Portfolios an repräsentativen Bemessungssituationen wurde eine Rekalibrierung des Teilsicherheitsbeiwertes bezüglich Wind durchgeführt. Die Rekalibrierung ergab einen Teilsicherheitsbeiwert, welcher bei der Anwendung von fortgeschrittenen Windlastmodellen zusätzlich aufgebracht werden sollte. Obwohl durch die Rekalibrierung das selbe Sicherheitsniveau erreicht werden konnte wie bei einer Bemessung nach Eurocode, konnten die mittleren Bemessungswerte deutlich reduziert werden. Das Resultat sind wirtschaftlichere und nachhaltigere Bauwerke. Vor dem Hintergrund, dass der Bausektor einer der größten Material- und Energieverbraucher ist und für einen großen Anteil der Treibhausgasemissionen verantwortlich ist [4], sollten diese Einsparpotenziale ausgeschöpft werden.

Literatur

[1] ANDERSON, J. D. ; WENDT, J. : *Computational fluid dynamics*. Bd. 206. Springer, 1995

[2] AU, S.-K. ; BECK, J. L.: Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation. In: *Probabilistic engineering mechanics* 16 (2001), Nr. 4, S. 263–277

[3] BARAVALLE, M. : *Risk and Reliability Based Calibration of Structural Design Codes*, Norwegian University of Science and Technology, Diss., 2017

[4] BUILDING, G. A. ; CONSTRUCTION: *Global Status Report: Towards a zero-emission, efficient and resilient buildings and construction sector*. UN-Environmen, 2018

[5] CAMPBELL, J. A.: *Wind engineering research field laboratory site characterization*, Texas Tech University, Diss., 1995

[6] CEN: *Eurocode 0: Basis of structural design*. 2002

[7] CEN: *Eurocode 0: Basis of structural design (Annex C)*. 2002

[8] CEN: *Eurocode 1: Actions on structures –Part 1-4: general actions, Wind actions*. 2005

[9] COLES, S. ; BAWA, J. ; TRENNER, L. ; DORAZIO, P. : *An introduction to statistical modeling of extreme values*. Bd. 208. Springer, 2001

[10] COOK, N. J.: Designers guide to wind loading of building structures: Background, damage survey, wind data, and structural classfication. In: *Building Research Establishment, Department of the Environment* (1985)

[11] DAVENPORT, A. : The relationship of reliability to wind loading. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 13 (1983), Nr. 1-3, S. 3–27

[12] DAVENPORT, A. : Proposed new international (ISO) wind load standard. In: *Second Asia-Pacific Symposium on wind-engineering* (1989)

[13] DAVENPORT, A. G.: The application of statistical concepts to the wind loading of structures. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 19 (1961), Nr. 4, S. 449–472

[14] DITLEVSEN, O. ; MADSEN, H. O.: *Structural reliability methods*. Bd. 178. Wiley New York, 1996

[15] DORA, Y. ; FRANK, B. : Calibration and Uncertainty Analysis for the UC Davis Wind Tunnel Facility. In: *UC Davis Wind Tunnel Calibration Document* (2000)

[16] (DWD), D. W.: *Wind velocity data*. `ftp://ftp-cdc.dwd.de/pub/CDC/observations_germany`, 2018

[17] ELLINGWOOD, B. : *Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures*. Bd. 13. US Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980

[18] ELLINGWOOD, B. ; MACGREGOR, J. G. ; GALAMBOS, T. V. ; CORNELL, C. A.: Probability based load criteria: load factors and load combinations. In: *Journal of the Structural Division* 108 (1982), Nr. 5, S. 978–997

[19] FABER, M. ; SØRENSEN, J. D.: Reliability-Based Code Calibration: The JCSS Approach. In: *9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* Millpress, 2003, S. 927–935

[20] GALAMBOS, T. V. ; ELLINGWOOD, B. ; MACGREGOR, J. G. ; CORNELL, C. A.: Probability based load criteria: Assessment of current design practice. In: *Journal of the Structural Division* 108 (1982), Nr. 5, S. 959–977

[21] GRUSIBAU: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. In: *Herausgegeben vom NA Bauwesen des DIN, Ausschuss Sicherheit von Bauwerken* (1981)

[22] HANSEN, S. O. ; PEDERSEN, M. L. ; SORENSEN, J. : Probability-based calibration of pressure coefficient. In: *14th international conference on wind engineering*, 2015

[23] KELLY, M. ; JØRGENSEN, H. E.: Statistical characterization of roughness uncertainty and impact on wind resource estimation. In: *Wind Energy Science* 2 (2017), Nr. 1, S. 189–209

[24] KÖHLER, J. ; SORENSEN, J. ; BARAVALLE, M. ; STRAUB, D. : Framework for the Reliability-Based Assessment of Load Partial Safety Factors in the Eurocodes. (2017)

[25] LEVITAN, M. L. ; MEHTA, K. C.: Texas Tech field experiments for wind loads part 1 and 2: building and pressure measuring system. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 43 (1992), Nr. 1-3, S. 1565–1576

[26] LONG, F. : *Uncertainties in pressure coefficients derived from full and model scale data*, Texas Tech University, Diss., 2004

[27] MADSEN, H. O. ; KRENK, S. ; LIND, N. C.: *Methods of structural safety*. Courier Corporation, 2006

[28] MEASUREMENT, W. G. i.: *Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement*. Joint Committee for Guides in Metrology, 2008

[29] NIEMANN, H.-J. : The European Wind Loading Code: Background and Regulations. In: *Structures Congress* (2004)

[30] PAPAIOANNOU, I. ; BETZ, W. ; ZWIRGLMAIER, K. ; STRAUB, D. : MCMC algorithms for subset simulation. In: *Probabilistic Engineering Mechanics* 41 (2015), S. 89–103

[31] RACKWITZ, R. : Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. In: *Course Notes, Technische Universität, München (1993–2004)* 102 (2004)

[32] RACKWITZ, R. ; FLESSLER, B. : Structural reliability under combined random load sequences. In: *Computers & Structures* 9 (1978), Nr. 5, S. 489–494

[33] SØRENSEN, N. N. ; BECHMANN, A. ; RÉTHORÉ, P.-E. ; CAVAR, D. ; KELLY, M. C. ; TROEN, I. : How fine is fine enough when doing CFD terrain simulations. In: *European Wind Energy Association (EWEA)* (2012)

[34] TEICHGRÄBER, M. ; KÖHLER, J. ; STRAUB, D. : Hidden safety in structural design codes. In: *submitted to Structural Safety* (2019)

[35] VROUWENVELDER, T. : The JCSS probabilistic model code. In: *Structural Safety* 19 (1997), Nr. 3, S. 245–251

[36] WARDLAW, R. ; MOSS, G. : A standard tall building model for the comparison of simulated natural winds in wind tunnels. In: *CAARC, CC 662m Tech* 25 (1970)

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Mehrschichtwand zum Schutz kerntechnischer Anlagen beim Lastfall Flugzeugabsturz

Viktor Vlaski[1], Dr. Jörg Moersch[1]

[1]*Max Aicher Engineering GmbH, Teisenbergstraße 7, D-83395 Freilassing*

Zusammenfassung: Die Berücksichtigung des Lastfalls Flugzeugabsturz (FLA) wurde beim Bau der ersten und zweiten Generation kerntechnischer Anlagen nur von einzelnen Regulierungsbehörden wie z.B. Deutschland [1] und der Schweiz als Absturz eines Militärflugzeuges vorgeschrieben, während in anderen Ländern, wie z.B. Japan oder Südkorea, der Lastfall FLA keine Beachtung fand. Seit dem 11 September 2001 wird der Lastfall FLA eines Passagierflugzeugs von immer mehr Regulierungsbehörden als fester Bestandteil des Genehmigungsverfahrens festgelegt. Dabei gibt es keine einheitlichen Forderungen in Bezug auf die Eigenschaften des zu berücksichtigenden Passagierflugzeugs. Einzelne Regulierungsbehörden fordern die Berücksichtigung eines A320, während andere sich auf B747 oder auch A380 festlegen.

Kerntechnische Anlagen, die dem Aufprall eines A320 widerstehen können, weisen i. d. R. eine Stärke der Außenwände von 1,80 m aus. Die Erhöhung der Anforderungen auf z.B. einen A380 führt zu erheblichen Problemen bei der Nachweisführung.

Aus diesem Grund hat die Max Aicher Engineering eine Mehrschichtwand (MLWS – Multilayer Wall System) entwickelt, die erhebliche Vorteile für den Lastfall FLA im Vergleich zu einer massiven Wand (MW) bietet. Beim Lastfall Erdbeben verhält sich die MLWS in nahezu identischer Weise wie die MW, während beim Lastfall FLA die Dehnungen im inneren Bereich der MLWS um ein Vielfaches geringer sind als die der MW. Des Weiteren werden von der MLWS hochfrequente induzierte Erschütterungen beim FLA nicht in das Innere des Gebäudes eingeleitet, sondern absorbiert. Die modulare Bauweise der MLWS ermöglicht die Anwendung von MLWS bei Neubauten sowie auch bei der Nachrüstung bestehender Anlagen.

1 Lastfall Flugzeugabsturz

Bei der Bemessung von kerntechnischen Anlagen wird gefordert, dass alle möglichen externen Einwirkungen in Betracht gezogen werden müssen und dass auch bei extremsten Unfallszenarien ein sicheres Herunterfahren der Anlage ohne Freisetzung von Radioaktivität gewährleistet ist. Bei der Entwicklung der ersten zwei Generationen von Kernkraftwerken wurde von einzelnen Regulierungsbehörden der Nachweis für den Lastfall „Absturz eines Militärflugzeugs“ als Bestandteil des Genehmigungsverfahrens für kerntechnische Anlagen vorgeschrieben [1].

Seit dem Anschlag vom 11 September 2001 gelangen immer mehr Regulierungsbehörden zu der Erkenntnis, dass auch der Lastfall Flugzeugabsturz (FLA) eines kommerziellen Flugzeuges in Betracht gezogen werden sollte. Anders als beim FLA eines Militärflugzeugs, existiert für den Lastfall „FLA eines kommerziellen Flugzeugs“ bis heute keine vereinheitlichte oder in Regelungen festgelegte Vorgehensweise und auch keine einheitliche Lastfunktion. Die numerischen Werte der Lastfunktionen für kommerzielle Flugzeuge werden als streng vertraulich betrachtet und von Betreibern kerntechnischer Anlagen sowie Regulierungsbehörden nicht veröffentlicht. In der Regel wird für jede kerntechnische Anlage von der Regulierungsbehörde eine spezifische Vorgabe für den zu berücksichtigenden Flugzeugtypen vorgegeben. Derzeit in Europa gebaute kerntechnische Anlagen sind für den Lastfall Flugzeugabsturz eines A320 ausgelegt. In neuen Ausschreibungen werden die Anforderungen auf Widerstandsfähigkeit gegen B747 oder A380 erhöht.

Gemäß RCC-CW [2] und US NRC [3] wird für den Lastfall Flugzeugabsturz der Nachweis der Verformungskapazitat des Gebäudes gefordert. Dieser gilt als erbracht, wenn folgende Grenzdehnungen / Stauchungen eingehalten werden:

- ε_s^{pl} = 5 % für den Betonstahl
- ε_{cu} = -0,5 % für den Beton

Der Nachweis einer kerntechnischen Anlage für den Lastfall Flugzeugabsturz A320, erfordert gemäß heutigem Stand der Technik monolithische Stahlbetonwände mit einer Wandstärke von 1,80 m. Eine Erhöhung der Anforderungen auf B747 oder A380 würde Wandstärken erfordern, die technologisch und ökonomisch schwer umsetzbar sind.

Ein besonderes Problem stellen beim Lastfall FLA induzierte hochfrequenten Vibrationen dar, die in der Regel im Bereich über 20 Hz die Erdbeben-Bemessungsspektren überschreiten [4]. Eine massive Stahlbetonwand verfügt über keine signifikante Absorptionskapazität in Bezug auf diese hochfrequenten Vibrationen und leitet sie in das Innere der Gebäudestruktur ein, was zu hohen Anforderungen an die Komponenten führt.

Diese Problemstellungen haben zu der Entwicklung einer Mehrschichtwand (MLWS – Multilayer Wall System) durch die Max Aicher Engineering geführt, die erhebliche Vorteile für den Lastfall Flugzeugabsturz im Vergleich zu einer massiven Stahlbetonwand (MW) bietet und für den Lastfall Erdbeben vergleichbare Eigenschaften aufweist.

Die Verformungskapazität der Gebäudestrukturen wird mit der Riera Methode [5], [6], [7] gemäß den Empfehlungen der US NRC [3] und des NEI [8] berechnet. Im vorliegenden Bericht erfolgt dies mit dem Programm LS-DYNA [9] unter Verwendung des Winfrith Concrete Models [10].

2 Massive Wand (MW) beim Lastfall Flugzeugabsturz

Als Referenz wird eine 40 m x 20 m und 1,80 m starke, allseitig eingespannte Wand betrachtet, die von einem A320 getroffen wird (siehe Abbildung 1)

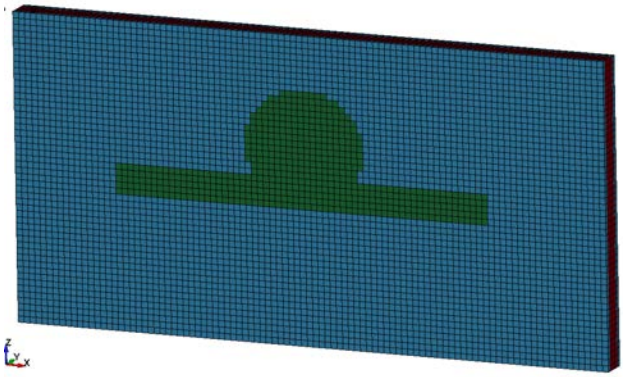
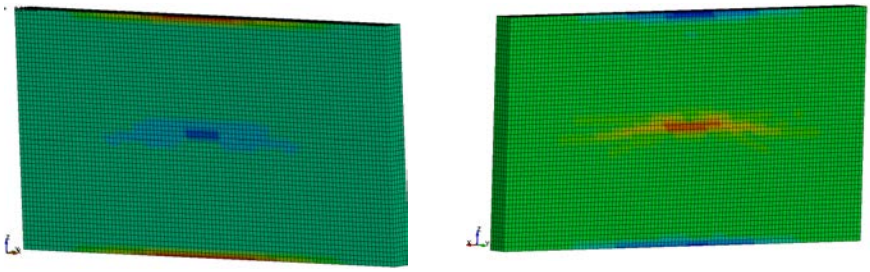


Abbildung 1: Referenz Massive Wand (MW) 40 m x 20 m x 1,8 m

Die maximalen Stauchungen und Dehnungen der massiven Stahlbetonwand sind für den Lastfall „Flugzeugabsturz A320“ in Abbildung 2 dargestellt.



MW max. Stauchung Aufprallseite 1,81 % MW max. Dehnung Innenseite 2,99 %

Abbildung 2: Maximale Stauchungen / Dehnungender Massiven Stahlbetonwand (MW)

Die maximalen Dehnungen im Betonstahl von 2,99 % liegen unter den zulässigen 5 % [2]. Es liegend jedoch keine Reserven für erhöhte Anforderungen vor, z.B. erforderlich für den Aufprall eines A380, dessen Aufprallenergie um ein Vielfaches höher ist als die eines A320.

3 Mehrschichtwand (MLWS) beim Lastfall Flugzeugabsturz

Als Alternative zur massiven Stahlbetonwand wird eine Mehrschichtwand (MLWS), dargestellt in Abbildung 3, betrachtet.

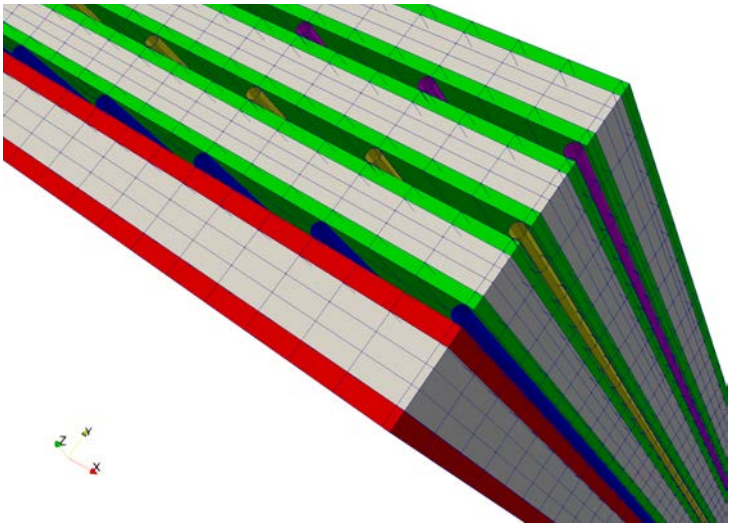


Abbildung 3: Mehrschichtwand (MLWS)

Die hier vorgestellte MLWS besteht aus vier Stahlbetonwänden wobei die erste, dem Flugzeugaufprall ausgesetzte, eine Stärke von 60 cm aufweist und die restlichen drei je 40 cm. Die vier Stahlbetonwände sind in einem Abstand untereinander versetzt angeordnet. In den Leerräumen zwischen den Wänden sind Stahlrohre eingebaut, die so bemessen sind, dass sie sich beim Flugzeugaufprall nichtlinear verformen. Auf Grund der modularen Bauweise ist es möglich, die Anzahl der Stahlbetonwände und Leerräume mit Stahlrohren den Anforderungen entsprechend zu variieren.

Die Abmessungen der einzelnen MLWS Stahlbetonwände, der Stahlrohre und deren Abstände werden mit der Vorgabe ermittelt, dass die dynamische Antwort der MLWS beim Lastfall Erdbeben vergleichbar ist mit der dynamischen Antwort der MW, die als Referenz dient. Der erste dominante Eigenwert einer monolithischen, allseitig eingespannten MW beträgt 15,748 Hz, wobei 69,46 % der modalen Masse in senkrechter Richtung zur Wandebene mobilisiert werden. Aus der Variation der Rohrabstände und Stärken und der sich daraus ergebenden dominanten Eigenfrequenz, dargestellt in Tabelle 1, ist ersichtlich, dass bei einer Rohrstärke von 10 mm und einem Stahlrohrabstand von 0,5 m die MLWS eine der Referenz MW entsprechende Eigenfrequenz von 15,613 Hz aufweist.

Rohrabstand [m]	Rohrstärke [mm]	Eigenwert 1 [Hz]	Rohrstärke [mm]	Eigenwert 1 [Hz]	Rohrstärke [m]	Eigenwert 1 [Hz]
40,0	10	3,639	5	3,637	2,5	3,633
20,0	10	4,429	5	4,367	2,5	4,256
8,0	10	7,856	5	7,171	2,5	6,269
4,0	10	10,513	5	9,438	2,5	8,066
2,0	10	12,832	5	11,695	2,5	10,117
1,0	10	14,524	5	13,600	2,5	12,158
0,5	10	15,613	5	14,983	2,5	13,893

Tabelle 1: Dominante Eigenfrequenz der MLWS in Abhängigkeit von Rohrabstand und Stärke

Vergleichsberechnungen der dynamischen Antwort der Massivwand (MW) und der Mehrschichtwand (MLWS) für eine Erbebenanregung nach dem EUR Spektrum für harten Boden, skaliert auf PGA 0,4g, mit der Methode der modalen Superposition führen zu kompatiblen dynamischen Antworten beider Systeme, wie aus Abbildung 4 ersichtlich wird.

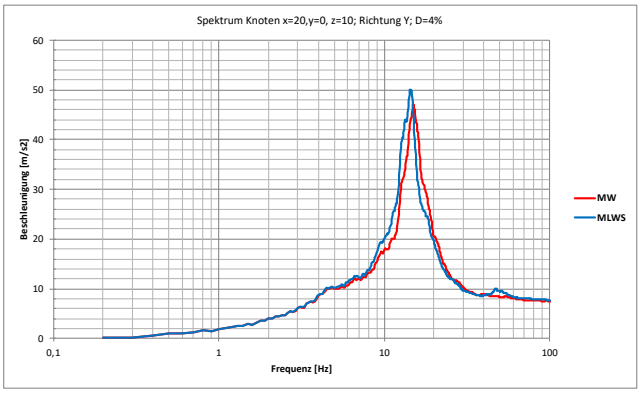
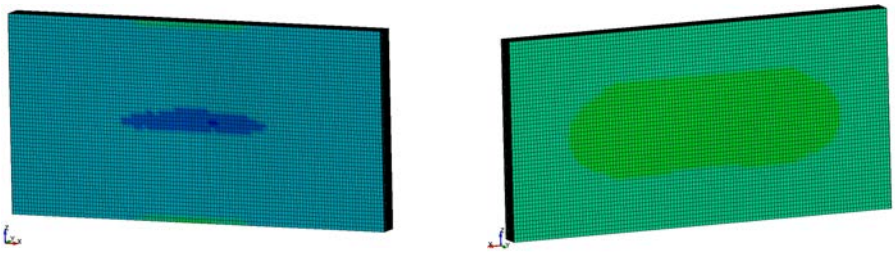


Abbildung 4: Antwortspektren MW und MLWS

Beim Aufprall eines Flugzeugs werden die Verformungen von der, dem Aufprall ausgesetzten Wand, über die Stahlrohre an die benachbarten Stahlbetonwände übertragen. Die maximalen Stauchungen auf der Aufprallseite betragen 2,10 % und die maximalen Dehnungen auf der Innenseite 0,25 %, dargestellt in Abbildung 5.



MLWS max. Stauchung Aufprallseite 2,10 % MLWS max. Dehnung Innenseite 0,25 %

Abbildung 5: Maximale Stauchungen / Dehnungen der Mehrschichtwand (MLWS)

Einzelne Verformungszustände für den Lastfall „FLA A320“ sind in Abbildung 6 dargestellt. Im ersten dargestellten Zustand nach 0,175 sec. beginnt die Verformung der dem Aufprall am nächsten liegenden Stahlrohrreihe und anschließend eine signifikante Übertragung der Verformungen auf die nächste Wand. Im zweiten, nach 0,235 sec. dargestellten Verformungszustand, ist die Verformung der zweiten Stahlrohrreihe abgeschlossen und die Übertragung der Verformungen auf die dritte Stahlbetonwand beginnt. Nach 0,285 sec. beginnt die signifikante Übertragung der Verformung auf die innerste Stahlbetonwand.

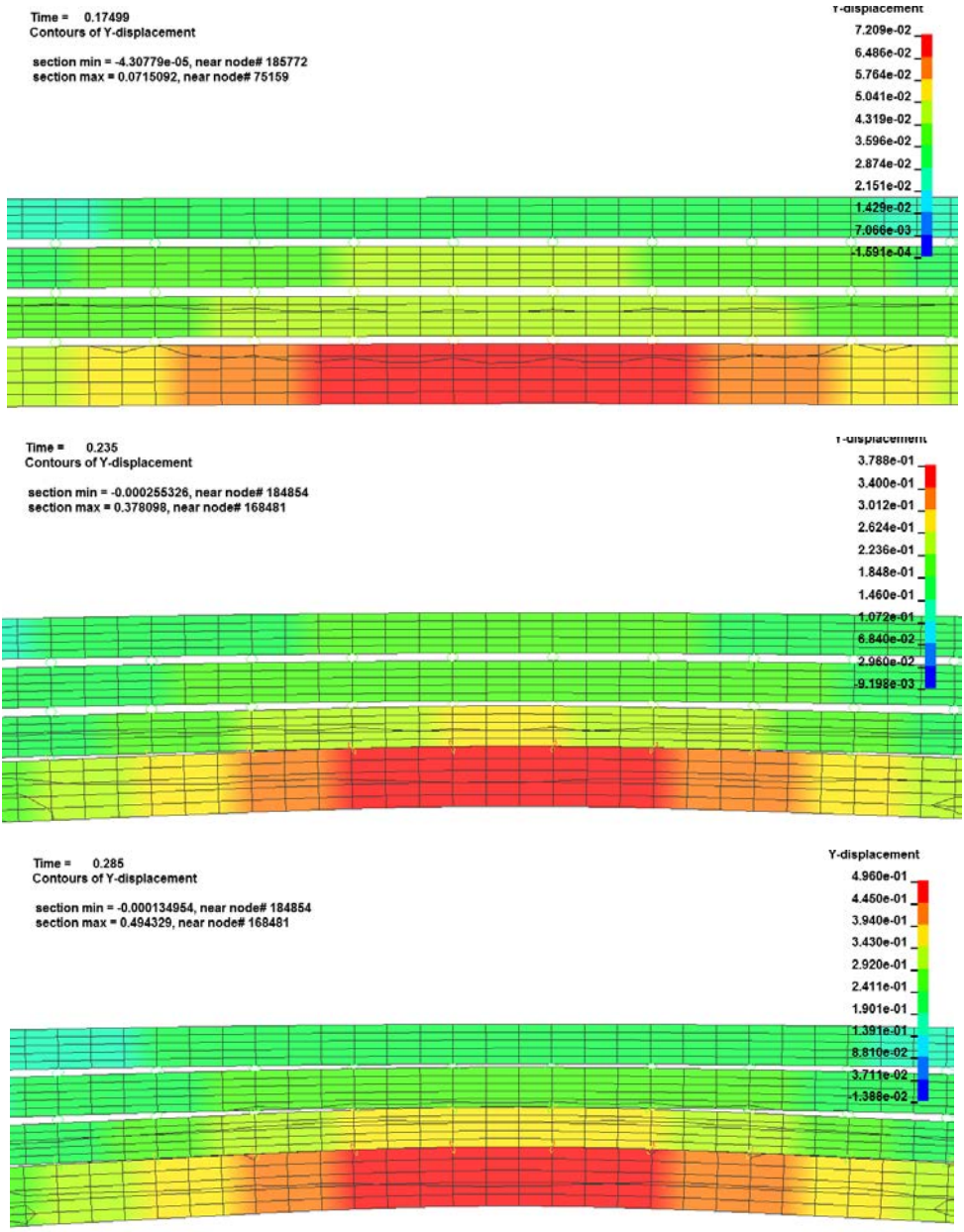


Abbildung 6: Verformungszustände der Mehrschichtwand (MLWS) bei FLA A320

4 Vergleich der dynamischen Antwort MW / MLWS beim Lastfall Flugzeugabsturz A320

Die maximalen Dehnungen/ Stauchungen der massiven Wand (MW) und der Mehrschichtwand (MLWS) sind in Abbildung 7 dargestellt.

Die Stauchungen im Beton auf der Aufprallseite bei der MW und auch bei der MLWS überschreiten die zulässige Betonstauchung von -0,5% gemäß RCC-CW [2].

Die Dehnungen auf der Innenseite der MLWS sind jedoch mit 0,25% um ein Vielfaches geringer als die Dehnungen der MW mit 2,99 %.

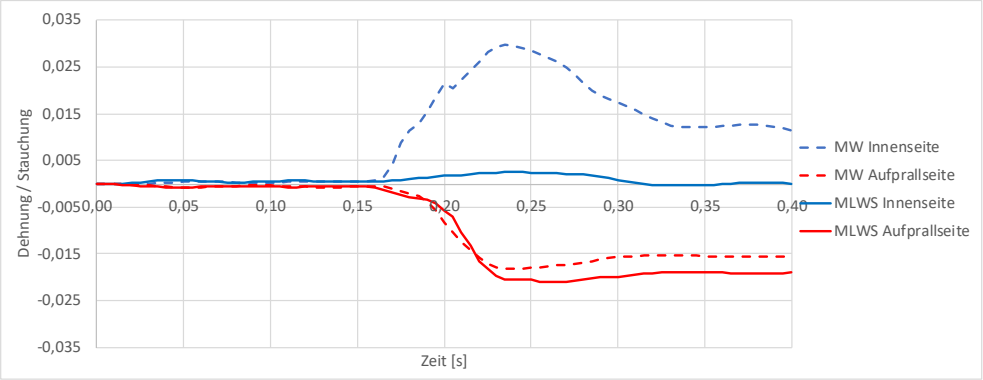


Abbildung 7: Maximale Dehnungen MW und MLWS

Zusammenfassend kann festgestellt werden:

- Die Stauchungen sowohl bei der MW als auch bei der MLWS überschreiten im Bereich des Aufpralls eines A320 die Grenzstauchungen von 0,5% gemäß RCC-CW [2]. Bei der MW kann dies progressives Versagen der gesamten MW zur Folge haben. Bei der MLWS würde lediglich die erste Wandschicht versagen
- Die maximalen Spannungen im Innenbereich verteilten sich bei der MW auf einen kleinen lokalen Bereich, während bei der MLWS eine gleichmäßige Verteilung der maximalen Spannungen auf einen großen Bereich stattfindet
- Im Inneren des Gebäudes betragen die Dehnungen des Betonstahls bei der MW 2,99% und bei der MLWS 0,25%. Die MW verfügt nicht über Reserven, die einer Erhöhung der Anforderungen bezüglich des zu berücksichtigenden Flugzeugtyps entsprechen könnten. Durch die modulare Bauweise der MLWS und mit einer Erhöhung der Anzahl der MLWS Stahlbetonwände und Stahlrohre können die Betonstahl-Dehnungen auf der Innenseite des Gebäudes kontrolliert gesteuert werden.
- Die MV leitet auf Grund der hohen Steifigkeit induzierte hochfrequente Vibrationen in das Innere des Gebäudes ein. Auf Grund der nichtlinearen Verformungen der Stahlrohre und der einzelnen MLWS Wandelemente erfolgt bei MLWS filtern

hochfrequenter induzierter Erschütterungen, was die Anforderungen an Komponenten drastisch senkt.

Literatur

[1] DIN 25449: Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion, Februar 2008

[2] afcen, Rules for design and construction of PWR nuclear civil works RCC-CW, 2018

[3] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Guidance for the Assessment of Beyond-Design-Basis Aircraft Impacts, Regulatory Guide 1.217, August 2011

[4] Vlaski, V, Fila, A., Schneider, O., Papandreou, D., Reduction of External Hazard (Fast Impact) Induced Vibrations, TINCE, Paris, 2013

[5] Riera, J.D., On the Stress Analysis of Structures Subjected to Aircraft Crash on Building Structures, Nuclear Engineering and Design. Vol. 8. pp. 415–426., 1968

[6] Riera, J.D., A Critical Appraisal of Nuclear Power Plant Safety Against Accidental Aircraft Impact, Nuclear Engineering and Design, Volume 57, pp. 193-206,1980

[7] Riera J.D., Zorn N.F, Schueller, G.I, An Approach to Evaluate the Design Load Time History for Normal Engine Impact Taking into Account the Crash Velocity Distribution, Nuclear Engineering and Design, Vol. 71, p. 311-316, 1982

[8] Nuclear Energy Institute, Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs, NEI 07-13, Revision 8P, April 2011

[9] LS-DYNA, LSTC - Livermore Software Technology Corporation, Livermore, USA

[10] Schwer, L., The Winfrith Concrete Model: Beauty or Beast ? Insights into the Winfrith Concrete Model, 8th European LS-DYNA Users Conference, Strasbourg, 2011

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Duktiler und energiedissipativer Gleitreibungsmechanismus als Grenztragmechanismus im Erdbebenfall

Axel Wertenbroch[1], Björn Elsche[2]

[1]*Lehrstuhl Tragkonstruktionen, Technische Universität Dortmund*
[2]*Konstruktiver Ingenieurbau, Ostfalia Hochschule für angewandte Wissenschaften, Campus Suderburg*

Zusammenfassung: Mit aufgesetzten, dünnen Textilbetonelementen verstärkte Mauerwerkswände zeigen in Untersuchungen mit simulierter Erdbebeneinwirkung ein ausgeprägt duktiles und energiedissipatives Tragverhalten (Gleitreibungsmechanismus). Die Bereitschaft, Gleiten und damit Verschiebungen in einer Tragstruktur im Erdbebenfall zuzulassen, führt zu einem gutmütigen und kontrollierbaren Grenztragmechanismus, welcher auch im unverstärkten Mauerwerksbau und Betonbau Anwendung finden kann.

1 Tragverhalten von Mauerwerksbauten im Erdbebenfall

1.1 Steinformate im Mauerwerksbau

Mauerwerkswände bestehen in Deutschland im Wesentlichen aus künstlich hergestellten Steinen, die ein Format von 2:1 bis hin zu 1:1 haben. Dabei hat sich eine Tendenz zu größeren Steinen entwickelt. Kleinformatige Steine wie der klassische 3 DF-Stein mit Abmessungen von L=24 cm / B=11,5 cm / H=11,3 cm werden im tragenden Mauerwerk so gut wie gar nicht mehr eingesetzt. Mauersteine im Format von z.B. L=50 cm / B=Mauerwerkswandstärke / H=24,8 cm (2:1 Format) oder im Format von z.B. L=25 cm / B=Mauerwerkswandstärke / H=24,8 cm (1:1-Format) werden häufig eingesetzt, auch größere Steine mit Abmessungen in der Länge von bis zu 1,00 m und einer Höhe von bis zu 0,50 m bzw. 0,625 m werden verbaut.

In Gebäuden, in denen die Tragstruktur aus Mauerwerk besteht, übernehmen Mauerwerksscheiben nicht nur den vertikalen, sondern auch den horizontalen Lastabtrag. Mauerwerksscheiben verhalten sich unter kombinierter Vertikal- und Horizontalbelastung - so lange die Lagerfugen überdrückt sind - ähnlich wie eine zugfeste Scheibe. Aufgrund der offenen Stoßfugen sind aber eine kleinere Schub- und Biegesteifigkeit zu berücksichtigen.

Bei weiterer Laststeigerung kann, solange keine Schädigung auftritt, die Beanspruchung in der Wand mit guter Näherung durch das Modell der klaffenden Fuge beschrieben werden. Kommt es zu Schädigungen im Mauerwerk, weist die Wand unter horizontalen Lasten im Gegensatz zu zugfesten Materialien spezielle Versagensbilder auf, welche experimentell in Forschungsvorhaben nachgewiesen werden konnten [1], [2], [3], [4].

1.2 Versagensmechanismen von Mauerwerkswänden

Die beobachteten Versagensbilder sind u.a. abhängig von der Wandgeometrie, der Steingeometrie und dem Einspanngrad am Wandkopf und am Wandfuß. Bei Wänden, die ein Steinformat von 1:1 haben, wird im Wesentlichen nur ein Biegedruckversagen beobachtet, welche durch das sogenannte Rocking-Verhalten (Abbildung 1) zu erklären ist [3]. Aufgrund der quadratischen Steingeometrie kommt es weder im Stein zu einer hinreichend hohen Zugbeanspruchung (Steinzugversagen) noch zu einer hinreichend hohen Schubbeanspruchung in der Lagerfuge (Gleitversagen). Das Rocking-Verhalten und damit das Biegedruckversagen zeigt gemäß der Definition für Duktilität ein duktiles Verhalten. Die realisierbaren Verformungen sind groß (bis zu mehreren Zentimetern). Allerdings ist insbesondere im Falle Erdbeben nicht nur die Verschiebungskapazität von Bedeutung, sondern auch die Energiedissipation. Diese ist beim Rocking-Verhalten als sehr gering zu bezeichnen.

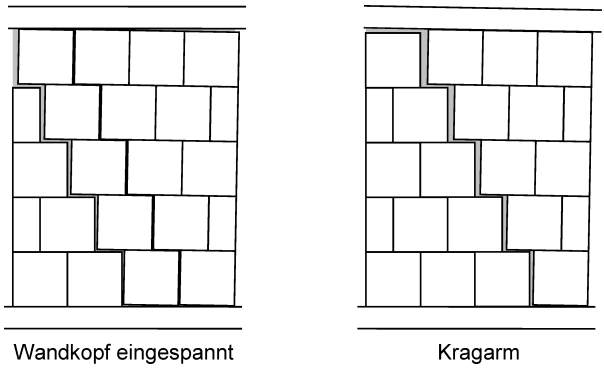


Abbildung 1 Verformung von Wänden mit Steinen im Format 1:1 beim Rocking [3]

Bei Wänden, die ein Steinformat von 2:1 haben, können sowohl Biegedruckversagen als auch Schubversagen beobachtet werden.

Biegedruckversagen tritt bei schmalen Wänden oder geringer Wandkopfeinspannung auf. Es ist dadurch charakterisiert, dass die Wandecken eine hohe Beanspruchung unter einer kombinierten horizontalen und vertikalen Einwirkung erfahren und es im diesem Wandeckbereich zu einer Schädigung kommt (Abbildung 2). Diese führen zu einer Reduktion der aufnehmbaren Horizontallast.

Mauerwerkswände mit einem Steinformat von 2:1 haben sowohl in experimentellen Untersuchungen als auch in der Realität unter Erdbebeneinwirkung (z.B. Erdbeben 1978, Schwäbische Alb) ein Schubversagen aufgezeigt. Das Schubversagen mit Schädigungen entlang der Diagonalen kann als Steinzugversagen oder als Gleitversagen auftreten.

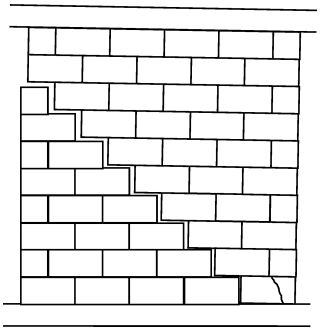


Abbildung 2 Verformung von Wänden mit Steinen im Format 2:1 beim Biegedruckversagen [3]

Eine notwendige Voraussetzung für diese Versagensart ist nicht nur das Steinformat und die Wandgeometrie, sondern auch die Einspannwirkung der Decken am Wandkopf. Letztendlich bilden die Decke und die Wände eine Rahmentragwirkung. Abhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten von Decke und Wand ergeben sich Einspannmomente am Wandkopf. Aufgrund des nicht zugfesten Materials variiert der Einspanngrad. Untersuchungen z.B. in [3] zeigen deutlich, dass unter Horizontalbelastung die Decken für Wände eine Kopfeinspannung erzeugen, welche in Abhängigkeit der Horizontaleinwirkung variiert. Die Annahme einer konstanten Kopfeinspannung ist damit nicht möglich, die Annahme eines Kragarmmodells auch nicht.

Unter Berücksichtigung der Einspannungen am Wandkopf ergeben sich größere mögliche Horizontalwiderstände im Vergleich zur Kragscheibe. In der Bemessungspraxis wird dieser Aspekt aber bisher nur wenig berücksichtigt. Bei den Beanspruchungen in der Wand ist zu berücksichtigen, dass es in der Wand einen momentenfreien Bereich gibt, wie er auch dem Versagensmodell nach Müller/Mann und damit der Norm zugrunde gelegt ist. In [3] konnte gezeigt werden, dass nur für diesen Bereich das Modell nach Müller/Mann angewendet werden darf. Alle anderen Bereiche bedürfen einer Modifikation.

Das Steinzugversagen beginnt im Bereich des Momentennullpunktes. Die Steinzugfestigkeit im Stein wird überschritten und die Steine werden gespalten. Die Schädigung weitet sich in Richtung der Wandecken aus, wo letztendlich ein Versagen dieser Bereiche zur spröden Begrenzung der Tragfähigkeit führt.

Das Gleitenversagen wird durch das Überschreiten der aufnehmbaren Reibkraft in den Lagerfugen ausgelöst, ebenfalls beginnend im Bereich des Momentennullpunktes. Auch hier schreitet die Schädigung bis in die Eckbereiche fort. Der Pfad, an dem die Schädigung sich ausbreitet, ist durch die Abtreppung aufgrund des Steinformates mit dem Überbindemaß vorgegeben. Mit Einsetzen des Gleitens wird Energie im System dissipiert. Bei Versagen der Eckbereiche ist jedoch die Horizontaltragfähigkeit begrenzt und es kommt ebenso wie beim Steinzugversagen zu einem Abfall. Abbildung 3 zeigt das Schadensbild für das treppenförmige Gleitversagen.

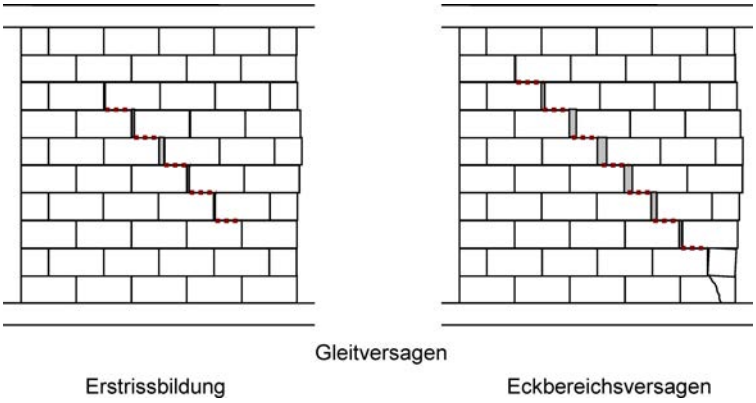


Abbildung 3 Verformungen von Wänden mit Steinen im Format 2:1 beim Schubversagen [3]

Wenn es möglich ist, das Gleiten in einer Mauerwerkswand nicht treppenförmig bis in die Wandeckbereiche laufen zu lassen, sondern z.B. auf eine Lagerfuge zu begrenzen, dann wird der Gleitmechanismus nicht durch ein sprödes Versagen im Eckbereich begrenzt. Die Energiedissipation kann sich bei großen Wegen voll entfalten. Ein Forschungsvorhaben an der TU Dortmund hat diesen Sachverhalt untersucht.

2 Verstärkungssystem zur Schaffung großformatiger liegender Blockelemente

2.1 Verstärktes Wandsystem

Zur Schaffung von großformatigen Wandteilelementen werden an bestehende Mauerwerkswände (Steinformat 2:1) Fertigteile aus textilbewehrtem Beton montiert, die zwei Steinreihen zu einem horizontal ausgerichteten Block zusammenfassen (Abbildung 4).

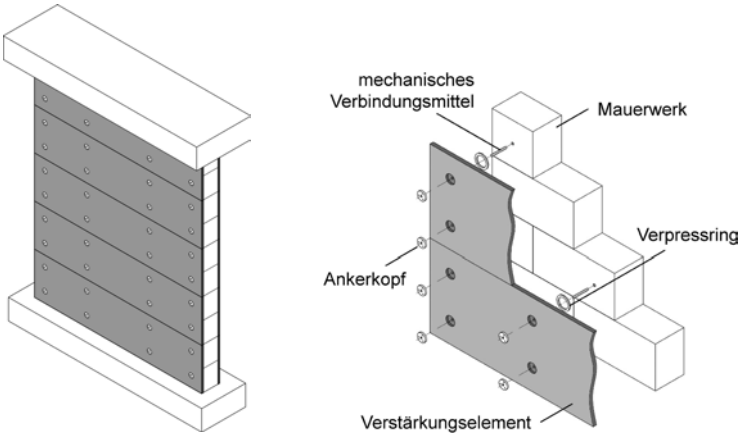


Abbildung 4 Aufbau des verstärkten Wandsystems [5]

Die Verstärkungselemente sind mit zwei Lagen eines Carbonfasergeleges bewehrt und bestehen aus hochfestem Feinbeton. Sie besitzen eine Dicke von 20 mm. Die Verbindung mit der Mauerwerkswand wird mit Stahl-Ankerstangen (M12) und einem Injektionsmörtelsystem hergestellt. Ein eigens entwickelter Ankerkopf, der flächenbündig mit dem Verstärkungselement abschließt, fixiert das Element an der Wand. Um eine kraftschlüssige und schlupffreie Verbindung herzustellen, werden die Durchstecklöcher in den Verstärkungselementen ebenfalls mit dem Injektionsmörtel nachträglich verpresst. Die Verstärkungselemente werden gleichartig auf beiden Seiten der Wand angebracht (vgl. [6]).

2.2 Tragverhalten der verstärkten Mauerwerkswand

Das Tragverhalten derart verstärkter Mauerwerkswände aus Kalksandstein wird in [7] mit experimentellen und numerischen Untersuchungen dargelegt.

In den experimentellen Untersuchungen wurden geschosshohe Wände mit und ohne Verstärkung vergleichend untersucht. In dem Versuchsstand an der TU Dortmund [1], [2] wurden für die Wände unter konstanter Auflast und gleichbleibender Randbedingung (beidseitig eingespannt) die Widerstandskurven für horizontale Auslenkungen in der Scheibenebene ermittelt. Dazu wurde in Stufen mit je drei Zyklen eine nach und nach gesteigerte zyklische horizontale Verschiebung des Kopfbalkens aufgebracht.

Abbildung 5 zeigt vergleichend die Widerstandskurven einer unverstärkten und verstärkten Mauerwerkswandscheibe mit gleicher Auflast und gleichen geometrischen Randbedingungen.

Der Tragwiderstand der unverstärkten Mauerwerkswand wird frühzeitig durch Schädigungen im Wandeckbereich begrenzt, wie es im vorherigen Kapitel beschrieben ist (Abbildung 6).

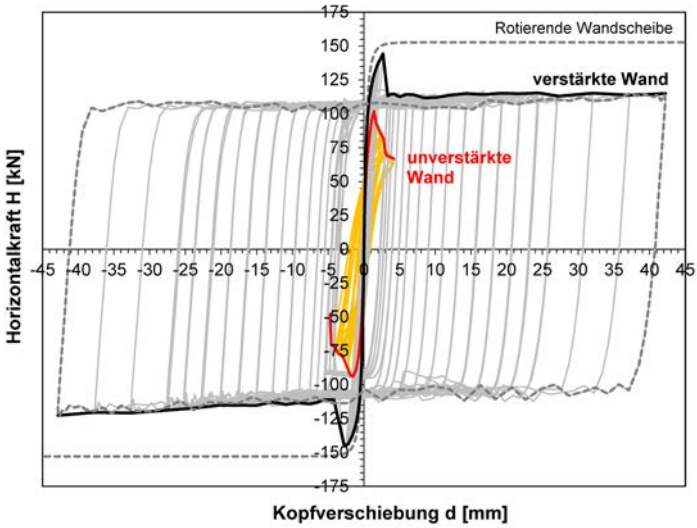


Abbildung 5 Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehung unverstärkt / verstärkt

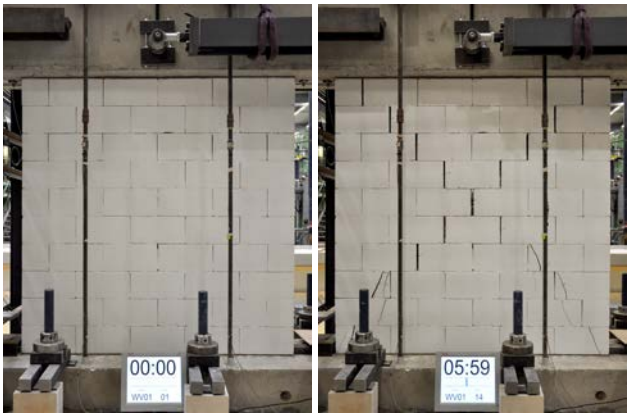


Abbildung 6 Treppenriss – unverstärkte Referenzwand

Durch die Verstärkungselemente kann der Tragwiderstand gegenüber der unverstärkten Wand gesteigert werden. Deutlich ändert sich das Verformungspotential der verstärkten Wandscheibe. Wie die Hysterese zeigt, stellt sich nach einem anfänglichen Peak ein konstantes Widerstandsplateau auch für große Geschossverschiebungen ein. Die Hysterese ist in diesem Bereich sehr breit und zeigt somit eine ausgeprägte Energiedissipation des Wandsystems - eine hohe äquivalente Dämpfung - auf.

Ermöglicht wird dieses Tragverhalten durch einen einsetzenden Gleit-Reibungsmechanismus in einer freien, nicht durch die Verstärkungselemente überbrückten, Lagerfuge der Mauerwerkswand. Das initiale Gleiten in Wandmitte (momentenfreier Bereich) wird durch das Verstärkungselement unterdrückt. So kann der Tragwiderstand gesteigert werden, bis in einer freien Lagerfuge der Reibungswiderstand (Kohäsion + Reibung) überschritten wird (Abbildung 7). Hier setzt nun ein kontrollierter und für die Mauersteine weitgehend schädigungsfreier Gleit-Reibungsmechanismus ein (Blockgleiten). Dieser begrenzt in der Folge den Tragwiderstand und verhindert so eine Schädigung der übrigen Wandbereiche. Der Gleit-Reibungswiderstand ist hoch dissipativ und bleibt für alle weiteren Beanspruchungszyklen auf gleichbleibenden Niveau erhalten. Der Tragwiderstand und das Verformungsvermögen stehen auch für eine spätere Wiederbelastung zur Verfügung.

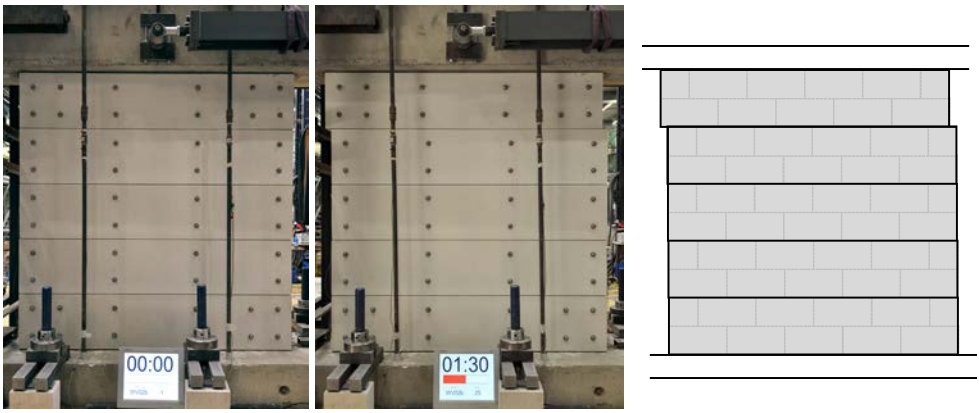


Abbildung 7 Blockgleiten in oberster freier Lagerfuge – verstärke Wand [7]

3 Tragpotential der Gleit-Reibungsmechanismus im Erdbebenfall

Ist man bereit, für die Bemessung im Erdbebenfall den Gleitmechanismus und damit teilweise auch große, bleibende Verformungen in der Tragstruktur zuzulassen, so können Tragsysteme mit Wänden, die über die Möglichkeit der Aktivierung von Gleit-Reibungsmechanismen verfügen, sehr effiziente Aussteifungskonzepte sein. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sowohl andere tragende und als auch nichttragende Bauteile eine ausreichend große Verformungskapazität aufweisen. Es ist schon beim Entwurf durch eine gezielte Abstimmung darauf zu achten, wie die Wände im Erdbebenfall reagieren. Aufgrund der nichtzugfesten Fugenausbildung im Mauerwerk können sich Entlastungen bei Wänden einstellen, die zu einer fehlenden Auflast führen können. Es ist dabei aber zu beachten, dass diese Effekte insbesondere dann entstehen, wenn Wände ein Rocking-Verhalten aufweisen und damit zu Deckenanhebungen führen [8]. Der Anteil der Rotationsverformung bei Wänden, die einen Gleit-Reibungsmechanismus aufweisen ist, in Bezug auf die Gesamtverformung, vergleichsweise klein.

Eine Bemessung unter Berücksichtigung des dissipativen Tragverhaltens kann mit einem nichtlinearen Nachweisverfahren wie der Kapazitätsspektrummethode oder der Zeit-Schritt-Methode erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit in der Bemessung von Tragstrukturen unter Erdbebeneinwirkung ist die Einbeziehung des Verhaltensbeiwertes zur Berücksichtigung der nichtlinearen, dissipativen Trageigenschaften. Damit kann eine linear elastische Bemessung vorgenommen werden. Grundgedanke ist es, die Verformungs- und Energiedissipationskapazität auf ein linear elastisches System umzurechnen. Im Regelfall sind nach DIN EN 1998-1 [9] für Mauerwerk Verhaltensfaktoren von bis zu 1,5 ansetzbar. Eine Auswertung für das in Kapitel 2 dargestellt System ergibt Werte von bis zu 10 in Abhängigkeit der zulässigen akzeptablen Geschossverschiebung. Derartig große Werte sind aufgrund der hohen Energiedissipation und des guten Verformungsverhalten möglich.

4 Ausblick

Solch dissipativen Systemen kommt bei größeren Erdbebeneinwirkungen wie sie z.B. auf Grundlage von Erkenntnissen (SHARE - Seismic Hazard Harmonization in Europe) auch für Deutschland diskutiert werden und auch bei der Tendenz, wieder größere Bauwerke aus Mauerwerk zu bauen [10], eine große Bedeutung zu.
So ein dissipatives System ist auch ohne Verstärkungselemente denkbar. Werden z.B. wandlange Mauerblöcke mit einer Höhe ca. 50 cm hergestellt, so kann sich der beschriebene Mechanismus auch entfalten, wenn ein Steinzugversagen verhindert werden kann. Diese Mauerblöcke können sowohl aus den klassischen Mauersteinmaterialien als auch z.B. aus (Stahl-)Beton hergestellt werden. Interessant dabei ist es, dass bei diesem Tragmechanismus zum einen der Schädigungsgrad niedrig wäre, zum anderen eine aufwändige konstruktive Ausbildung, wie sie z.B. in DIN EN 1998-1 für Stahlbeton insbesondere für hohe Verhaltensbeiwerte vorgeschrieben ist, entfallen kann, da die Dissipativität nicht aus dem Verbund von Betonstahl und Beton kommt, sondern im Wesentlichen aus dem Reibungsmechanismus.

Literatur

[1] ÖTES, A.; LÖRING, S. Tastversuche zur Identifizierung des Verhaltensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis. Abschlussbericht DGfM e.V. Forschungsvorhaben, 2003

[2] LÖRING, S. Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Dissertation, TU Dortmund, 2005

[3] ELSCHE, B. Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden. Dissertation, TU Dortmund, 2008

[4] ESECMASE – www.esecmase.org – WP 7: Static and Dynamic Shear Tests on Structural Members

[5] WERTENBROCH, A.; ÖTES, A. Verstärkungsmethode für aussteifende Mauerwerkswände in Erdbebengebieten. Bautechnik, 96 (2019), S. 749-759

[6] HERING BAU GMBH & CO. KG [INHABER]; ÖTES, A.; WERTENBROCH, A. [ERFINDER]. Verbundsystem zur Verstärkung von Bauteilen. EP 2 722 466 B1

[7] WERTENBROCH, A. Verstärkung von Mauerwerkswänden mit textilbewehrten Betonelementen zur Verbesserung der Trageigenschaften unter Erdbebenbeanspruchung. Dissertation, TU Dortmund, 2017

[8] ÖTES, A.; ELSCHE, B.; WERTENBROCH, A. Mauerwerksgerechte Tragwerksanalyse unter Horizontallasten infolge Wind und Erdbeben. Mauerwerk-Kalender 2009, S.750-755, Ernst und Sohn, 2009

[9] DIN EN 1998-1:2010-12 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004+AC:2009 Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010

[10] SEIM, W.; SOMMERLADE, K. Aussteifungssysteme mit Mauerwerksscheiben. Mauerwerk-Kalender 2019, S.461-478, Ernst und Sohn, 2019

Minisymposium
Außergewöhnliche Tragwerke

Organisatoren:

- **Jens Schneider**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

- **Detlef Kuhl**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Kassel

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Exceptional structures > Ordinary materials + Emerging construction technologies

Paulo Cruz, Bruno Figueiredo, João Carvalho, Tatiana Campos

Lab2PT, School of Architecture, University of Minho, Guimarães, Portugal

Abstract: In recent years there has been an increasing number of investigations that expand the way structures are designed and built, by exploring the integration of ordinary building materials – ceramics, concrete, polymers and metal alloys – with emerging construction technologies, namely additive manufacturing processes. This paper presents the most recent activity of the Advanced Ceramics R&D Lab in exploring the use of ceramic and composite materials as contemporary solutions for architectural and structural components.

1 Introduction

Material extrusion is the most widespread process of AM due to its ease of use, cost and maintenance. The most common are desktop printers with Fused Deposition Modelling (FDM), also called Fused Filament Fabrication (FFF) prepared to extrude thermoplastics filaments or grain.

Liquid Deposition Modelling (LDM) technique reveals a very similar manufacturing process. This nomenclature, proposed by Rosenthal et al. (2018) for the extrusion of paste-like suspensions made from ground beech sawdust and methylcellulose dissolved, was adopted at the Advanced Ceramics R&D Lab (ACLab), a research laboratory dedicated to the use of AM extrusion technologies in architecture [1], to denominate the process of ceramic paste extrusion due to the fact of the feedstock is not heated but successively extruded into layers in the form of a paste having a controlled degree of plasticity.

Contrary to the prior technique where the extrude polymer solidifies instantly due to the temperature drop down, viscous materials such as ceramic and concrete continues to react and the fabricated object undergoes a curing/drying phase (in the air or in a greenhouse). This is a major constraint, however, being a suitable process for almost all types of materials, as long as they make extrusion possible, the ease of use of traditional materials – cement mortars, ceramics or other composite materials – makes it particularly appealing for the

construction industry. Thus, most of the experiments carried out with large-scale 3D printing, which will be analysed next, use extrusion techniques of the raw material in the "liquid" state.

2 The scale of production

The ability of transposing AM techniques at the scale of the building represents a major issue for its application to the construction industry. In this sense, the dimensions and mechanisms of the extrusion apparatus and the reaction of the material are the main constraints. The principle of depositing the layered material assumes that the manufactured object fits within the working area of the 3D printer. For this there are two approaches that can be taken: (1) Continuous deposition manufacturing – Scaling the printing apparatus; (2) Manufacture of discrete elements – Scaling the components to the available print area.

Continuous deposition manufacturing aim the direct transposition of techniques of prototyping of small objects to the scale of the construction. This method assumes that the printer's work area is equal to or greater than the building area (of a single element). In this case two approaches have been identified: (1) to increase the size or (2) to enlarge the coverage of the printing apparatus. Both types have already been tested in some exploratory projects [2-4].

Most research groups or corporations interested in testing AM technologies in construction end up following a line of thinking that is based on discrete elements. In this approach, instead of requiring a machine that provides a larger work area than the building to be built, it is proposed to adjust the size of the different parts according to the physical characteristics of the machinery (the 3D printer work area, the size of the kiln if necessary, etc.). In this way, there is an approximation to traditional building systems based on three moments: (1) the various constituent components of the building are prefabricated with smaller dimensions; (2) transportation to the work site; (3) Assembly in their positions, creating larger structures.

These pre-fabrication principles were applied by some laboratories and corporations that sought to quickly follow the evolution of technology, aiming the creation of low-cost and fast-build housing solutions and the pre-fabrication of large-scale components [5-8].

3 The materials

3.1 Ceramic materials

The ceramic paste properties is known to be a key factor in the process of extrusion. The extrudability can be influenced by several parameters, such as the mineralogical clay composition and its moisture. On the context of ACLab the extrusion parameters changes and its influence in the mechanical properties of stoneware ceramic bodies were investigated.

The rheological pastes behaviour also has a fundamental importance regarding the extrudability of ceramic pastes, since pastes must exhibit low viscosity during strong shearing for easy transportation while being extruded, but high viscosity after deposition in the additive manufacturing table to avoid running of the material and to ensure shape retention.

In some cases, the problems could be the adhesiveness quality between the fine-rods lines during the fast additive manufacturing ceramic technique [9].

Several stoneware pastes moistures and different additive manufacturing extrusion conditions were systematically tested to investigate their effect on the processing properties. In order to find the ideal moisture of an extrudable stoneware paste, several Pfefferkorn testes were made. To that effect, the final water amount added to the used paste was a compromise between three critical points: a suitable plasticity for the additive manufacturing, the guarantee of a good adhesion between the different extruded fine-rods lines and the lowest plastic deformation after the shaping process.

Within this work in the last couple of years it was possible to develop and produce several prototypes with appropriate mechanical characteristics and with high and innovative architectural potential by additive manufacturing.

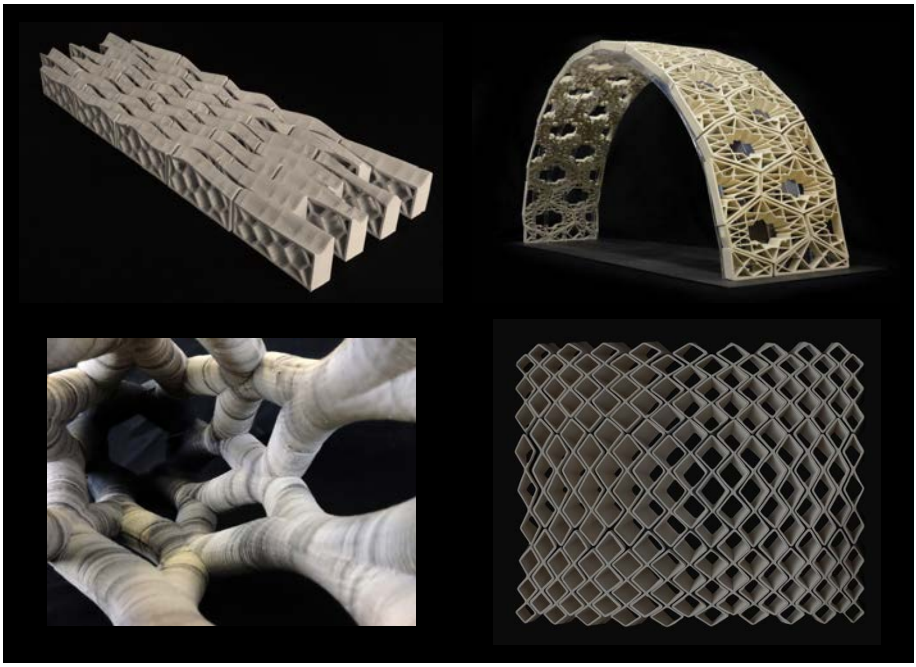


Figure 1: Stoneware prototypes

3.2 Cellulose based materials

Cellulose is the main structural fibre of the plant Kingdom, the most common organic polymer – classified as polysaccharide or carbohydrate – and is considered as an almost inexhaustible source of natural raw material for the increasing demand for environmentally friendly and biocompatible products [10, 11].

Experiments were conducted with the aim of inferring compositions of cellulose pulp which properties such as the plasticity and workability present an adequate behaviour for LDM

processes. Two mixtures of cellulose pulps were then analysed, one in plates, which needs to be previously mixed with water to obtain small grains of cellulose and a second one in powder. A set of materials such as acetone, agar-agar, white glue, starch and sawdust were combined with cellulose with the aim of understanding which materials could help to reach an ideal viscosity for AM for extrusion. The first experiments showed that the mixtures using starch presented better workability, namely when mixed with water and then heated at low heat to form a gelatinous pulp. Mixtures of cellulose and starch presented a good viscosity for the extrusion process, allowing to manufacture specimens with a great degree of complexity.

The major problems of these mixtures emerged in the drying phase, when the moisture evaporation provoke simultaneously the detachment and lamination of the specimen's layers and also a significant shrinkage of their volume. In order to overcome these effects it was proposed the addition of sawdust to the mixtures of cellulose pulp and starch. The specimens produced showed an improvement of the mixtures fluidity thus allowing a more careful, cleaner extrusion and more accurate surfaces. Figure 2 illustrates three specimens with different amounts of sawdust, being visible the higher the percentage of sawdust, the more accurate was the fabrication process. The shrinkage was also attenuated and it was verified a considerable decrease in the detachment and lamination produced by the evaporation of the water during the drying process.

Figure 2: Cellulose and cellulose mixed with different percentages of sawdust

3.3 Ceramic and cellulose composite materials

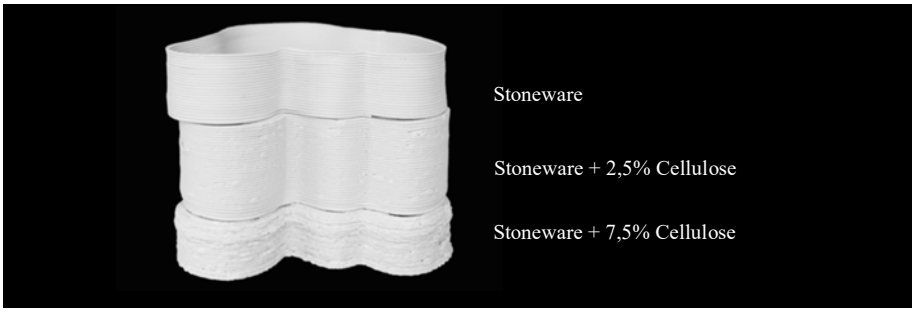


Figure 3: Ceramic and cellulose composite materials

Previous experiments in the use of ceramic materials in AM allowed to frame three main issues that occur during the drying and firing stages: significant shrinkage causing deformation; fissures between connections; height decrease of printed models [12]. To solve the mentioned problems, it was explored the addition of cellulose fibres to stoneware paste to enhance the workability, behaviour and strength of the mixture. Figure 3 presents three specimen whit different percentages of cellulose pulp. The specimen with just 2,5% of cellulose fibres presented an acceptable surface finishing [13].

Due to the excellent performative response of the mixture in the first described phase, it was proposed to manufacture a block whose curved geometry – the Alveolus Block is a regular base model and multiple conical openings where their union gives rise to a unique model – would allow us to compare the behaviour of models printed with ceramic paste with a and without the addition of cellulose fibres. This experiment confirmed that deformations, shrinkage and fissures are attenuated by the use of cellulose in the mixture (Figure 4).

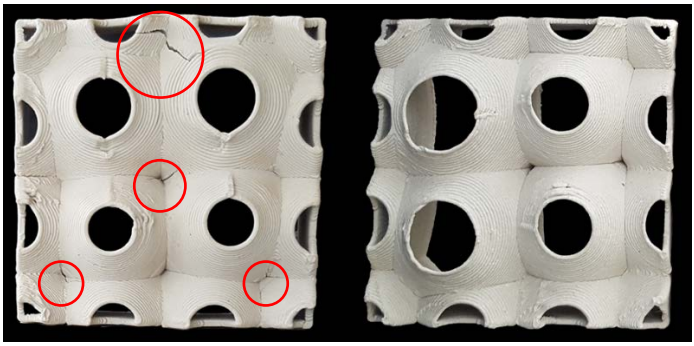


Figure 4: Stoneware thin multi-shell prototype and the same prototype adding 2,5% of cellulose

Figure 5: Kusudama wall prototype

The Kusudama wall is composed by 28 (7×4) hexagonal blocks, with variations on the use of truncated pyramids which opening vary between triangular and pentagonal shapes. It simulates variations of openings, which may, for example, be applied to the design and construction of ventilated facades, where different materials and geometric variations may

have applications for specific situations. The effect that the material produces on the characteristics and behaviour of the parts can be applied for different purposes, such as for ventilation, shading, by increasing or decreasing the lamination effect and detachment on the surfaces of the parts (Figure 5).

3.4 Hybrid elements

One of the main obstacles to the execution of modular ceramic architectural components is the connection between parts, that should avoid the contact between two ceramic elements, given its fragility. Hybrid systems are produced by two or more materials in a single process or by embedding inserts [14], that result on a single compound element.

In this sense and having the discretization in components as production logic as well as the assembly and possible disassembly, we consider the integration of external elements on ceramic components, namely polymeric and metallic parts, to serve as connecting element, either between ceramic parts or with the system support.

The Ficus prototype (Figure 6) focuses specifically on the production of customized structural elements, driven by parametric computational models, with biomorphic structural optimization [15]. The original column was too large to fit on the printing area making the production in a single element impossible. As result we discretize the column on specific levels and produce the parts individually.

Figure 6: Polymeric splices for a tubular column segment

Due to the normal behaviour of ceramic materials, who shrink while they lose the water present in the mixture, the various parts of the column do not perfectly overlap. To solve this issue a set of flexible connections where developed, adapting the geometry of ceramic components. Those connection parts provide the necessary flexibility between ceramic elements and at the same time they can response to mechanical solicitations. The developed parts have different vertical and horizontal elasticity values, to absorb ceramic deformations without compromise the structural capacity.

Being a tubular column system, with this connector it is possible to use the internal void as infrastructural canal or to reinforce the system with high performance concrete or resin, using the ceramic components as lost formwork. The Clover structure (Figure 7- left) intents to

enable the construction of different system configurations [16], based on a single liner ceramic module. Opposite to the previous prototype, here the system customization takes place through the connecting elements, making possible almost any thinkable configuration.

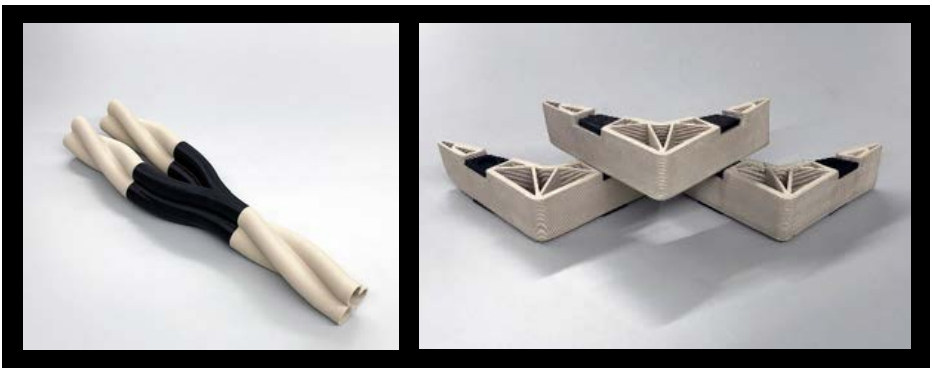


Figure 7: Hybrid clover structure and hybrid embedded inserts

The V-Brick prototype (Figure 7 - right) represents a third methodological approach, testing a polymeric element embedded in a ceramic component. In this case the goal was to conceive a system that provide the correct yet flexible connection between the interlocking ceramic bricks. The polymeric connector grabs both sides of the bricks from the interior and use magnets to lock them together.

4 Conclusions

The production of reduced-scale prototypes can help dispel doubts about suitable functional or extrusion techniques, but should not negate the occurrence of full-scale tests where the behaviour of the materials, the extrusion system, and the manufacturing will be differentiated.

The manufacturing constraints, recognized by experimentation, must be integrated in the computational models from the design phase, in order not to require changes that are crucial for their manufacture.

Some of the prototypes referred revealed viable solutions, but there is still a wide field of research to explore until the AM is able to respond adequately to all the needs of the construction industry.

Acknowledgements

This work has the financial support of the Project Lab2PT – Landscapes, Heritage and Territory laboratory – AUR/04509 and FCT through national founds and when applicable of the FEDER co-financing, in the aim of the new partnership agreement PT2020 and COMPETE2020 – POCI 01 0145FEDER 007528.

References

[1] ADVANCED CERAMICS R&D Lab: https://www.aclab-idegui.org in 22/10/2019

[2] KHOSHNEVIS, B. Automated construction by contour crafting-related robotics and information technologies, 2004

[3] BIG DELTA WASP: https://www.3dwasp.com/en/bigdelta-experimental-field/ in 18/05/2019

[4] MINIBUILDERS IAAC: https://robots.iaac.net/ in 18/05/2019

[5] WINSUN 3D: http://www.winsun3d.com/ in 10/05/2019

[6] THE SMART SLAB PROJECT: http://dbt.arch.ethz.ch/project/smart-slab/ in 19/05/2019

[7] DE LAUBIER, R.; WUNDER, M.; WITTHÖFT, S.; ROTHBALLER, C. Will 3D Printing Remodel the Construction Industry, 2018

[8] POST IN AIX-EN-PROVENCE: http://www.xtreee.eu/post-in-aix-en-provence/ in 19/05/2019

[9] PARK., H.-Y.; KIM, E.-H.; CHO, G.-H.; JUNG, Y.-G.; ZHANG, J. Process Development of Fabricating Ceramic Core using 3D Printing Technique. Materials Chemistry and Physics, In Press, Accepted Manuscript, 2019

[10] LATKA, J. 2017. Architecture and the Built environment — Paper in Architecture. Holland: Delft University of Technology, faculty of Architecture.

[11] ROSENTHAL, M.; HENNEBERGER, C.; Anna GUTKES, A.; Claus-Thomas BUES, C.-T. Liquid Deposition Modeling: a promising approach for 3D printing in wood. European Journal of Wood and Wood Products. Volume 76 (Issue 2): pp 797-799, 2017.

[12] FIGUEIREDO, B.; CRUZ, P.J.S.; CARVALHO, J.; MOREIRA, J. Challenges of 3d printed architectural ceramic components structures: controlling the shrinkage and preventing the cracking, FORM and FORCE, Barcelona, Spain, October 7-10 October, in C. Lázaro, K.-U. Bletzinger and E. Oñate (Eds.), International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) pp. 95-102, 2019.

[13] CAMPOS, T. Exploração da utilização da pasta de papel na fabricação aditiva em arquitetura. Master's Dissertation in Architecture, School of Architecture, University of Minho, 2019.

[14] SAMPAIO, A.M.; GONÇALVES, R.; LIMA; A.; CRUZ, P.J.S.; FIGUEIREDO, B.; CARVALHO, S.; PONTES, A.J. Design for Additive Manufacturing of Mechanical Connections Toward Hybrid Products. M. Di Nicolantonio et al. (Eds.): AHFE 2019, AISC 975, pp. 418–427, 2020.

[15] MOREIRA, J. Fabrico Aditivo Cerâmico em Arquitetura: Metodologia Computacional para Definição de um Sistema de Colunas. Master's Dissertation in Architecture, School of Architecture, University of Minho, 2019.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Versuchsgestützte Bemessung des CFK-GFK-Tragwerks des BUGA Faserpavillons 2019

Valentin Koslowski, Jan Knippers, Marta Gil Perez, Bas Rongen

Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen (ITKE), Universität Stuttgart

Zusammenfassung: Es wird das Bemessungskonzept des BUGA Faserpavillons vorgestellt. Der Schwerpunkt liegt auf den tragenden Bauteilen aus carbon- und glasfaserverstärkten Kunststoffen (CFK, GFK). Diese Werkstoffe sind bautechnisch nicht geregelt. Die Vordimensionierung erfolgt mit der Finite-Elemente-Methode, gefolgt von der experimentellen Validierung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten an vereinfachten Prototypen und Bauteilen des Pavillons.

1 Einleitung

Hohe Festigkeiten und Steifigkeiten bei geringem Eigengewicht, niedrige Wärmeleitfähigkeit, Ermüdungs- und Korrosionsbeständigkeit sowie vielfältige Gestaltungsmöglichkeiten machen Faserverbundwerkstoffe (FVK) zu einem viel verwendeten Material. Insbesondere in der Luft- und Raumfahrt, dem Maschinen- und Anlagenbau sowie für Sportgeräte werden sie seit langem verwendet [1]. In Architektur und Bauwesen finden Faserkunststoffverbunde bisher nur selten eine Anwendung, wobei hier oft der Verzicht auf Korrosionsschutzmaßnahmen im Vordergrund steht und die hohen Tragfähigkeiten meistens nicht genutzt werden können. Zum Beispiel nahezu wartungsfreie Brücken aus glasfaserverstärkten Kunststoffen oder Massivbauteile mit einer sehr geringen Betondeckung [2]. Konstruktiv werden Faserverbundwerkstoffe oft wie Stahlerzeugnisse eingesetzt, wie zum Beispiel pultrudierte Glasfaser-Konstruktionsprofile zeigen. Der isotrope Stahl wird durch anisotrope, faserbasierte Werkstoffe ausgetauscht. Viele Potentiale dieser Hochleistungswerkstoffe sind im Bauwesen noch unentdeckt. Die hier getätigten Entwicklungen sollen einen Beitrag zur Erweiterung des Anwendungspotentials leisten.

Die Autoren arbeiten an Faserverbund-Entwurfs-, Bemessungs- und Verarbeitungsverfahren die auf die Anforderungen und Planungsabläufe des Bauwesens ausgerichtet sind. Zusammen mit Prof. Achim Menges und dem Team vom Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD) wird der aktuelle Stand dieser Entwicklungen anhand des BUGA

Faserpavillons auf der Bundegartenschau in Heilbronn von April bis Oktober 2019 öffentlichkeitswirksam präsentiert.

Der kuppelartige Pavillon besteht aus tragenden Faserverbundwerkstoffen – Epoxidharzmatrix und Faserverstärkung aus Carbon- und Glasfasern – überspannt 23 m, ist 7 m hoch und hat ein Konstruktionsgewicht von 7,6 kg/m². 550 m² mechanisch vorgespannte ETFE-Folie, ein Seilnetz und Pendelstützen schützen vor Wind und Wetter.

Abbildung 1: 60 röhrenförmige Faserverbundbauteile bilden das Tragwerk des BUGA Faserpavillon aus, ETFE-Folie und Stahlseile schütze vor Wind und Wetter, die Spannweite der kuppelartigen Struktur beträgt 23 m und die Höhe 7 m

Der Pavillon setzt sich aus 60 röhrenförmigen Faserverbund-Bauteilen mit ovalen Querschnitten, die sich von der Mitte hin zu den Enden aufweiten, zusammen. Die Herstellung der Bauteile erfolgt mit dem kernlosen Wickelverfahren, eine Weiterentwicklung des Faserwickelverfahrens, auch als Filament-Winding bekannt. Um so wenig Material wie möglich zu verwenden, werden die Carbon- und Glasfasern mit einem 6-Achs-Industrieroboter dort abgelegt, wo sie für die Tragfähigkeit benötigt werden. Dadurch entsteht ein unregelmäßiges, gitterschalenartiges Flächentragwerk, siehe Abbildung 4.

Da der Faserpavillon im Rahmen der Bundesgartenschau Heilbronn 2019 im öffentlichen Raum ausgestellt wird, werden die Genehmigungsverfahren für temporäre Bauwerke durchlaufen. Im Bauwesen sind Faserverbundwerkstoffe als tragendes Material als pultrudierte Konstruktionsprofile, Betonbewehrung oder zur Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbauteilen Stand der Technik und mit allgemeinen Bauartgenehmigungen der Hersteller solcher Produkte verwendbar [2].

Bauaufsichtlich eingeführte technische Regeln für das Tragwerk aus Faserverbundwerkstoffen und die ETFE-Folienfassade liegen derzeit nicht vor. Daher werden Zustimmungen im Einzelfall als vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen beantragt und durchgeführt. Für die Ermittlung der Standsicherheit wird ein versuchsgestütztes Tragfähigkeitsermittlungskonzept entwickelt.

2 Bemessungskonzept

Die Vorbemessung erfolgt an einem Finite-Elemente-Modell (FE-Modell). Die Belastung und Lastfallkombinationen erfolgt nach Eurocode DIN EN1990 und DIN EN 1991. Dafür werden verschiedene Windlastszenarien untersucht, maßgebend ist die Druckverteilung in Abbildung 2. Durch die Öffnungen des Pavillons strömt der Wind auch durch den Pavillon. Die daraus entstehenden Drücke werden angenähert über die Druckbeiwerte für freistehende Dächer. Die Strukturanalyse erfolgt geometrisch nichtlinear.

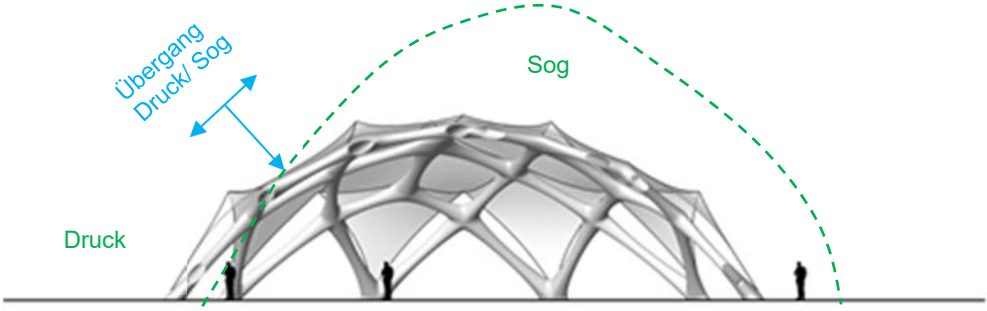


Abbildung 2: Schnitt durch den Pavillon, für die Bemessung maßgebende Winddruckverteilung.

Die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Faserverbundwerkstoffe erfolgt in Anlehnung an die Empfehlung „Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen – Entwurf, Bemessung und Konstruktion“ des Bau-Überwachungsvereins [3].

Die 0.25 mm dicke, biegeschlaffe ETFE-Folie wird mit Scheibenelementen modelliert und vorgespannt. Die Seile, die die ETFE-Folie vorspannen, werden mit Seil- bzw. Fachwerkelementen abgebildet die keine Druckkräfte aufnehmen können.

Die röhren- bzw. knochenförmigen CFK-GFK-Bauteile werden im ersten Schritt mit Balkenelementen dargestellt. Für detaillierte Untersuchungen werden die FVK-Bauteile mit isotropen Schalenelementen angenähert. Da die Steifigkeiten der FVK-Bauteile zu diesem Zeitpunkt unbekannt sind, werden sie höher angenommen als technisch machbar um konservative Schnittgrößen zu erzeugen. Basierend auf den Schnittgrößen wurde ein Faserverlauf entwickelt, ein Prototyp hergestellt und dessen Steifigkeiten und Tragfähigkeit versuchsgestützt ermittelt. Da der Schnittgrößen- bzw. Spannungsverlauf der statisch unbestimmten Konstruktion von den Steifigkeiten der einzelnen Bauteile abhängig ist, wird das Finite-Elemente-Modell mit den Steifigkeiten aus dem Versuch erneut berechnet wie in Abbildung 3 visualisiert. Die sich draus ergebenden Schnittgrößen werden mit den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten verglichen.

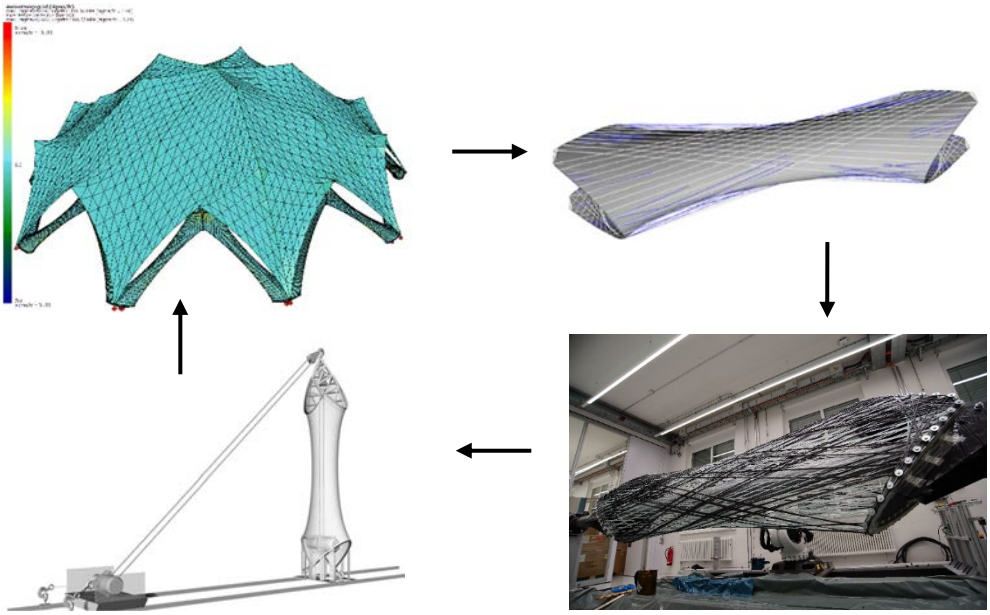


Abbildung 3: Bemessungsablauf, zur Vordimensionierung wird ein FE-Modell mit der ETFE-Folienfassade und erhöhten Steifigkeiten der FVK-Bauteile erzeugt, dann werden Faserverlauf und Prototyp entwickelt, dann experimentell die Steifigkeiten und Festigkeiten überprüft

3 Experimentelle Untersuchungen

Üblicherweise werden zur FVK-Dimensionierung die Faserlagen und -orientierungen zu einem Mehrschichtenverbund zusammengefasst. Dann wird das Elastizitätsgesetzt aus den Elastizitätsgesetzen der einzelnen Schichten aufgebaut. Über die Dehnungen und Verzerrungen lassen sich die Spannungen der Einzuschichten ermitteln. Hierfür wird oft die Klassische Laminattheorie verwendet, die annimmt, dass die Dehnungen konstant über den Querschnitt verteilt sind. Für jede Faserlage und-richtung werden aus den Dehnung die Spannungen bestimmt und mit Versagenskriterien verglichen. Der Werkstoff wird als homogenes Kontinuum modelliert [1].

Die Bauteile des Faserpavillons bestehen aus einem Gitterlaminat, siehe Abbildung 4, das aufgrund seiner Öffnungen und Unregelmäßigkeiten die Voraussetzungen des homogenen Kontinuums und der Klassischen Laminattheorie nicht erfüllt. Basierend auf den Erfahrungen aus der vorherangegangenen Projekten [4, 5] wird ein versuchsgestützter Ansatz gewählt. Die Steifigkeiten der Bauteile werden für die Vordimensionierung höher als technisch machbar angenommen. Für die Bemessung werden diese Steifigkeitswerte durch die im Versuch ermittelten ersetzt.

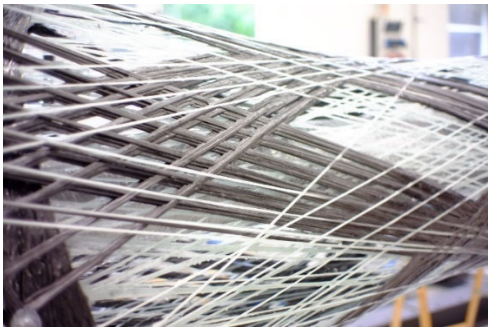


Abbildung 4: Die Carbon- (schwarz) und Glasfaserverstärkung (weiß) wird mit Epoxidharz imprägniert und mit dem kernlosen Wickelverfahren zu den Bauteilen des Faserpavillons verarbeitet. Material wird dort abgelegt, wo es für die Tragfähigkeit benötigt wird, dabei entsteht ein unregelmäßiges, lokal ausdifferenziertes, gitterschalenartiges Flächentragwerk.

Die Bestimmung der Tragfähigkeit setzt sich aus drei Versuchstypen zusammen. Diese sind:

- Lasteileitung in das Bauteil
- Fasergitter im Bauteils unter Vernachlässigung der Randbereiche
- Fasergitter in den Randbereichen eines Bauteils

Für jeden Versuchstyp werden die Lasteinleitungsbauteile aus Stahl konstruiert. Zur Lastaufbringung der letzten beiden Experimente werden ein Hydraulikzylinder und zwei Kettenzüge verwendet.

Zuerst wird die Lasteinleitung in die Faserverbundbauteile ermittelt. Hierfür wird ein vereinfachtes Bauteil mit fünf Winkelpunkten hergestellt und in einer Prüfmaschine weggesteuert bis zum Versagen belastet, siehe Abbildung 5.

Abbildung 5: Belastungsversuch eines vereinfachten Bauteils zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Lasteinleitung in die Faserverbundbauteile.

Für die Ermittlung der Steifigkeit des Fasergitters im Bauteil wird ein Bauteil einseitig eingespannt und mit axialen Druckkräften, Biegung und Torsion belastet. Die maßgebenden Schnittgrößen aus der FE-Berechnung werden auf Bemessungsniveau zur Bestimmung der

ausreichenden Tragfähigkeit aufgebracht und um den Faktor des Teilsicherheitsbeiwertes der Faserverbundwerkstoffe erhöht. Die Versagenslast wird danach durch die Erhöhung der Druckkraft im Bauteil bestimmt, siehe Abbildung 6.

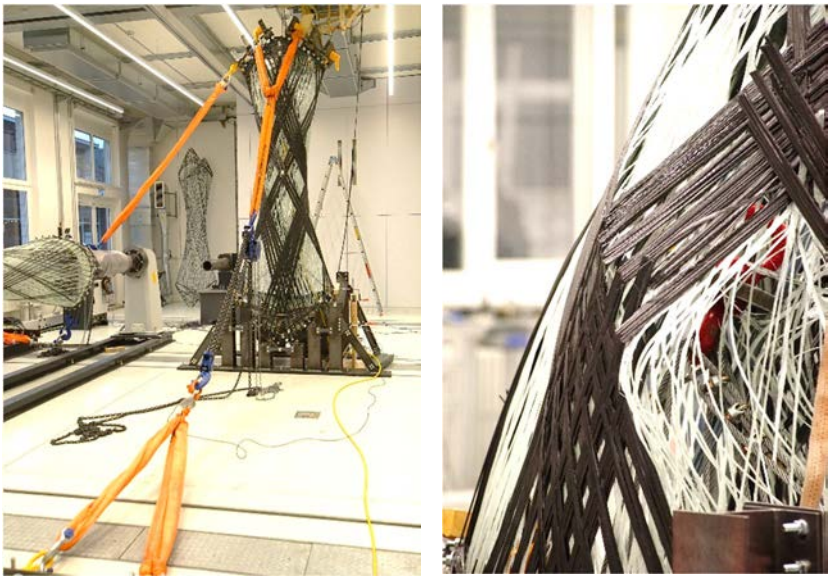


Abbildung 6: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Fasergitters im Bauteil

Da die Fasergitter im Bereich der Versuchseinspannung steifer sind als im Pavillon, werden diese Bereiche gesondert untersucht. Hierfür wird ein Knoten, an dem sich vier Pavillonbauteile treffen, vereinfacht mit Druckkräften belastet, siehe Abbildung 7.

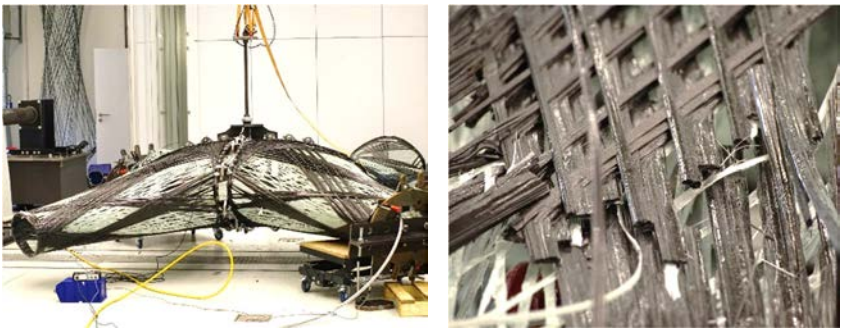


Abbildung 7: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Fasergitters in den Randbereichen

Die ausreichende Tragfähigkeit auf Bemessungslastniveau haben alle untersuchten Bauteile erfüllt. Die Versagenslast eines Bauteil unter Druckkräften liegt bei 250 kN bei einem Eigengewicht von ca. 80 kg.

Das Zuschnittsmuster der ETFE-Folie setzt sich aus Bahnen die schmäler als 1.5 m sind zusammen, da die maximale Breite der ETFE-Folie 1.55 m beträgt.

Abbildung 8: Die Schweißnähte (weiße Streifen) der ETFE-Folienbahnen haben sich als maßgebend herausgestellt.

Die Schweißnähte im Feld der Folie, die Lasteinleitung des Randseils und an den Stellen der Klemmung in den Ecken werden experimentell bei erhöhter Temperatur untersucht von der Dekra Membranprüfstelle Stuttgart. Hierfür werden Zuschnitte mit Abmessungen von 65 x 35 cm hergestellt. Diese werden jeweils in und rechtwinklig zur Herstellungsrichtung der ETFE-Folie geprüft.

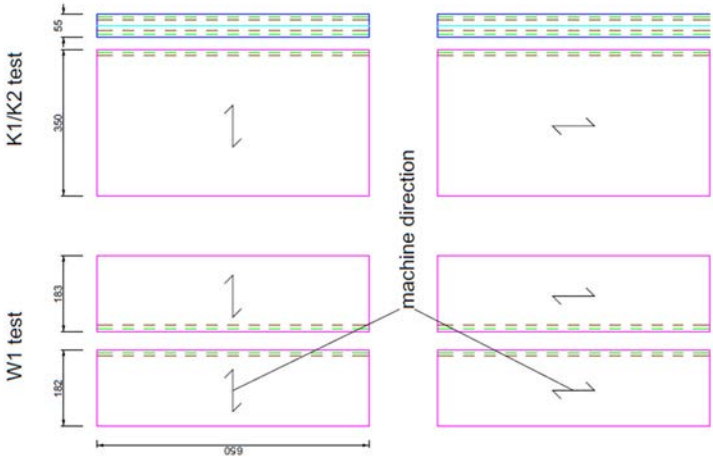


Abbildung 9: Zuschnittsmuster für die versuchsgestützte Ermittlung der Tragfähigkeit der Schweißnähte

4 Zusammenfassung

Simulationsverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Faserverbundwerkstoffen, wie zum Beispiel die klassische Laminattheorie, können die gitterartigen CFK-GFK-Strukturen des untersuchten Pavillons nur näherungsweise abbilden. Das entwickelte, versuchsgestützte Bemessungskonzept hat die Planung und Dimensionierung des Pavillons ermöglicht.

Die vorhabenbezogenen Bauartgenehmigungen für das Faserverbundtragwerk und die ETFE-Folienfassade wurden erfolgreich durchlaufen. Dies geschah in Rücksprache mit der Landestelle für Bautechnik Baden-Württemberg und dem bautechnischen Prüfer Achim Bechert.

Mit einem Flächengewicht von 7,6 kg/m² bei einer Spannweite von 23 m gibt der BUGA Faserpavillon einen Ausblick auf die Potentiale für das Konstruieren mit Faserverbundwerkstoffen auf.

Literatur

Literaturquellen sind den folgenden Beispielen entsprechend anzugeben. Der Tabulator liegt bei 1 cm.

[1] SCHÜRMANN, H. Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2007.

[2] KNIPPERS, J.; KOSLOWSKI, V.; OPPE, M. Faserverbundwerkstoffe im Bauwesen. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.) Stahlbau-Kalender 2020. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2020.

[3] BAU-ÜBERWACHUNGSVEREIN. Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen. Bau-Überwachungsverein e. V., Springer Vieweg, Wiesbaden, 2014.

[4] KOSLOWSKI, V.; SOLLY, J.; KNIPPERS, J. Structural design methods of component based lattice composites for the Elytra Pavilion. In: Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017 “Interfaces: architecture engineering science”. September 25 - 28th, 2017, Hamburg, Germany, Annette Bögle, Manfred Grohmann (eds.), 2017.

[5] KOSLOWSKI, V.; SOLLY, J.; KNIPPERS, J. Experimental investigation of Failure modes of lattice GRID composites for building structures based on case studies. In: Proceedings of the SAMPE Europe Conference 2017. November 15 - 16th, 2017, Stuttgart, 2017.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

3-D gedruckte Fußgängerbrücke aus Stahl

Jörg Lange[1], Ulrich Knaack[2], Thilo Feucht[1], Maren Erven[1], Christopher Borg Costanzi[2], Benedikt Waldschmitt[1]

[1]*Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Technische Universität Darmstadt*
[2]*Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt*

Zusammenfassung: Für die Additive Fertigung im Stahlbau wird derzeit u. a. das Auftragsschweißen mit Schutzgas eingesetzt. Man spricht dabei vom Wire and Arc Additive Manufacturing (WAAM). Im Bereich des Konstruktiven Ingenieurbaus an der TU Darmstadt wurde eine kleine Fußgängerbrücke in Schalenform entworfen und mit einem Schweißroboter über ein Gewässer vor Ort hergestellt. Im Beitrag werden die parametrisierte Definition der Roboterbewegung, die Festigkeit des hergestellten Werkstoffs sowie die Tragfähigkeitsanalyse vorgestellt.

1 3-D Druck

1.1 Verfahren

Im 3-D Drucken haben sich in den vergangenen Jahren viele Verfahren etabliert [1, 2]. Für das Bauwesen sind das zum einen die pulverbasierten Verfahren, bei denen der pulverisierte Werkstoff mittels Energieeintrag versintert oder verschweißt wird (z. B. Selektives Lasersintern mit Metall- und Kunststoffpulver). Zum anderen handelt es sich um filamentbasierte Verfahren, bei denen endlose Fäden aus Metall oder Kunststoff aufgeschmolzen und lagenweise verschweißt werden. Für den Stahlbau ist das drahtbasierte Lichtbogenschweißen mit Schutzgas (WAAM = Wire + Arc Additive Manufacturing) sehr gut geeignet, da es hohe Auftragsraten ermöglicht sowie industrieseitig eingeführt und zu günstigen Preisen verfügbar ist [3, 4]. Bei diesem Verfahren können viele metallische Werkstoffe eingesetzt werden – sowohl die üblichen Schweißdrähte aus Kohlenstoffstahl, z. B. G3Si1 [5], als auch verschiedene schweißgeeignete Edelstähle [6, 7]. Für die Führung des Schweißgerätes gibt es Portale, deren Bauraum beschränkt ist und die in jedem Punkt des Bauraums gleiche geometrische Genauigkeiten bieten [8] und Roboter, deren Bauraum wesentlich größer sein kann, insbesondere wenn diese schienengeführt arbeiten, bei denen jedoch die Maßabweichungen mit größer werdendem Abstand von der Maschinenbasis zunehmen.

Abbildung 1: Hohlprofil mit typischer WAAM-Oberfläche

1.2 Slicing

Bei 3-D Druckverfahren muss vor der Herstellung eine schichtweise Herstellungsabfolge entwickelt werden [9, 10]. Dies nennt man „Slicing“. Günstig ist es, wenn Lage auf Lage gefertigt wird (siehe z. B. Abb. 1). Frei in der Luft befindliche Teilstücke können nicht gedruckt werden bzw. nur mit Hilfe einer später zu entfernen Hilfskonstruktion. Auch große Überstände sind problematisch, da die Werkstoffe zur Aufbringung aufgeschmolzen bzw. verflüssigt werden und damit die Gefahr des Abtropfens besteht [11].

1.3 Prozessparameter

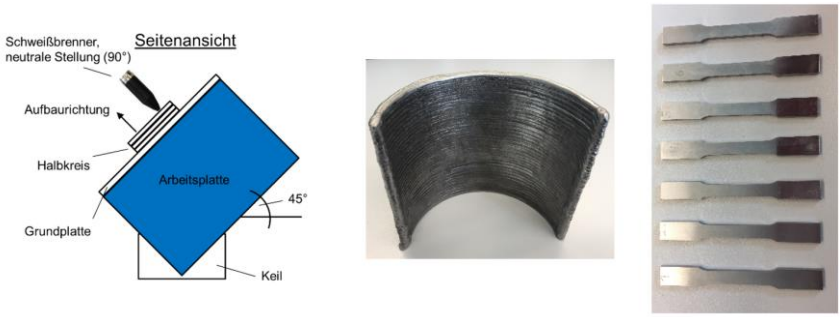
Die Prozessparameter beeinflussen die Geometrie und die Materialeigenschaften wesentlich [12] und sind in [13] aufgeführt. An der TU Darmstadt wurden Prozessparameter für einen WAAM-Prozess entwickelt, der es ermöglicht auskragende Strukturen zu fertigen, ohne dass das flüssige Schweißgut heruntertropft. Die üblicherweise maßgebenden Parameter (Schweißgeschwindigkeit v_s, Drahtvorschub v_d) und die CMT-Prozessregulierung [14] wurden dafür um einen weiteren Parameter, nämlich eine definierten Pausenlänge ergänzt. Durch das richtige Verhältnis aus CMT-Zyklen und Pausenzeit kann der Tropfen soweit aushärten, dass er vom nachfolgenden Tropfen nicht mehr wesentlich in seiner Geometrie beeinflusst wird. Dadurch steigt die Gestaltungs- und Konstruktionsfreiheit und es können mit dem WAAM noch komplexere Geometrien als bisher gefertigt werden.

2 Werkstoffeigenschaften

Um die Festigkeit des auskragend gedruckten Stahls feststellen zu können, wurde ein halbrohrförmiger Probekörper im 45° Winkel gefertigt. Es wurden 7 Flachproben herausgefräst. Der Versuchsaufbau, der Probekörper sowie die Zugproben sind in Abb. 2 zu sehen.

Die Ergebnisse der Zugversuche sind im Diagramm in Abb. 3 dargestellt. Die Streckgrenze liegt bei einem Mittelwert von 403,0 N/mm² mit einer Standardabweichung von 7,4 N/mm². Der Hersteller des Schweißwerkstoffs gibt die Streckgrenze mit mindestens 420 N/mm². Diese leichte Unterschreitung bei den Zugproben ist in der Additiven Fertigung üblich,

siehe u. a. [15]. Die Festigkeiten sind bei Zugproben, die längs zum Lagenverlauf belastet werden, meist höher, sodass hier die ungünstige Richtung untersucht wurde.



a) Versuchsaufbau b) Probekörper / Halbrohr c) Zugproben

Abbildung 2: Bestimmung der Festigkeiten

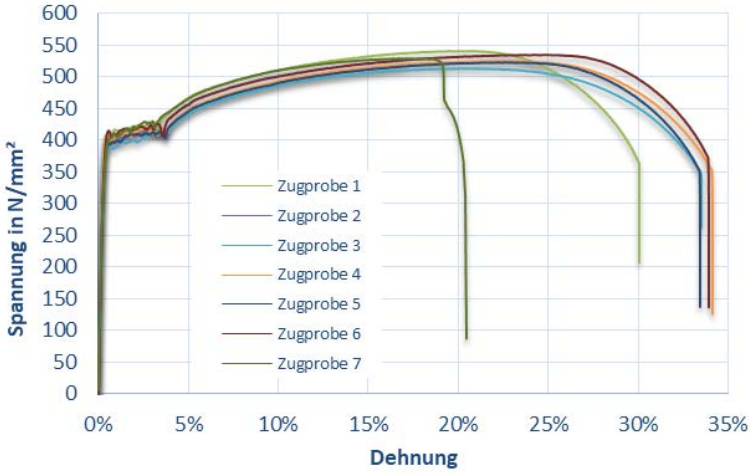


Abbildung 3: Spannungs-Dehnungsverlauf der Zugproben aus dem Halbzylinder

3 Formfindung der Brücke

Der Formfindungsprozess für die Brücke wurde mit der Software Rhinoceros 3D sowie den Plug-Ins Grasshopper 3D zur parametrischen Modellierung und Karamba3D in Verbindung mit Octopus zur Formfindung durchgeführt. Dies ermöglicht eine schnelle Anpassung der Brückengeometrie an unterschiedliche Standort- und Belastungsbedingungen. Mit Hilfe von Octopus, einem evolutionären Solver in Grasshopper 3D, wurden eine Reihe von Designoptionen generiert, welche die folgenden drei Ziele verfolgt haben: Minimierung der elastischen Verformungsenergie und der Durchbiegung unter Eigengewicht sowie Minimierung der Oberfläche und somit des Gesamtgewichts.

Die Designoptionen unterlagen zusätzlich den folgenden Restriktionen, welche die Reichweite des Roboters, die Breite des zu überbrückenden Gewässers sowie die notwendige Zugänglichkeit berücksichtigen. Die Gesamtlänge der Brücke liegt zwischen 2.500 mm und

2.800 mm, der Eingangsbereich hat eine Breite von 900 – 1.100 mm und die Bauwerksbreite darf 1.500 mm nicht überschreiten.

Unter Berücksichtigung dieser Begrenzung hat Octopus eine Punktewolke mit den besten Designs in Relation zu den gestellten Zielen ausgegeben. Die in Abb. 4 aufgeführten Designs erfüllen die genannten notwendigen Anforderungen. Die endgültige Form der Brücke wurde ausgehend von diesen Vorschlägen unter ästhetischen Gesichtspunkten gewählt.

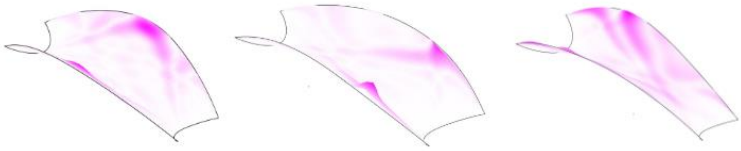


Abbildung 4: Konstruktionen zu den Best-Fit-Ergebnissen

4 Statische Berechnung

Die statische Berechnung des finalen Designs wurde mit dem Programm RFEM von Dlubal durchgeführt. Dabei wurde auf Schalenelemente zurückgegriffen. Als Belastung wurden 5 kN/m² angesetzt. Zusätzlich wurden an verschiedenen Stellen Einzellasten von 1,5 kN aufgebracht, um die Auswirkung von lokalen Lasten untersuchen zu können.

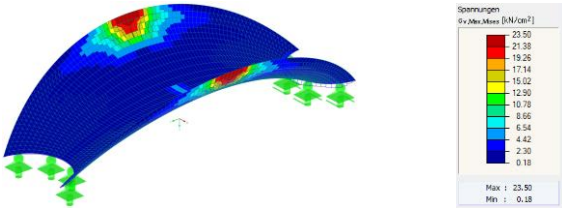


Abbildung 5: Vergleichsspannungen unter Volllast (Flächenlast + 2 x Einzellasten an den Rändern)

Bei der Entwicklung des Fertigungsprozesses wurde eine Schweißnahtbreite von 6 mm angestrebt. Um den Fertigungstoleranzen, z. B. durch Querversatz der Schweißlagen oder Roboterungenauigkeiten, gerecht zu werden, wurde für die statische Berechnung jedoch nur eine Dicke von 4,5 mm angesetzt. Abb. 5 zeigt die Mises-Vergleichsspannungen mit plastischem Materialverhalten bei der zulässigen Streckgrenze eines Stahl S 235. Die Brücke ist somit für die in Kapitel 2 ermittelten Festigkeiten ausreichend dimensioniert.

5 Parametrisierte Roboterprogrammierung

Bei der parametrischen Programmierung wird die zu fertigende Struktur durch Funktionen beschrieben. Als Laufkoordinate wird die z-Koordinate gewählt, da sie im Basissystem des Roboters die Höhe des Körpers repräsentiert, welche sich mit jeder Lage verändert. Die x- und die y-Koordinate sind dann Funktionen der z-Koordinate.

Auf diese Weise kann zu jedem Fertigungszeitpunkt flexibel auf Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Geometrie reagiert werden. Dem Roboter müssen keine Punkte übergeben werden, sondern lediglich die Funktionen und die über Schleifen veränderliche z-Koordinate.

Die parametrische Programmierung macht es möglich, ohne Kenntnis der durch eine einzelne Lage erzielten Höhe den Fertigungsvorgang zu starten. Nach der ersten Lage wird die tatsächliche Höhe vermessen, die z-Koordinate dem Programm übergeben und die x- und y-Koordinate für die kommende Lage automatisch berechnet. Vorteile der parametrisierten Roboterprogrammierung sind:

- Automatische Koordinatenberechnung für jede z-Koordinate
- Übersichtlicher und kurzer Programmcode
- Geringe benötigte Speicherkapazität des Roboters
- Kurze Reaktionszeit auf Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Geometrie
- Einfache Skalierung des Druckobjekts

6 Funktionsfindung (polynominale Regression)

Die zuvor genannten Vorteile der parametrischen Programmierung sollten für die Herstellung der Brücke genutzt werden. Zur parametrischen Programmierung muss die gewählte Form mit für den Roboter verständlichen Funktionen beschrieben werden. Zusätzlich wird die Geometrie entsprechend der Aufbaustrategie in mehrere Bereiche geteilt, welche jeweils eigene Bezugskoordinatensysteme erhalten.

Zur Definition eines Bereiches wird dieser durch eine Serie von Iso-Kurven aufgebaut. Diese Kurven werden anschließend als Polynome, mit denen die dreidimensionale Struktur abgebildet wird, formuliert. In Abb. 6 ist dargestellt, wie eine zusammengesetzte Struktur auf diese Weise modelliert werden kann.

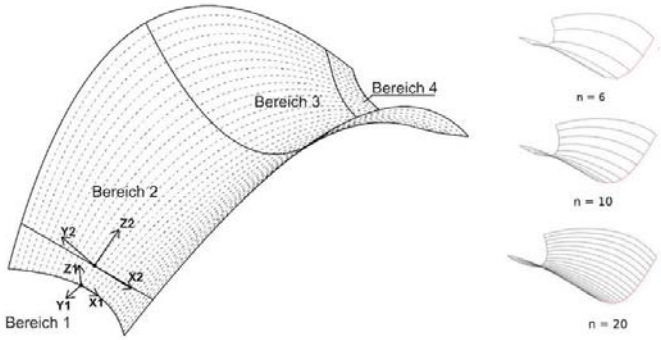


Abbildung 6: Aufteilung einer zusammengesetzten Struktur (links), Rekonstruktion eines Bereiches in Abhängigkeit von der Anzahl n der Iso-Kurven (rechts)

Da die Flächen zwischen den Iso-Kurven linear aufgespannt werden, hat die Dichte der Iso-Kurven einen direkten Einfluss auf die endgültige Gestalt (siehe Abb. 6, rechts). Die

Anzahl der Kurven wird so gewählt, dass die Abweichung des Polygonzugs zur idealen Kurve im Querschnitt genügend klein wird.

Zur Übergabe der dreidimensionalen Iso-Kurven an den Roboter werden diese auf zwei zueinander senkrecht stehenden Ebenen (x-z-Ebene und y-z-Ebene) projiziert. Die projizierten Kurven werden dann mit Polynomfunktionen angenähert (siehe Abb. 7).

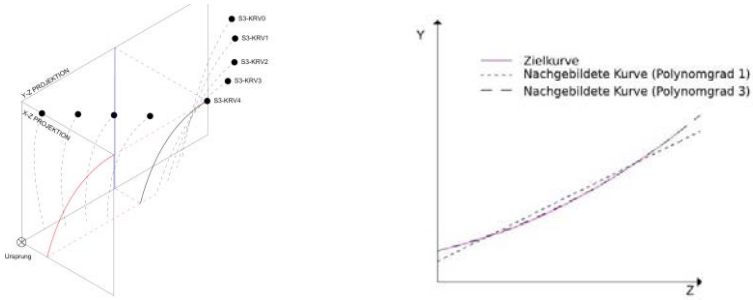


Abbildung 7: Projektion auf Ebenen (links), Annäherung mit Polynomfunktionen (rechts)

Jede Iso-Kurve wird somit in Abhängigkeit von z durch zwei Polynomfunktionen eindeutig beschrieben. Die Gesamtheit der Funktionen bildet die angestrebte Form und im hier vorgestellten Fall einen Abschnitt der Brückengeometrie. Die Funktionen können nach einer Überprüfung, dem Roboter übergeben werden.

7 Ausführung

Neben der Voruntersuchung zu den Festigkeiten wurde ein Modell der Brücke im Maßstab 1:8 zunächst unter kontrollierten Bedingungen in der Versuchshalle gefertigt. Dabei wurde der Vorteil der einfachen Skalierbarkeit des parametrisierten Druckobjektes ausgenutzt. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden für den Druck der Brücke genutzt.

Für den Ausführungsbeginn der Brücke im September 2019 wurde der Schweißroboter mit Steuerung, Schweißgerät, Gas und Draht direkt an einem Gewässer auf dem Gelände der TU Darmstadt positioniert. Um einerseits unbedachte Passanten vor dem Blick in den Lichtbogen zu schützen und andererseits den ungestörten Schutzgasstrom zu gewährleisten, muss die Baustelle/der Druckprozess mit einem Zelt eingehaust werden. Aufbauend auf zwei im Boden verankerten Grundplatten wurde die Brücke lagenweise gedruckt (Abb. 8).

Abbildung 8: Fortschritt der Fertigung vor Ort

Die beiden Brückenseiten wurden Ende Oktober 2019 kraftschlüssig miteinander verbunden (siehe Abb. 12).

Bild 9: Brückenschluss (links) und Brücke kurz vor der Demontage (rechts)

8 Zusammenfassung

Der Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Darmstadt hat mit einem Draht- und Lichtbogenbasierten Fertigungsverfahren (WAAM) eine Fußgängerbrücke aus Stahl in situ 3-D-gedruckt. Die hier vorgestellte parametrische Roboterprogrammierung macht es in Verbindung mit dem entwickelten Schweißprozess möglich, solche auskragenden Strukturen additiv zu fertigen. Auf diese Weise kann prozessbegleitend auf veränderliche Lagenhöhen eingegangen werden, die sich durch verschiedene Neigungen der Herstellungsebene bei gleichen Schweißparametern und gleicher Brennerstellung ergeben.

Danksagung

Wir bedanken uns bei den Unternehmen Fronius Deutschland GmbH, Messer Group GmbH, WDI Schweißtechnik GmbH, Comau Deutschland GmbH und Spinnanker GmbH für die freundliche Unterstützung.

Literatur

[1] GEBHARDT, A. 3D-Drucken: Grundlagen und Anwendungen des Additive Manufacturing (AM). Carl Hanser, München, 2014

[2] FRAZIER, W. E. Metal Additive Manufacturing: A Review. Journal of Materials Engineering and Performance, 23 (2014), S. 1917-1928

[3] BERGMANN, J. P.; HENCKELL, P.; REINMANN, J.; HILDEBRAND, J.; ALI, Y. Grundlegende wissenschaftliche Konzepterstellung zu bestehenden Herausforderungen und Perspektiven für die Additive Fertigung mit Lichtbogen, 2018

[4] ALI, Y.; STEINERSTAUCH, K.; GÜNTHER, K.; HENCKELL, P.; BERGMANN, J. P. Additive Fertigung von 3D-Verbundstrukturen mittels MSG-Schweißen. DVS-Berichte, 327 (2016), S. 75-80

[5] WILLIAMS, S. W.; MARTINA, F.; ADDISON, A. C.; DING, J.; PARDAL, G.; COLEGROVE, P. Wire + Arc Additive Manufacturing. Materials Science and Technology, 32 (2016), S. 641-647

[6] POSCH, G.; CHLADIL, K.; CHLADIL, H. Material properties of CMT—metal additive manufactured duplex stainless steel blade-like geometries. Welding in the World, 61 (2017), S. 873-882

[7] LAGHI, V.; PALERMO, M.; GASPARINI, G.; GIRELLI, A.; TROMBETTI, T. Geometrical Characterization of Wire-and-Arc Additive Manufactured Steel Elements. (2019), S. 695-699

[8] JOHN, F.; FISCHER, G.; ARMATYS, K.; RIEMANN, A.; RÖHRICH, T. Potentiale von drahtbasierten Lichtbogenprozessen für die additive Fertigung. In: Mayr, P.; Berger, M. (Hrsg), FÜGE- UND MONTAGETECHNIK CHEMNITZ. Universitätsverlag Chemnitz, Chemnitz, 2017, 15-26

[9] DING, D. Process Planning for Robotic Wire Arc Additive Manufacturing. University of Wollongong, University of Wollongong, Australia, 2015

[10] RIBEIRO, F. 3D printing with Metals. Computing & Control Engineering Journal, 9 (1998), S. 31-38

[11] KAZANAS, P.; DEHERKAR, P.; ALMEIDA, P., LOCKETT H.; WILLIAMS, S. Fabrication of geometrical features using wire and arc additive manufacture. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part B: Journal of Engineering Manufacture, 226 (2012), S. 1042-1051

[12] ALMEIDA, P. M. S. Process Control and Development in Wire and Arc Addtive Manufacturing. Cranfield University School of Applied Sciences, Cranfield, 2012

[13] FEUCHT, T.; LANGE, J.; ERVEN, M. 3-D-Printing with Steel: Additive Manufacturing of Connection Elements and Beam Reinforcements. ce/papers Nordic Steel 2019 (Kopenhagen), 3 (2019), S. 343-348

[14] FRONIUS; BRUCKNER, J.; EGERLAND, S.; HIMMELBAUER, K.; MILLINGER, A.; SCHÖRGHUBER, M.; SÖLLINGER, D.; WALDHÖR, A. Schweißpraxis aktuell: CMT-Technologie. Cold Metal Transfer - ein neuer Metall-Schutzgas-Schweißprozess. WEKA MEDIA GmbH & Co. KG, Kissing, 2013

[15] MÜLLER, J.; GRABOWSKI, M.; MÜLLER, C.; HENSEL, J.; UNGLAUB, J.; THIELE, K.; KLOFT, H.; DILGER, K. Design and Parameter Identification of Wire and Arc Additively Manufactured (WAAM) Steel Bars for Use in Construction. Metals, 9 (2019), S. 725ff

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Verglaste Gitterschalen in New York

Michael Stein

schlaich bergermann partner, New York City

Zusammenfassung: Durch den Einsatz von Glasdächern soll die Pennstation in New York umgestaltet werden. Die Dächer werden über zwei Innenhöfen angeordnet, die dadurch zu lichtdurchfluteten Bahnhofshallen werden. Gemeinsam mit den Architekten SOM wurden filigrane Gitterschalen entwickelt, die durch den Einsatz variabler Trägerhöhen neben der gewünschten Transparenz, Sichtschutz und effizientes Tragverhalten in sich vereinen. Das komplexe Design und die parametrische Strukturoptimierung werden in diesem Essay vorgestellt.

1 Einleitung

Obwohl das Reisen an sich zu etwas sehr Gewöhnlichem geworden ist, legen Reisende immer noch großen Wert auf eine ansprechende Architektur von Ankunftsgebäuden, Wartehallen und anderen Aufenthaltsbereichen in Bahnhöfen und Flughäfen. Architekten und Ingenieure, die sich diesen Anforderungen bewusst waren, haben faszinierende Bauwerke entworfen deren Ausdruck und Prominenz den Rang und die besondere Stellung von Infrastrukturprojekten im Stadtbild hervorheben. Bahnhöfe und andere Verkehrsbauprojekte wurden dadurch zu Symbolen des technologischen und kosmopolitischen Fortschritts [1].

New York City, mit seinen hunderttausenden von Berufstätigen, die täglich in die Stadt pendeln, hängt sehr stark von einer funktionierenden Infrastruktur ab. Sowohl die drei regionalen Flughäfen LaGuardia, Newark und John F. Kennedy, als auch die beiden Bahnhöfe Grand Central und Penn Station sind die wesentlichen Bausteine, um die Pendler- und Besucherströme zu bewältigen.

Historisch gesehen, war die Penn Station ein prägendes Bauwerk, dessen oberirdischer Teil jedoch vor Jahrzehnten abgerissen wurde, um profitträchtigeren Hochhäusern und Veranstaltungszentren Platz zu machen. Verdrängt in den Untergrund, entwickelte sich die Penn Station dennoch zu einem der größten Bahnhöfe der Welt, allerdings mit miserablem Ruf bei den Nutzern. Derzeit soll nun durch eine Erweiterung des Bahnhofs in ein benachbartes, historisches Postgebäude, die Bedeutung des Bahnhofs auch in architektonischer Hinsicht wiederhergestellt werden. In diesem Zusammenhang wird aus der Pennstation die Moynihan Station. Dabei werden als wesentliche Maßnahme zwei historische

Innenhöfe mit verglasten Gitterschalen überdacht und zu zentralen Bahnhofshallen umfunktioniert. Die faszinierende Kombination aus historischem Bestand und leichter, verglaster Stahlstruktur (siehe Abb. 1), wurde in Kooperation von den New Yorker Architekten Skidmore Owens Merril (SOM) und der New Yorker Niederlassung von schlaich bergermann partner entworfen.

Abbildung 1: Haupthalle Moynihan Station

2 Entwurfskriterien für Gitterschalen

Schalentragwerke sind unter gleichmäßigen Lasten ausschließlich auf Druck beansprucht. Bekannte Beispiele solcher Strukturen finden sich mit der Eierschale oder der Muschelschale in der Natur wieder. Die extreme Effizienz von Schalen zeigt sich im Verhältnis der geringen Materialdicke zur großen Spannweite, die im Wesentlichen durch die Krümmung der Oberfläche und der damit einhergehenden Schalentragwirkung möglich wird. Dabei sind doppelt gekrümmte Geometrien den einfach gekrümmten vorzuziehen, da bei diesen auf zusätzliche Aussteifungen der Schale verzichtet werden kann. Obwohl die Krümmung einer Schale frei gewählt werden kann, ist die Einhaltung bestimmter Grenzwerte, wie z. B. ein Schalenstich von mindestens 20 %-30 % der Spannweite, unerlässlich, um die effiziente Schalentragwirkung mit ausreichender Verlässlichkeit zu erzeugen. Unterhalb dieses Grenzwertes wird sich unweigerlich ein Biegetragverhalten mit der reinen Schalenbeanspruchung überlagern, was zu erheblichen Effizienzverlusten führt.

Neben der Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen muss die Schale auch in der Schalenebene ausgesteift werden, um Verzerrungen in der Ebene und daraus folgende Verformungen zu vermeiden. Bei Betonschalen ist diese Aussteifung automatisch gegeben, bei Gitterschalen, die sich aus Einzelelementen zusammensetzen, muss auf die Anordnung der Elemente und auf die Knotenausbildung besonderes Augenmerk gelegt werden.

Als dritte wesentliche Bedingung für das Funktionieren von Schalen muss auf die Ausbildung der Ränder und der Auflager geachtet werden. Wie man von der teilweise

beschädigten Eierschale weiß, verlieren Schalen deren Ränder nicht ausreichend ausgesteift sind erheblich an Tragfähigkeit. Da Schalen in der baupraktischen Anwendung selten vollständig geschlossen sind, werden steife Randträger und schalenkonforme Auflager zu wichtigen Bestandteilen des Gesamttragwerks.

Neben der Suche nach dem optimalen Tragverhalten, liegt bei der geometrischen Formfindung einer Gitterschale zumeist das Ziel zugrunde, ebene Vierecksmaschen zu erzeugen. Damit soll sichergestellt werden, dass die Glaseindeckung, die bevorzugt in Verbindung mit Gitterschalen als wetterfeste Eindeckung verwendet wird, aus ebenen Einzelscheiben erfolgen kann.

3 Gitterschalen Moynihan Station

Die Innenhöfe des bestehenden Postgebäudes haben Abmessungen von 59 m × 19 m im Bereich des Mittelblocks und 70 m × 48 m im Bereich der zukünftigen Haupthalle. Für den Mittelblock wurde als Tragwerk eine Zylinderschale gewählt, die durch variable Radien des Zylinders in eine kuppelförmige Geometrie umgewandelt wird.

Die etwas größere Haupthalle wurde in vier separate Tragewerke aufgelöst, die jeweils durch existierende Fachwerkträger unterstützt werden. Aufgrund der Ähnlichkeit der Strukturen wird hier im Wesentlichen nur die Überdachung der Haupthalle näher erläutert.

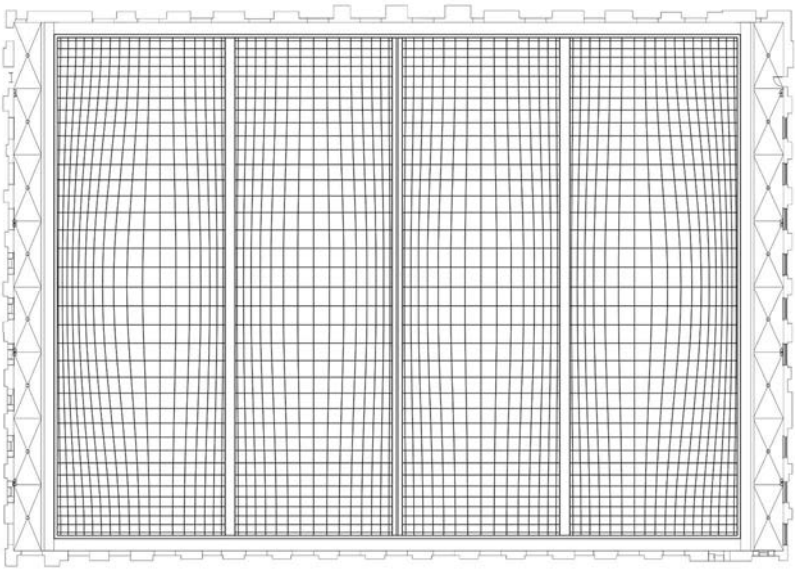


Abbildung 2: Haupthalle, Draufsicht Gitterstäbe

Die Fachwerkträger wurden in ihrer ursprünglichen Form belassen, konstruktiv verstärkt und stellen einen direkten Bezug zwischen dem neuen Bahnhof und dem historischen Postgebäude her (siehe Abb. 1). Vergleichbar zum Mittelblock wurde auch hier eine Schalengeometrie, basierend auf einer Zylindergeometrie mit variierenden Radien, gewählt. Der kuppelartige Charakter wird durch die dreiecksförmige Überhöhung der Fachwerkträger

zusätzlich verstärkt, was den Eindruck eines leichten, nahezu schwebenden Tragwerks unterstreicht (Abb. 3).

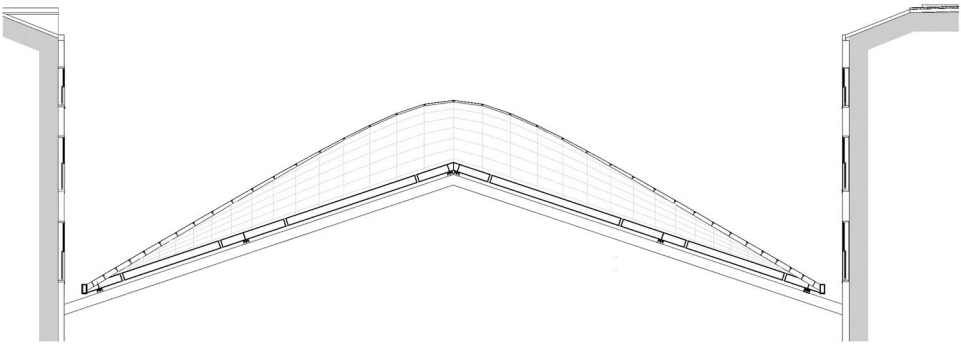


Abbildung 3: Haupthalle Geometrie Einzelschale

Obwohl es sich bei den Schalen der Moynihan Station streng genommen um doppelt gekrümmte Geometrien handelt, ist die Krümmung in Richtung der kurzen Spannweite stark dominierend und das Tragverhalten tendiert zu dem einer einfach gekrümmten Zylinderschale. Dieser Schalentyp muss für die Abtragung von einseitigen Lasten horizontal ausgesteift werden, was typischerweise mit massiven Schotten erreicht wird. Um die Leichtigkeit der Struktur zu erhalten wurden im vorliegenden Fall vorgespannte, radiale Seilscharen verwendet, die durch Transparenz bei gleichzeitig effektiver Tragwirkung überzeugen (Abb. 4).

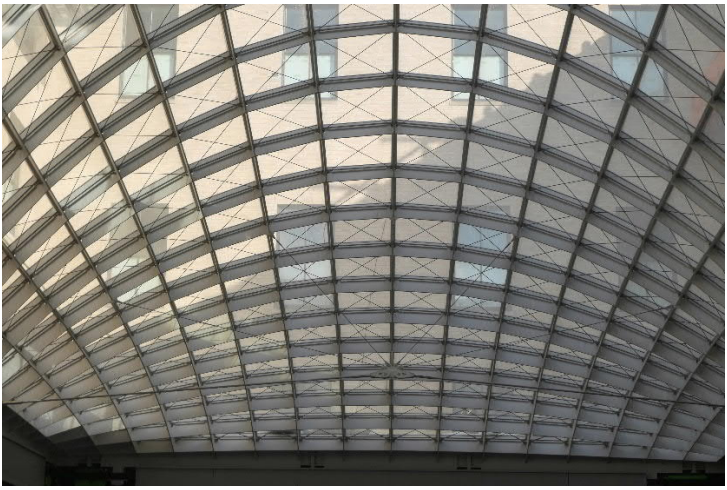


Abbildung 4: Transparente Aussteifung durch Seilscharen

Die beschriebene Eigenschaft von Schalen, mit kleiner werdendem Krümmungsradius effizienter zu werden, wurde im vorliegenden Projekt zu einem wesentlichen architektonischem Gestaltungsmerkmal. Im stark gekrümmten Mittelbereich können durch die Aktivierung der Schalenwirkung sehr filigrane T-Profile mit 100 mm Bauteiltiefe und Blechstärken von 20 mm verwendet werden (Abb. 5a). Dem gegenüber stehen die Elemente im Randbereich, die durch ihre krümmungsfreie Anordnung in einer Ebene jegliche

Schalentragwirkung verlieren und stattdessen ausschließlich auf Biegung beansprucht werden. Diese Randbereiche werden mit Bauteiltiefen bis zu 350 mm ausgebildet, was zu einem interessanten Wechselspiel zwischen Transparenz und Opazität führt (Abb. 5b).

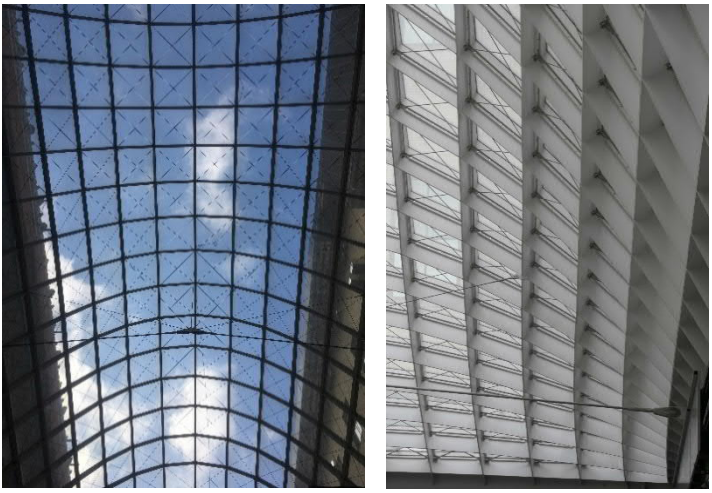


Abbildung 5a, 5b: Transparenter Mittelbereich gegenüber opakem Eckbereich

Dieser Effekt wird noch verstärkt durch die Variation der Maschenweite: Im Mittelbereich kommt bei großer Krümmung eine große Maschenweite mit 1,77 × 1,88 m zur Ausführung, während im Randbereich die Maschenweite auf bis zu 0,69 × 0,72 m verkleinert wird (siehe auch Abb. 2). Die durch Schneeverwehungen deutlich höheren lokalen Schneelasten im tiefer liegenden Randbereich der Schale können durch die Anpassung der Maschenweiten mit einem Glasaufbau abgetragen werden, der über die gesamte Schalenfläche gleichbleibend ist.

Während die Biegesteifigkeit in der Haupttragrichtung der Einzelbauteile wie beschrieben sehr sinnfällig an die jeweiligen Beanspruchungen angepasst wird, sind die Elemente in der Querrichtung ausgesprochen schlank. Die Aussteifung in dieser Richtung erfolgt hauptsächlich durch den Flansch des T-Profils, der mit 90 mm × 10 mm konstant gehalten wird. Da dieser im Knotenbereich ausgenommen ist, ergibt sich eine sehr geringe Systemsteifigkeit in der Schalenebene, was leicht zu Verzerrungen der Einzelmasche und damit schnell zu Instabilitäten führen kann. Aus diesem Grund wurden zusätzliche Seile eingeführt, die in der Flanschebene und damit nahe der Schwerachse der T-Profile angeordnet werden. Diese durchgängigen Zugelemente werden am Knoten mit Klemmtellern befestigt und wirken wie eine Auskreuzung in einem Rechteckrahmen. Nach [2] wurde diese Tragwerksform zum ersten Mal 1896 von Schwedler in einer Kuppel für ein Gasometer in Wien erfolgreich eingesetzt.

Aufgrund der kissenförmigen Geometrie der Schalen ist unter der Bedingung ebene Maschen zu erhalten keine regelmäßige Anordnung der Gitterstäbe möglich. Die mit Hilfe von parametrischer Optimierungssoftware gefundenen komplexen Stabanordnungen die als Näherungslösungen quasi ebene Maschen liefern, waren architektonisch nicht befriedigend. Aus diesem Grund wurde entschieden auf das Kriterium der ebenen Masche gänzlich zu verzichten und die Glasscheiben stattdessen wie Schindeln auf dem Dach anzuordnen (siehe Abb. 6). Unter Berücksichtigung eines parametrisierten Systems für die Versätze zwischen

den Scheiben konnte sowohl die Fertigung, durch Wiederholungen und Minimierung des Ausschusses, effizienter gemacht als auch die Entwässerung sichergestellt werden.

Abbildung 6: Schindelförmige Scheibenanordnung

4 Besonderheiten bei der Berechnung

Druckbeanspruchte Tragwerke sind typischerweise knickgefährdet, was im gleichen Maße für Schalen gilt wie auch für Druckstäbe oder Stützen. Aufgrund der flächenförmigen Geometrie und der damit verbundenen Redundanz in den Lastpfaden sind die Beulfiguren für Schalen allerdings weit komplexer als für lineare Systeme. Statikprogramme mit geometrisch nicht-linearen Berechnungsmöglichkeiten können diese Beulfiguren mit Hilfe einer Eigenwertanalyse ermitteln. Diese Beulfiguren können dann als normierte Imperfektionsfiguren mit der Schalengeometrie überlagert werden, die anschließend auf herkömmliche Art und Weise mit Spannungsnachweisen bemessen werden kann. Wesentlich ist bei diesem Ansatz, die zulässigen Verformungen frühzeitig zu spezifizieren und während der Herstellung zu verifizieren.

Um die Redundanz des Tragwerks unter extremen Schneelasten nachzuweisen, wurde neben der elastischen, eine material-nichtlineare Berechnung durchgeführt. Hierbei wurde die Plastifizierung der Knotenpunkte bei stetiger Laststeigerung berücksichtigt und die zugehörigen Beulfaktoren bewertet.

5 Installation

Die Fertigung und Installation der Überdachungen wurden von der Fa. Seele aus Gersthofen durchgeführt.

Das Stabwerk wurde im Werk vorgefertigt und abschnittsweise in „Leitern“ auf der Baustelle in New York angeliefert und, punktgelagert auf einem Gerüst eingebaut (Abb. 7). Nach einem geometrischen Aufmaß wurden anschließend benachbarte Segmente miteinander verschweißt. Damit konnten die hohen Anforderungen an die Genauigkeit von maximal 16 mm Abweichung von der Sollgeometrie bzw. 2 mm Differenzabweichung zwischen benachbarten Knoten erfüllt werden.

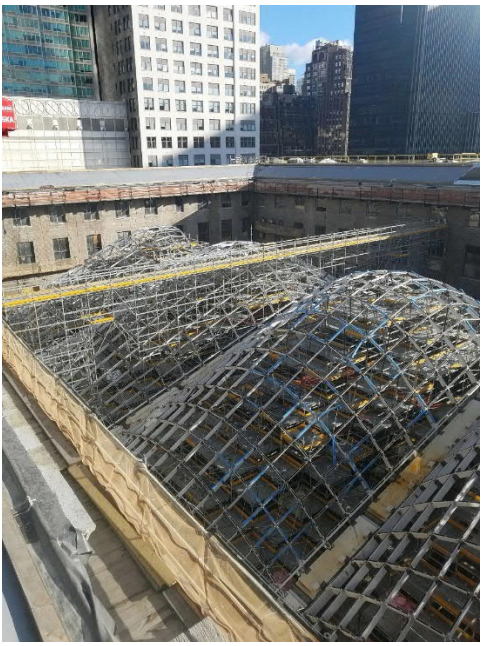


Abbildung 7: Tragwerk Haupthalle auf Gerüst

Im Anschluss wurden die Diagonalseile eingebaut und schrittweise vorgespannt. Aufgrund der nicht-ebenen Maschen musste besonderes Augenmerk auf die Einbausequenz der Seile gelegt werden, um Kollisionen und geometrische Knicke zu vermeiden. Abschließend konnten die radialen Speichenräder installiert werden, die als finale statische Komponente dem Tragwerk die endgültige Steifigkeit geben. Auch hier wurde durch schrittweises Vorspannen bei gleichzeitiger Kontrolle der Geometrie die Einhaltung der Toleranzen sichergestellt. Erst nach diesem letzten Schritt wurden die temporären Unterstützungen entfernt und mit dem Verlegen der Eindeckung begonnen.

6 Schluss

Die Umnutzung von Gebäuden ist eine umweltfreundliche Alternative zu deren Abriss und einem Neubau. Dazu muss der Entwurf kreativ sowohl auf die Anforderungen des Bestands als auch auf die zeitgemäßen formalen Bedingungen und nutzungstechnischen Ziele abgestimmt werden. Bei der Umplanung der Moynihan Station in New York konnte so ein historisches Postgebäude in eine moderne und transparente Bahnhofshalle umgewandelt werden. Durch die enge Zusammenarbeit zwischen Architekten und Ingenieuren ist ein

imposantes, neues Bauwerk entstanden, das als ein wesentlicher Baustein der New Yorker Infrastruktur im Herbst 2020 seiner Bestimmung übergeben wird.

Literatur

[1] SCHLAICH, J.: Lust an der Konstruktion: Bahnsteighallen - leicht, weit, hell. Renaissance der Bahnhöfe, Die Stadt im 21. Jahrhundert, Bund Deutscher Architekten, Deutsche Bahn AG, Förderverein Deutsches Architekturzentrum DAZ, Meinhard von Gerkan

[2] SCHOBER, H.: Transparente Schalen, Form Topologie Tragwerk, Ernst & Sohn 2015

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Design for production – Eingangs Canopies für das Multi-Functional-Building des Lakhta Center in St. Petersburg

Christian Wolkowicz[1], Jaime Sanchez-Alvarez[1], Kamil Schwarnowski[1], Mark Fahlbusch[2]

[1]*Lindner Fassaden GmbH, Steel & Glass, Dettelbach*
[2]*Bollinger + Grohmann Ingenieure, Frankfurt am Main*

Zusammenfassung: Das Multi-Functional-Building ist Teil des Lakhta Centers, welches das neue Hauptquartier des Energiekonzerns Gazprom im russischen St. Petersburg beherbergt. Über den Haupteingängen geht die äußere der zweischaligen Fassade fließend in bis zu 8 m auskragende Vordächer über. Die Randbedingungen für die geometrisch / statische Optimierung der Canopies waren, neben den architektonischen Vorgaben, die extreme Schneelast (1 t/m²), die Entwässerung und nicht zuletzt fertigungstechnische Aspekte. Der vorliegende Aufsatz beschränkt sich auf das größere und geometrisch komplexere der beiden Vordächer, das Nord-Canopy.

1 Einführung

Die Lindner Fassaden GmbH erhielt im Herbst 2015 den Auftrag für die äußere Hülle des Multi-Functional-Building innerhalb des Lakhta Centers am Finnischen Meerbusen. Dabei wurden 26.000 m² Elementfassade, 17.700 m² äußere Fassade und 1.700 m² Canopies geplant, gefertigt, geliefert und montiert. Die Gebäudegeometrie fällt im Grundriss durch nicht rechtwinklige Gebäudeecken und einen durch Kreisbögen ausgeführten Knick zwischen den einzelnen, durch Dehnfugen getrennten, Gebäudeflügeln auf. In der Ansicht dominieren die geneigten Giebelfassaden und die als Hypar ausgeführte, teilweise extrem geneigte Dachfläche. Diese führt zu einer variablen Gebäudehöhe zwischen 15 und 90 m, siehe Abb. 1.

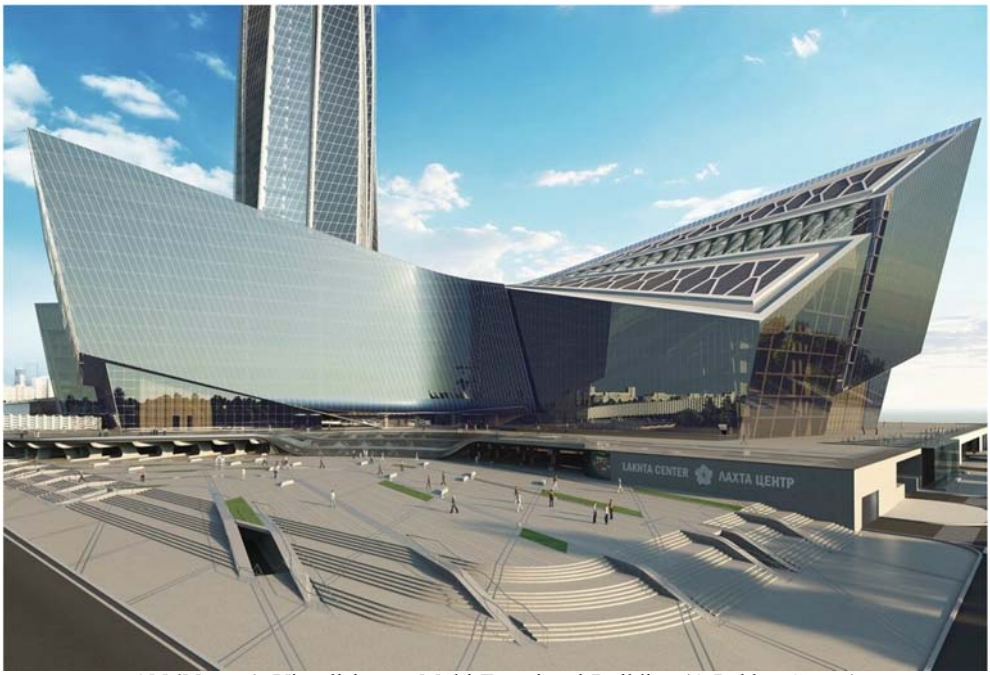


Abbildung 1: Visualisierung Multi-Functional-Building (© Lakhta Center)

2 Geometrie

2.1 Globalgeometrie

Die äußere Fläche des Nord-Canopy teilt sich in der Draufsicht in zwei gerade und einen gekrümmten Bereich. Die geraden Bereiche bestehen im Vertikalschnitt aus einer ebenen vertikalen Fläche, welche durch eine einfach gekrümmte in eine ebene horizontale Fläche übergeht. Im gekrümmten Bereich erzeugt dieser Übergang eine doppelt gekrümmte Fläche.

Die Entwicklung der Globalgeometrie (Geometrie der äußeren Fläche) von der in den Entwurfszeichnungen gezeigten zur letztendlich ausgeführten hat sich in zahlreichen Schritten in permanenter Abstimmung mit den Architekten von Gorproject vollzogen, siehe Abb. 2. Die markantesten Unterschiede sind:

- Verkürzung der Auskragung am West-Ende von 14 m auf 8 m
- Einführung einer Neigung in der Ansicht von Norden
- Übergang des Ost-Endes in die Fassade

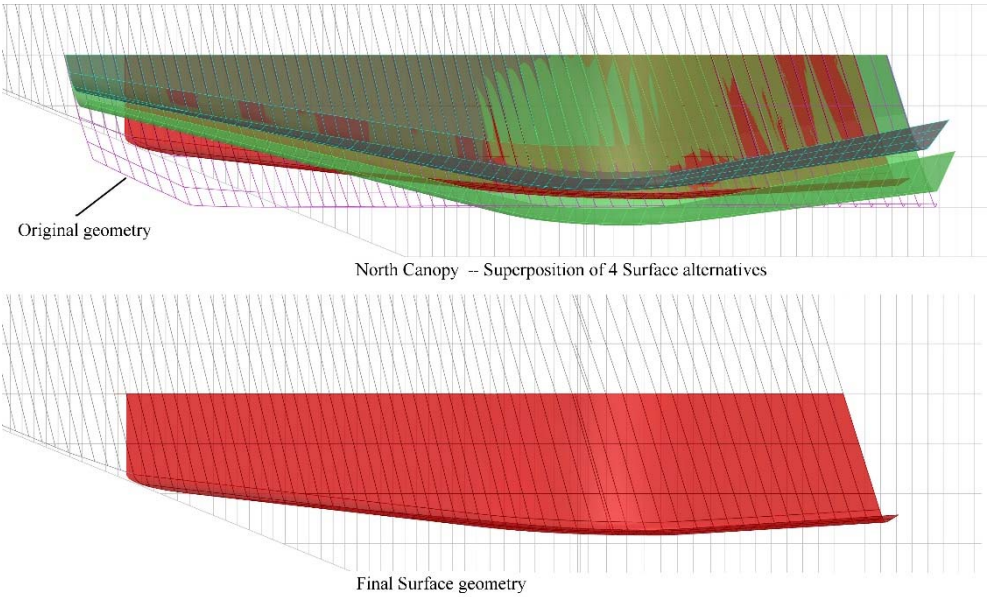


Abbildung 2: Entwicklung der Globalgeometrie für das Nord-Canopy

2.2 Verglasung

Die vertikale Fugengeometrie ergibt sich aus der Fortführung der um ca. 20° zur Vertikalen geneigten Hauptträger der Außenfassade. Die horizontale Fugengeometrie folgt im vertikalen Bereich den horizontalen Fugen der Außenfassade und im gekrümmten und horizontalen Bereich im Wesentlichen der Lage der Sekundärträger.

Um die Canopies schneefrei zu halten, werden die Scheiben mit einer Leistung von 1200 W/m² beheizt. Die statische Bemessung der Scheiben erfolgte allerdings trotzdem für die maximale Schneelast von 1 t/m². Die hohe Schneelast und die Beheizbarkeit der Scheiben machte die Verwendung von thermisch vorgespanntem Glas zwingend notwendig. Die Glaspaneele bestehen aus laminiertem, teilvorgespanntem Glas (10 TVG / 2.28 PVB / 10 TVG).

Die thermische Vorspannung von Freiformscheiben ist derzeit technisch nicht möglich. Es wurde daher versucht, die aus der Globalgeometrie vorgegebene Freiformgeometrie einiger Scheiben mit einfach gekrümmten Scheiben anzunähern. Dabei wurde mit drei Punkten des mittleren Querschnitts der Freiformscheibe (P0, P1, P2) ein Kreisbogen des Ersatzzylinders (Cyl_raw) definiert. Aus diesem wurde das endgültige Panel (Cyl_pan) mittels der Freiformkontur heraus geschnitten, siehe Abb. 3.

2.3 Trag- und Aufsatzkonstruktion, Verglasungssystem

Ein wesentliches Ziel beim Design der Tragkonstruktion für das Canopy war die Entzerrung von Lastabtrag und Geometrie. So sind die Hauptträger, welche überdimensionalen Hockey-Schlägern ähneln, geometrisch relativ einfach gestaltet. Sie sind eben, einachsig gekrümmt und besitzen über ihre Längsachse einen sich in der Höhe verändernden Rechteckquerschnitt.

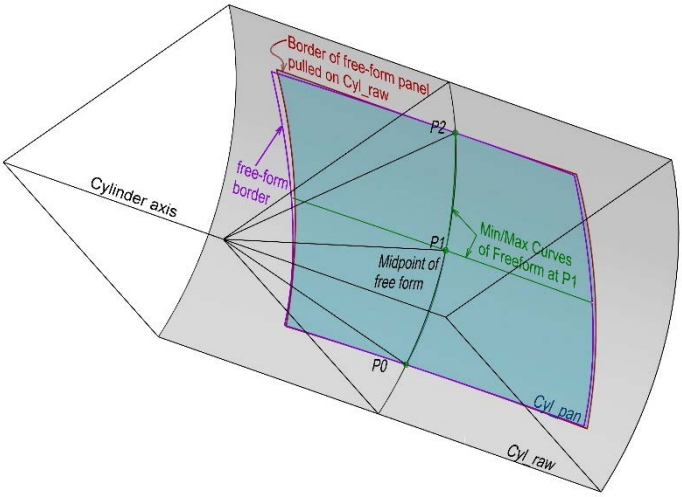


Abbildung 3: Annäherung an die Freiformscheibe mittels Zylinder

Die Anpassung der Geometrie erfolgt über eine nicht tragende Aufsatzkonstruktion.

Die Abweichungen der zylindrischen Scheiben von den Freiformscheiben werden in einem Verglasungsprofil aus Aluminium aufgenommen. Dieses bietet außerdem die Möglichkeit einer zweiten Dichtungsebene.

Einen Überblick über die gewählten Konstruktionsebenen gibt Abb. 4.

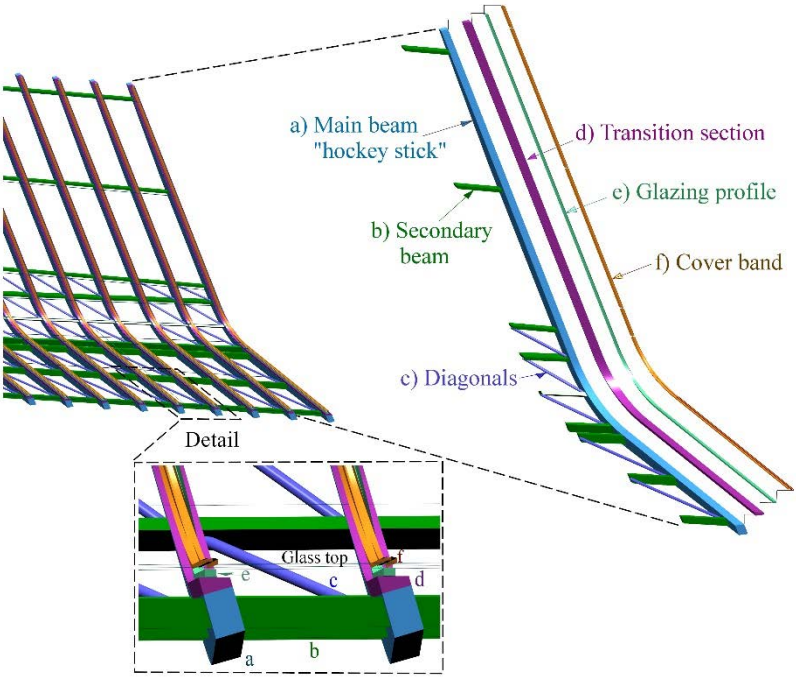


Abbildung 4: Übersicht der gewählten Konstruktionsebenen

3 Statik

Angesichts der Größe des Daches, der Schräggestellung seiner Geometrie und der außergewöhnlichen Schneelasten, die es zu berücksichtigen galt, stellte dieses Vordach große Herausforderungen an die Tragwerksplanung.

Bollinger und Grohmann Ingenieure wurden durch die Firma Lindner mit der statischen Optimierung der Canopies beauftragt. Die Aufgabe bestand darin, ein Vordach mit einer Auskragung von 8 Metern, welches sich aus einer schrägliegenden Fassade entwickelt, möglichst zwängungsfrei zu realisieren.

Nach russischer Norm beträgt die Schneelast in Sankt Petersburg 1,8 kN/m². Durch die kontinentale Prägung mit langen, kalten Wintern bleibt der Schnee länger locker und durch den Wind verschieblich, sodass das Thema der Schneeanhäufung bedeutend wird.

Im Falle des 8 m auskragenden Vordaches musste davon ausgegangen werden, dass der Schnee, der sich auf dem Dach des Gebäudes befindet, durch den Wind über die Attika geschoben wird und gesammelt auf dem Vordach landet. Bei einer Dachlänge von 60 m ergab sich hierbei ein Faktor von $\mu = 4{,}8$.

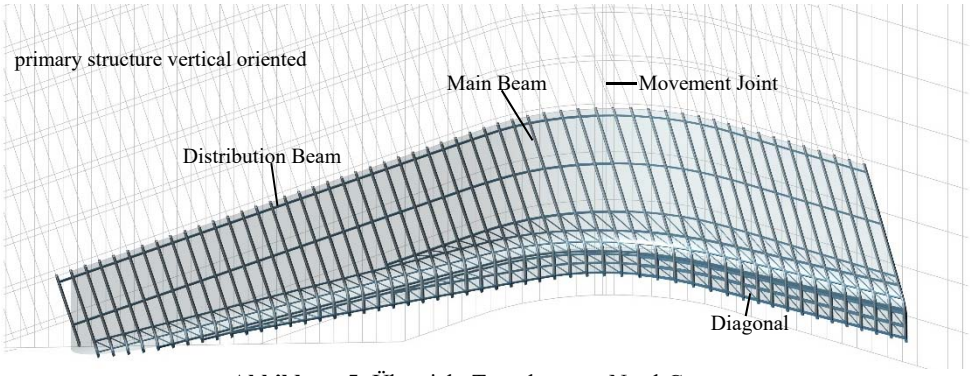


Abbildung 5: Übersicht Tragelemente Nord-Canopy

In Abb. 5 erkennt man, dass die Fassade und in der Fortführung die Haupttragelemente des Canopy diagonal über den Hauptstahlbau und über die Gebäudedehnfugen verlaufen.

Durch die diagonale Ausrichtung der Fassadenprofile werden die auskragenden Profile nicht nur wie üblich auf Biegung um die y-Achse beansprucht, sondern auch um die z-Achse aus Querbiegung und die x-Achse durch die Rotation. Statisch lassen sich diese Biegungen um die schwache Achse relativ gut in den Griff bekommen. Jedoch neigen Glasscheiben angesichts der Verformungen dazu, aussteifend zu werden. Aus diesem Grund wurden Diagonalen zwischen den „Schlägern“ so angeordnet, dass die Abtriebskräfte immer in einem Feld zwischen den Gebäudedehnfugen aufgenommen werden und kein Zwang aus Temperatur entstehen kann.

Die Problematik des Temperaturzwanges entsteht dadurch, dass die tragende Hauptstruktur des Gebäudes, an die das Vordach angeschlossen ist, innerhalb der thermischen Hülle liegt und das Vordach im Außenraum die volle Temperaturbelastung erfährt. Damit kein Zwang zwischen den Stützen der Hauptstruktur entsteht, haben die vor der Hauptstruktur im Kalten befindlichen, horizontalen Verteilungsträger immer auf einer Seite im Momentennullpunkt

ein Normalkraftgelenk. Torsionsmomente und Querkräfte mussten übertragen werden, siehe Abb. 6 links.

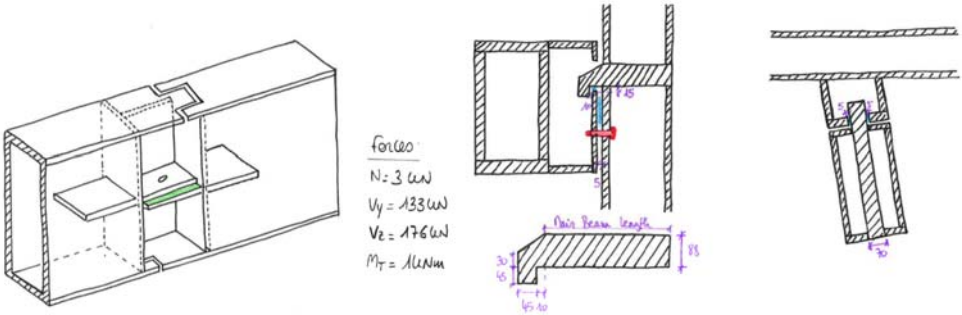


Abbildung 6: Links: Normalkraftgelenk im Verteilungsträger; Rechts: „Nase“ zum einhängen des Schlägers

In vertikaler Richtung wird immer der untere Lastverteilungsträger fest und der obere Verteilungsträger gelenkig gelagert. Somit kann sich der „Schläger“ ausdehnen, ohne Zwang in der Haupttragstruktur zu erzeugen.

Statisch ist der „Schläger“ immer an zwei Punkten durch einen Verteilungsträger gehalten. Der untere Verteilungsträger übernimmt Vertikal- und Horizontallasten, der obere Träger nur die Horizontallasten aus den Schlägern. Die Anschlüsse wurden so konzipiert, dass die vorgefertigten Schläger vor Ort relativ einfach positioniert werden konnten. Der untere Anschluss des Schlägers an den Verteilungsträger erfolgte über eine „Nase“ zum Einhängen, siehe Abb. 6 rechts.

Die obere Verbindung musste so ausgeführt werden, dass der am Gebäude gelenkig angeschlossene Verteilungsträger in vertikaler Richtung gehalten wird. Folglich wird hier, anders als man erwarten würde, der Verteilungsträger in vertikaler Richtung gehalten und nicht der Schläger, siehe Abb. 7.

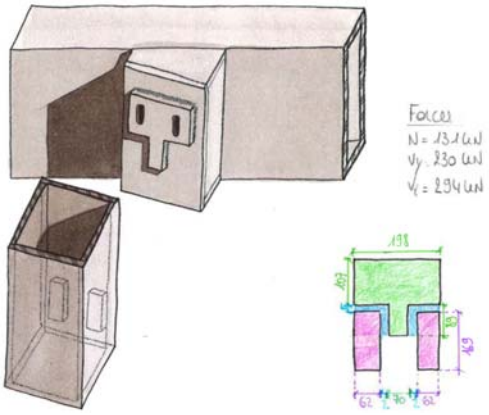


Abbildung 7: Oberer Anschluss des "Schlägers" an den Verteilungsträger

Somit konnten auch hier Temperaturzwänge begrenzt werden. Zur Entkopplung der Nebenträger zwischen den Schlägern mussten allerdings zusätzlich neben den Gelenken auch Langlöcher angeordnet werden, um den Zwang zu reduzieren.

4 Fertigung / Montage

Wie bereits in Kapitel 2.3 erwähnt, wurden die Haupttragelemente des Canopy geometrisch weitestgehend vereinfacht. Die Stege des rechteckigen Hohlkastens sind eben und konnten aus Blechen entsprechend ihrer Kontur herausgebrannt werden. Beide Flansche wurden ebenfalls aus einem Blech herausgebrannt und anschließend einachsig gebogen. Die Einzelbleche konnten auf einer ebenen Fläche in Position gebracht und anschließend verschweißt werden, siehe Abb. 8.

Abbildung 8: Links: Zusammenbau der ebenen „Schläger"; Rechts: beschichteter Träger

Der geometrisch komplexere, aber nicht tragende Flansch der Aufsatzkonstruktion ist zusätzlich zur einachsigen Biegung geometrisch tordiert. Dies wurde durch unterschiedliche Biegeradien und Neigung der zugehörigen Biegeachsen erreicht. Die Toleranzanforderungen für die Aufsatzkonstruktion waren sehr eng. Nur so konnte ein konstruktiv sauberer, kontinuierlicher Übergang zwischen Hauptträger und Verglasungsebene geschaffen werden.

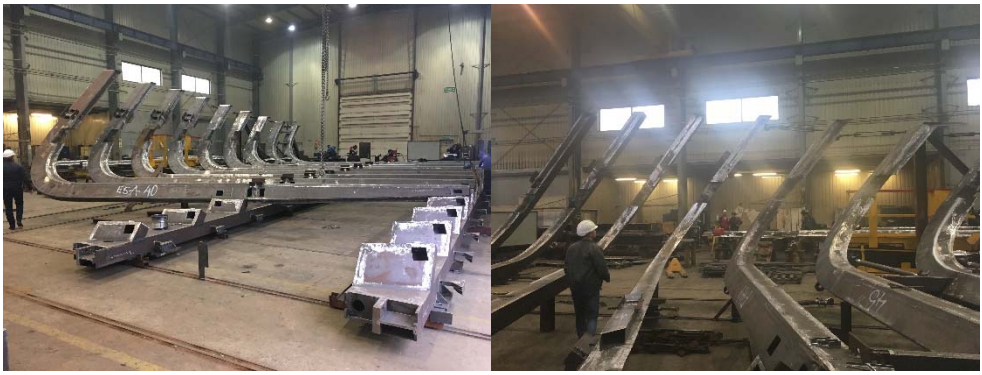


Abbildung 9: Vormontage einer zu einem Verteilungsträger gehörigen Schlägergruppe

Die hohen architektonischen Anforderungen an die Gestaltung der Anschlussdetails und die Tatsache, dass das Schweißen auf der Baustelle nicht gewünscht war, führten dazu, dass es während der Montage kaum Justiermöglichkeiten gab. Die geschraubte Schnittstelle zwischen Primärtragwerk und Canopy wurde nach Aufmaß gefertigt. Die erforderliche

Genauigkeit innerhalb der Canopy-Struktur wurde durch einen vollständigen Aufbau aller zu einem bis zu 9 m langen Verteilungsträger gehörigen Schläger inklusive aller Nebenträger und Diagonalen in der Werkstatt erreicht, siehe Abb. 9.

Aus Korrosionsschutzgründen wurde die gesamte Stahlstruktur feuerverzinkt und beschichtet. Alle sichtbaren Schweißnähte wurden verschliffen und alle sichtbaren Kanten sowie die sichtbaren Verzinkungslöcher verspachtelt.

Die besonderen Herausforderungen während der Montage waren u.a. der geringe Abstand der bis zu 3.5 t schweren Verteilungsträger zur Elementfassade von nur 50 mm, die Sperrung des Bereiches unterhalb des Canopy für einen Mobilkran und die Tatsache, dass die Außenfassade bereits montiert war und damit ein Ablassen der Verteilungsträger direkt über ihrer Einbauposition nicht möglich war. Das fertig montierte Canopy ist in Abb. 10 zu sehen.

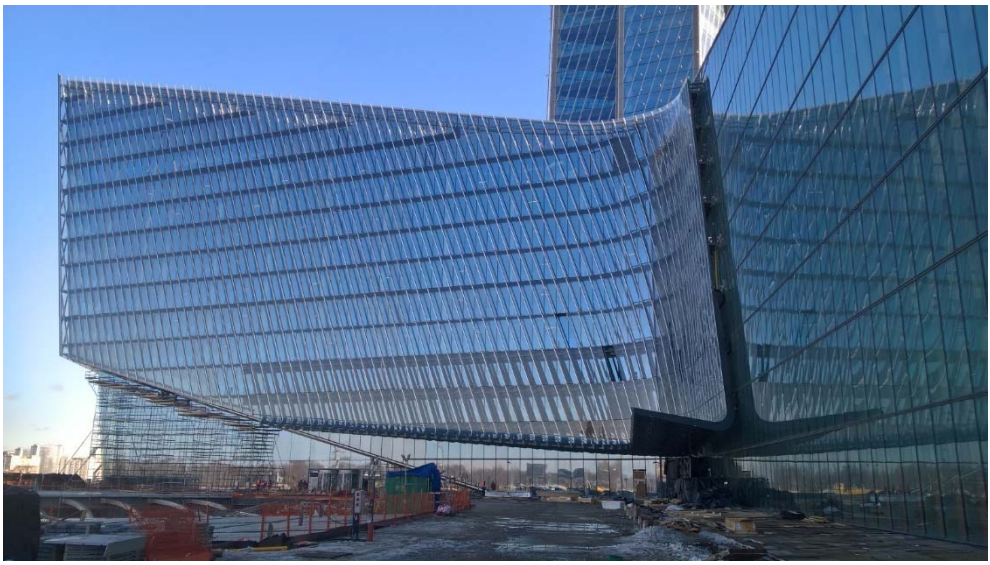


Abbildung 10: Montiertes Nord-Canopy

Projektbeteiligte:

Bauherr:	Lakhta Center, St. Petersburg
Architekt:	Gorproject, Moskau
Tragwerksconsultant:	Samsung C&T, Seoul
Fassadenconsultant:	United Facade Company, Moskau
Generalunternehmer:	Renaissance Construction, St. Petersburg
Tragwerksoptimierung Canopies:	Bollinger + Grohmann Ingenieure, Frankfurt am Main
Aluminiumfassade:	Lindner Fassaden GmbH, Arnstorf
Stahlfassade inkl. Canopies	Lindner Fassaden GmbH / Steel & Glass, Dettelbach

Minisymposium Baudynamik

Organisator:

- **Hamid Sadegh-Azar**
  Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Kaiserslautern

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Omnidirektionaler Flüssigkeitssäulendämpfer

Okyay Altay, Behnam Mehrkian, Sven Klinkel

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University

Zusammenfassung: Bauwerksschwingungen können sowohl die Standsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit filigraner Strukturen gefährden. Insbesondere gelten dabei Hochbauten aufgrund ihrer geringen inhärenten Dämpfung als schwingungsanfällig. Zur Reduktion von Bauwerksschwingungen können Flüssigkeitssäulendämpfer eingesetzt werden. Klassische Flüssigkeitssäulendämpfer bestehen aus einem U-förmigen Rohrsystem mit zwei Säulen und können daher nur uniaxial effizient wirken. In diesem Beitrag wird ein omnidirektional wirkender Flüssigkeitssäulendämpfer vorgestellt, dessen Säulen durch sternförmig angeordnete horizontale Arme in einen Mittelpunkt münden. Die Wirkung des Flüssigkeitssäulendämpfers wird an einem numerischen Beispiel dargestellt. Dabei wird ein Einfreiheitsgradsystem mit dem Dämpfer durch Erdbeben angeregt. Die Dämpferparameter werden nach einem Optimierungsvorgang ermittelt. Die maximale Bauwerksverschiebung wird durch die Dämpferwirkung um bis zu 26,8 % reduziert.

1 Einführung

Hochbauten, z.B. Hochhäuser, Türme, Masten, Schornsteine und Windenergieanlagen, sind filigrane Strukturen und verfügen generell über geringe inhärente Dämpfung. Daher können dynamische Einwirkungen, z.B. Erdbeben, Wind sowie Betriebs- und Verkehrslasten, leicht Schwingungen hervorrufen, die sowohl die Standsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit gefährden. Zur Schwingungsreduktion können konstruktive Maßnahmen, z.B. Hinzufügen zusätzlicher Tragelemente, eingesetzt werden. Diese Maßnahmen sind jedoch aufgrund von gestiegenen architektonischen und wirtschaftlichen Anforderungen nicht immer zielführend. Daher werden Systeme verwendet, die mit Hilfe dämpfender Elemente (Dissipatoren) oder durch Ankopplung einer Zusatzmasse (Schwingungsdämpfer) Bauwerke gegen Schwingungen schützen können. Dissipatoren müssen gleichmäßig über das gesamte Tragsystem verteilt oder unterhalb des Bauwerks als Basisisolierung angeordnet werden. Daher ist diese Maßnahme oft mit einem hohen Installationsaufwand verbunden. Als Alternative können Schwingungsdämpfer verwendet werden, die nur an Stellen angebracht werden müssen, wo

die Schwingungen am größten sind. Bei Hochbauten werden Schwingungsdämpfer meist an höchster Stelle des Bauwerks installiert, z.B. bei Hochhäusern im Dachgeschoss und bei Windenergieanlagen am Turmkopf. Aufgrund der lokalen Begrenzung der Baumaßnahme gelten Schwingungsdämpfer nach wie vor als eine beliebte Lösung zur Reduktion von Bauwerksschwingungen.

Neben mechanischen Schwingungsdämpfern, z.B. Pendeldämpfer und Masse-Feder-Dämpfer, werden insbesondere Flüssigkeitsdämpfer (Flüssigkeitssäulendämpfer und Schwappdämpfer) als Schwingungsdämpfer eingesetzt. Flüssigkeitsdämpfer können die für die Hochbauten relevanten Tieffrequenzen leichter realisieren als mechanische Dämpfer. Zudem können die Materialkosten im Vergleich zu den mechanischen Schwingungsdämpfern durch Einsatz von Wasser als Dämpfermasse stark reduziert werden. Aufgrund der geringen Dichte benötigt das Wasser jedoch mehr Volumen. Bei Bauwerken, wie Windenergieanlagen, können aufgrund der engen Platzverhältnisse aber auch andere Flüssigkeiten, z.B. Silikonöl, eingesetzt werden, die über eine höhere Dichte verfügen.

Der auf den Erfinder zurückgehend auch als Frahmsche Schlingertank [3] bekannte Flüssigkeitssäulendämpfer (im Englischen Tuned Liquid Column Damper, TLCD) wird aufgrund seiner Stabilität gegenüber Schwappdämpfern bevorzugt. Während der Schwappdämpfer seine Eigenfrequenz schwingungsamplitudenabhängig nichtlinear ändert, bleibt die Eigenfrequenz vom TLCD davon unberührt. Eine extreme Erhöhung der Amplitude verursacht bei dem TLCD zwar eine nichtlineare Steigerung der inhärenten Dämpfung, hilft jedoch dadurch dem Dämpfer seine Stabilität auch bei hohen Amplituden zu behalten.

Der klassische TLCD besteht aus einem U-förmigen Rohr-/Tanksystem zusammengesetzt aus zwei vertikalen Säulen, die durch einen horizontalen Rohr-/Tankabschnitt miteinander verbunden und teilweise mit einer Newtonschen Flüssigkeit, z.B. Wasser, befüllt sind. Im Falle einer Schwingung des Bauwerks beginnt die Flüssigkeit, phasenverschoben zur Bewegungsrichtung des Bauwerks, zu oszillieren. Dabei entstehen Rückstellkräfte, die entgegen der Bauwerksschwingungen wirken. Zudem werden durch interne Reibungs- und Turbulenzeffekte Dämpfungskräfte initiiert, die die Schwingungsenergie dissipieren.

Neben passiver Ausführung kann TLCD mit Adaptationsfunktionen erweitert werden. Zur Regelung der Eigenfrequenz können die beiden vertikalen Enden geschlossen werden, um eine Art Luftfeder zu bilden [11, 6]. Dabei wird mit Hilfe des Überdrucks die Eigenfrequenz erhöht. Im Tieffrequenzbereich kann die Eigenfrequenz am einfachsten durch Ändern des Strömungsquerschnitts erreicht werden. Hierfür können in den vertikalen Säulen beispielsweise bewegliche Platten angeordnet werden [1, 2]. Eine alternative Lösung wurde für eine nachträgliche Kalibrierung des passiven TLCD vorgeschlagen [9]. Dabei werden die Säulen in vertikaler Richtung in schließbare Kammern aufgeteilt. Durch Schließen und Öffnen der einzelnen Kammern kann der Strömungsquerschnitt und damit auch die Eigenfrequenz geändert werden. Dennoch verglichen mit anderen Schwingungsdämpfern hat der klassische TLCD den wesentlichen Nachteil, dass er nur uniaxial wirkt.

In diesem Tagungsbeitrag wird ein omnidirektionaler Flüssigkeitssäulendämpfer (Omnidirectional Tuned Liquid Column Damper - O-TLCD) vorgestellt, der Bauwerksschwingungen in lateraler Richtung effizient reduzieren kann. Die Funktionsweise des Schwingungsdämpfers wird in Kapitel 2 beschrieben. Die mathematischen Grundlagen werden in Kapitel 3

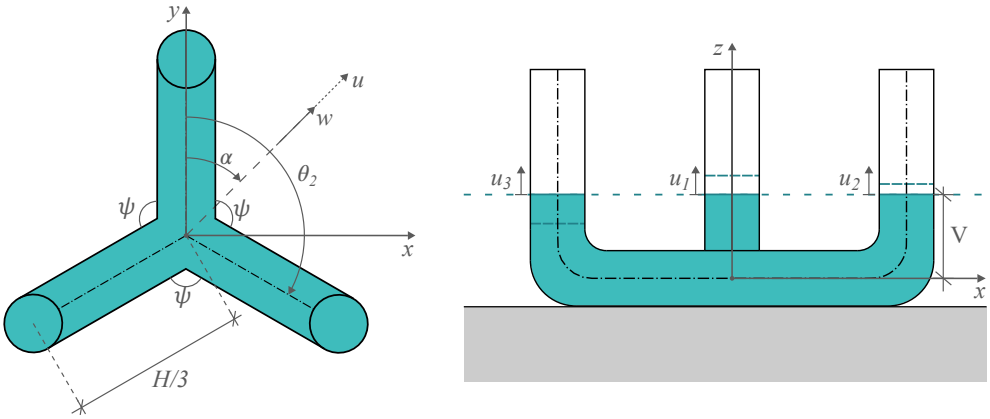


Abbildung 1: Omnidirektionaler Flüssigkeitssäulendämpfer (Omnidirectional Tuned Liquid Column Damper - O-TLCD). Aufsicht (links) und Seitenansicht (rechts).

erläutert. In Kapitel 4 wird die Wirkung des Schwingungsdämpfers an einem numerischen Beispiel untersucht. Kapitel 5 fasst die wesentlichen Punkte der Arbeit zusammen.

2 Beschreibung der Funktionsweise

Im Falle einer horizontalen Schwingung wirkt der klassische TLCD nur in Richtung seines horizontalen Rohr-/Tankabschnitts, [3, 12]. Der TLCD kann auch vertikal in Richtung der beiden Säulen wirken [11, 10]. Für Hochbauten sind jedoch meist die lateralen und torsionalen Schwingungen maßgebend. Zur Reduktion torsionaler Schwingungen wurde ein TLCD entwickelt, bei dem die zwei vertikalen Säulen miteinander durch einen kreisförmigen Rohr-/Tankabschnitt verbunden sind [5]. Um Schwingungen in biaxialer Richtung zu kontrollieren, wurden beispielsweise in Korea zwei getrennte TLCD senkrecht zueinander angeordnet [7]. Der TLCD wurde auch in senkrechter Richtung mit Schwapp- oder mechanischen Dämpfern kombiniert, um eine zweite Wirkungsrichtung zu erreichen [8, 4]. Um eine biaxiale Wirkung zu erreichen, wurden auch zwei TLCD miteinander verbunden [13]. Der sogenannte B-TLCD besteht aus vier vertikalen Säulen. Jede Säule ist mit zwei weiteren Säulen über zwei horizontale Rohr-/Tankabschnitte verbunden. Damit verfügt der B-TLCD über vier horizontale Rohr-/Tankabschnitte, die senkrecht zueinander angeordnet sind und unterhalb der Säulen einen rechteckigen Ring bilden.

Der omnidirektional wirkende O-TLCD ist mit seinen Komponenten in Abb. 1 dargestellt. Die horizontalen Arme des O-TLCD treffen sich anders als beim B-TLCD in einem gemeinsamen Mittelpunkt und ermöglichen allen vertikalen Säulen miteinander zu kommunizieren. Die Arme sind um den Mittelpunkt radial sternförmig angeordnet. Damit kann sich die Flüssigkeit zwischen den Säulen entsprechend der Anregungsrichtung direkt verteilen und erlaubt dem O-TLCD seine omnidirektionale Wirkungsweise. Der O-TLCD besteht in seiner Standardkonfiguration aus drei Säulen und dementsprechend drei Armen. Die Anzahl der Säulen bzw. Arme kann beliebig erhöht werden.

3 Mathematische Beschreibung

Die Amplitude der Flüssigkeitsauslenkung in den einzelnen Säulen u_i des O-TLCD hängt von der Anregungsrichtung α sowie vom Richtungswinkel θ_i der einzelnen Arme ab (vgl. Abb. 1). Die Flüssigkeitsauslenkung kann mit Hilfe Gl. (1) für die Säule i auf einen gemeinsamen äquivalenten Freiheitsgrad u überführt werden. Die Lagrange-Gleichung kann dann, wie in Gl. (2) gezeigt, auf Basis dieses Freiheitsgrads aufgestellt werden.

$$u_i = u\cos(\alpha - \theta_i) \tag{1}$$

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{dt}}\left(\frac{\partial E_{kin}}{\partial \dot{u}}\right) - \frac{\partial E_{kin}}{\partial u} + \frac{\partial E_{pot}}{\partial u} = Q_u \tag{2}$$

Die kinetische Energie E_{kin} der Flüssigkeitsbewegung ist in Gl. (3) ermittelt. Dabei ist ρ die Flüssigkeitsdichte, A der Strömungsquerschnitt und $H/3$ die Länge der einzelnen Horizontalabschnitte. Die Geschwindigkeitsvektoren der Horizontal- und Vertikalabschnitte $\dot{\mathbf{u}}_{V,i}$ und $\dot{\mathbf{u}}_{H,i}$ sind in Gl. (4,5) gegeben. Das Bauwerk wird durch ein Einfreiheitsgradsystem idealisiert. Dabei sind $\dot{w}$ die Anregungsgeschwindigkeit und $\dot{u}$ die Geschwindigkeit des äquivalenten Freiheitsgrads u.

$$E_{kin} = \frac{1}{2}\rho A \sum_{i=1}^{3}\left(V|\dot{\mathbf{u}}_{V,i}|^2 + \frac{H}{3}|\dot{\mathbf{u}}_{H,i}|^2\right) \tag{3}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{V,i}^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix}\dot{w}\sin\alpha & \dot{w}\cos\alpha & \dot{u}\cos(\alpha-\theta_i)\end{bmatrix} \tag{4}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{H,i}^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix}\dot{u}\cos(\alpha-\theta_i)\sin\theta_i + \dot{w}\sin\alpha & \dot{u}\cos(\alpha-\theta_i)\cos\theta_i + \dot{w}\cos\alpha & 0\end{bmatrix} \tag{5}$$

Die potentielle Energie des O-TLCD wird mit Gl. (6) ermittelt. Dabei sind g die Erdbeschleunigung und V die Säulenhöhe.

$$E_{pot} = \frac{1}{2}\rho A g \sum_{i=1}^{3}\left(V + u\cos(\alpha-\theta_i)\right)^2 \tag{6}$$

Die nicht-konservativen Kräfte Q_u ergeben sich, wie in Gl. (7) dargestellt, aus dem Druckverlust Δp_L im Rohr-/Tanksystem. Mit Hilfe des Stagnationsdrucks kann der Druckverlust für die einzelnen Dämpferabschnitte zusammen addiert werden. Dabei ist λ die Rohrreibungszahl.

$$Q_u = -\Delta p_L A = -\frac{1}{2}\rho A \lambda \sum_{i=1}^{3}\left(\dot{u}\cos(\alpha-\theta_i)\right)^2 \tag{7}$$

Durch Einsetzen der einzelnen Terme in Gl. (2) und nach partieller Ableitung ergibt sich die Bewegungsgleichung des O-TLCD zu

$$\ddot{u} + \delta|\dot{u}|\dot{u} + \omega_d^2 u = -\gamma\ddot{w}. \tag{8}$$

Dabei sind δ der Verlustbeiwert, ω_d die Eigenkreisfrequenz, γ der Geometriefaktor und L' die effektive Länge. Die einzelnen Parameter sind in Gl. (9) dargestellt.

$$\delta = \frac{\lambda}{L'}, \quad \omega_d = \sqrt{\frac{2g}{L'}}, \quad \gamma = \frac{2H}{3L'}, \quad L' = 2(V + \frac{H}{3}) \tag{9}$$

Die auf das Bauwerk wirkenden Rückstell- und Dämpfungskräfte sowie die Bewegungsgleichung des Bauwerks ergeben sich, wie in Gl. (10,11) dargestellt, aus der Summe aller Kräfte, die in Schwingungsrichtung des Bauwerks wirken. Dabei wird das Bauwerk als symmetrisch angenommen. Damit entspricht die Schwingungsantwort der Richtung der Anregung $\ddot{w}$. In Gl. (10) sind m_s, c_s und k_s die modale Masse, der Dämpfungskoeffizient und die Steifigkeit des Bauwerks sowie m_d die Gesamtmasse des O-TLCD. In Gl. (11) sind μ das Massenverhältnis m_d/m_s sowie D_s das Dämpfungsmaß und ω_s die Eigenkreisfrequenz des Bauwerks. Im Falle einer Bodenanregung erweitern sich in Gl. (8,11) die Terme mit $\ddot{w}$ um $\ddot{w}_g$.

$$\sum F_w = 0 : (m_s + m_d)\ddot{w} + c_s\dot{w} + k_s w + \frac{1}{3} m_d \gamma \ddot{u} \sum_{i=1}^{3} \cos^2(\alpha - \theta_i) = 0 \tag{10}$$

$$\Leftrightarrow \ddot{w} + 2D_s\omega_s\dot{w} + \omega_s^2 w = -\mu(\ddot{w} + \frac{1}{2}\gamma\ddot{u}) \tag{11}$$

Die Bewegungsgleichungen des O-TLCD sowie des Bauwerks können dementsprechend auf weitere Freiheitsgrade erweitert werden, um beispielsweise unsymmetrische Bauwerke zu untersuchen. Damit können auch Gebäude mit mehreren Etagen und mehreren O-TLCD berechnet werden. Ebenso kann dabei die Anregungsrichtung zeitabhängig als $\alpha(t)$ definiert werden. Damit kann eine zeitliche Änderung der Anregungsrichtung berücksichtigt werden. Zudem können durch Schließen und Öffnen der vertikalen Kammern die Querschnitte der Horizontal- und Vertikalabschnitte voneinander abweichen, $A_H \neq A_V$. Diese Punkte, die Herleitung der Gleichungen für einen O-TLCD mit mehr als drei Säulen sowie eine irreguläre Verteilung der Säulen mit $\psi_i \neq \psi_{i+1}$ werden hier aufgrund der Seitenbegrenzung nicht behandelt und gehören zu einer weiteren Publikation des Forscherteams.

4 Numerisches Beispiel

Das in Abb. 2 dargestellte symmetrische tosionsstarre Bauwerk wird numerisch untersucht. Zur Reduktion der erdbebeninduzierten Schwingungen wird ein ebenfalls in Abb. 2 dargestellter O-TLCD eingesetzt. Die Parameter des Bauwerks sowie des O-TLCD sind in der gleichen Abbildung zu finden.

Das Bauwerk wird durch ein Einfreiheitsgradsystem idealisiert und die Schwingungsrichtung w entspricht aufgrund den symmetrischen Eigenschaften der gleichen Richtung wie die Anregung $\ddot{w}_g$. Die Anregungsrichtung ist $\alpha = \pi/6$. Aufgrund der omnidirektionalen Wirkungsweise des O-TLCD können Anregungen in allen möglichen horizontalen Richtungen mit $\alpha = \{0 \ldots 2\pi\}$ gleichmäßig kontrolliert werden. Beim Bauwerk handelt es sich um ein Verbundtragwerk mit Stahlstützen und einer Stahlbetondecke. Die Eigenfrequenz liegt bei $f_s = 0{,}324$ Hz und das Dämpfungsmaß beträgt $D_s = 1\%$. Die Parameter des Beispiels entsprechen damit einem üblichen Hochbau.

Die Masse des O-TLCD liegt bei 15,57 t und entspricht $\mu = 5{,}2\%$ der modalen Masse des Bauwerks. Die Geometrie des Schwingungsdämpfers wurde so gewählt, das die Eigenkreisfrequenz den Warburton-Kriterien entspricht [14]. Die inhärente Dämpfung hängt vom Verlustbeiwert δ ab. Dieser Parameter wurde aus einer Parameterstudie so gewählt, dass der

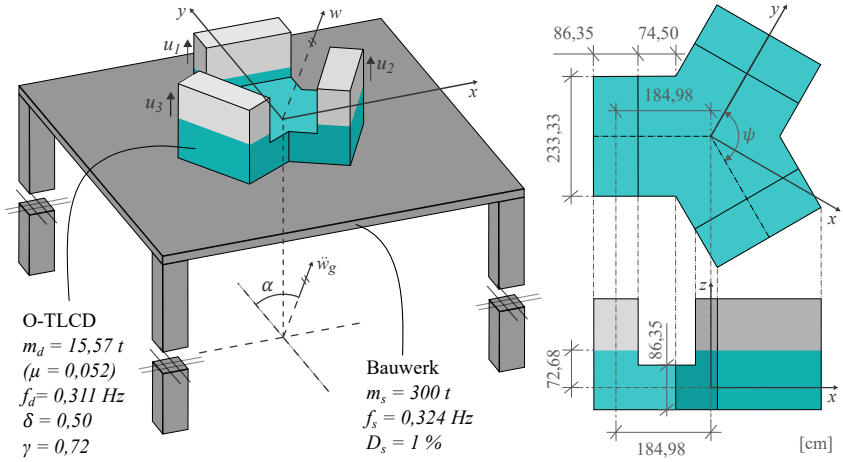


Abbildung 2: Das numerisch untersuchte Bauwerk mit O-TLCD (links) und der Grundriss (rechts-oben) sowie die Seitenansicht (rechts-unten) des O-TLCD. Anregungsrichtung: $\alpha = \pi/6$.

Erdbeben	Fall	MAX $[m]$	Reduktion $[\%]$	RMS $[m]$	Reduktion $[\%]$
El Centro	ohne O-TLCD	0.391		0.185	
El Centro	mit O-TLCD	0.286	26.8	0.085	54.1
Kobe	ohne O-TLCD	0.403		0.106	
Kobe	mit O-TLCD	0.386	4.0	0.059	44.6

Tabelle 1: Simulationsergebnisse der Dachauslenkung ohne und mit O-TLCD.

Flüssigkeitsstand im Vertikalabschnitt des O-TLCD bleibt. Andere Kriterien und Optimierungsverfahren, beispielsweise mit Hilfe genetischer Algorithmen, können ebenfalls verwendet werden.

Die numerischen Berechnungen wurden in Matlab/Simulink-Umgebung mit Zeitintegrationsverfahren durchgeführt. Zur numerischen Lösung der Bewegungsgleichungen des Bauwerks sowie des O-TLCD wird das Runga-Kutta-Verfahren 4. Ordnung verwendet. Die Zeitschrittweite liegt bei $0{,}02$ s. Die Simulationszeit beträgt 100 s. Als Anregungssignal wurden zwei historische Erdbeben benutzt: Das Fernfelderdbeben El Centro (1940) sowie das Nahfelderdbeben Kobe (1995).

Die berechneten Zeitverläufe der Dachauslenkungen sind in Abb. 3 für die Fälle ohne und mit O-TLCD dargestellt. Durch die Wirkung des O-TLCD können die Maximalwerte bis zu $26{,}8\%$ reduziert werden. Die RMS-Werte werden über $54{,}1\%$ reduziert. Weitere Ergebnisse sind in Tab. 1 aufgelistet. Die Flüssigkeitsbewegungen sind ebenfalls in Abb. 3 dargestellt. Die maximale Flüssigkeitsauslenkung liegt bei $0{,}610$ m. Damit bleibt die Flüssigkeit im Vertikalbereich des O-TLCD. Die Flüssigkeitsbewegung kann mit Hilfe der inhärenten Dämpfung weiter angepasst werden.

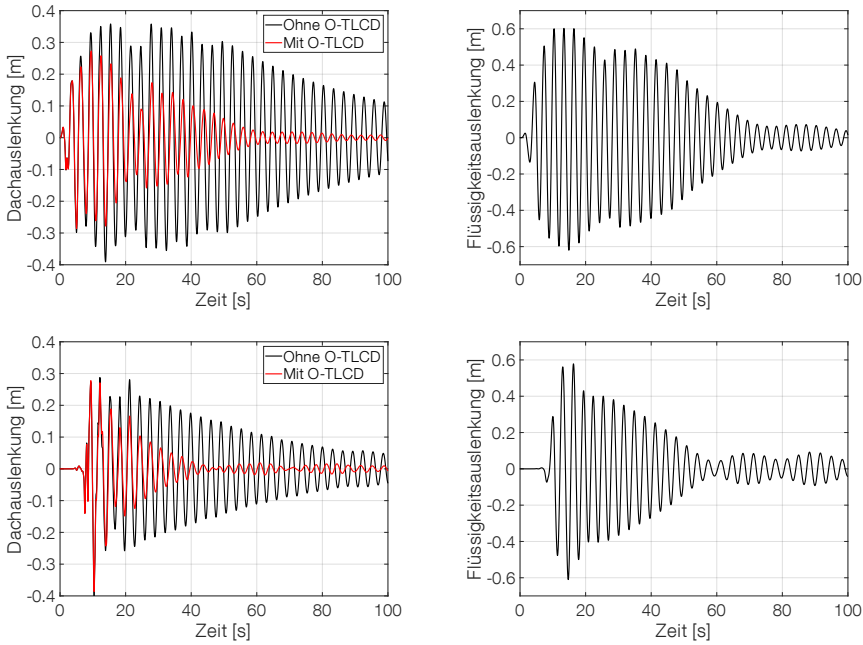


Abbildung 3: Zeitverläufe der Dachverschiebungen sowie Flüssigkeitsauslenkung von O-TLCD während dem El Centro (erste Zeile) und Kobe (zweite Zeile) Erdbeben.

5 Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wurde ein omnidirektional wirkender Flüssigkeitssäulendämpfer (O-TLCD) vorgestellt. Die Bewegungsgleichung sowie die Interaktionskräfte des Schwingungsdämpfers wurden aus der Lagrange-Gleichung hergeleitet. Die Wirkung des O-TLCD wurde an einem numerischen Beispiel untersucht. Dabei konnten die erdbebeninduzierten maximalen Schwingungen eines Einfreiheitsgradsystems mit O-TLCD um bis zu $26{,}8\%$ reduziert werden. Weitere Untersuchungen werden sich auf die Erweiterung der mathematischen Grundlagen fokussieren. Darüber hinaus werden Regelungsalgorithmen entwickelt, die dem Schwingungsdämpfer semi-aktiv eine Echtzeit-Anpassung seiner Frequenz- und Dämpfungsparameter ermöglichen.

Danksagung

Die Forschungsarbeit wurde durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) finanziell gefördert (FKZ 03VP04680). Die Autoren bedanken sich recht herzlich für die Unterstützung.

Literatur

[1] ALTAY, O. ; KLINKEL, S. : A semi-active tuned liquid column damper for lateral vibration control of high-rise structures: Theory and experimental verification. In: *Structural Control and Health Monitoring* 25 (2018), S. e2270

[2] ALTAY, O. ; KLINKEL, S. : Semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer zur Reduktion lateraler Schwingungen von Hochbauten. In: *Bauingenieur* 93 (2018), S. S11–S18

[3] FRAHM, H. : *Means for damping the rolling motion of ships, Patent US970368*. 1910

[4] HEO, J. S. ; LEE, S. K. ; PARK, E. ; LEE, S. H. ; MIN, K. W. ; KIM, H. ; JO, J. ; CHO, B. H.: Performance test of a tuned liquid mass damper for reducing bidirectional responses of building structures. In: *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 18 (2009), S. 789–805

[5] HOCHRAINER, M. J. ; ADAM, C. ; ZIEGLER, F. : Application of tuned liquid column dampers for passive structural control. In: *7th Int. Congress on Sound and Vibration*, S. 3107–3114

[6] HOCHRAINER, M. J. ; ZIEGLER, F. : Control of tall building vibrations by sealed tuned liquid column dampers. In: *Structural Control and Health Monitoring* 13 (2006), S. 980–1002

[7] KIM, H. J. ; KIM, W. J. ; LEE, S. G. ; JO, J. S. ; KIM, D. K. ; LEE, K. J.: Mitigation of wind-induced vibration with liquid column vibration absorber. In: *Advances in Science and Technology* 56 (2008), S. 259–264

[8] MIN, K. W. ; KIM, J. ; LEE, H. R.: A design procedure of two-way liquid dampers for attenuation of wind-induced responses of tall buildings. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 129 (2014), S. 22–30

[9] MIN, K. W. ; PARK, C. S. ; KIM, J. : Easy-to-tune reconfigurable liquid column vibration absorbers with multiple cells. In: *Smart Materials and Structures* 24 (2015), S. 065041

[10] REITERER, M. ; ALTAY, O. ; WENDNER, R. ; HOFFMANN, S. ; STRAUSS, A. : Adaptive Flüssigkeitstilger für Vertikalschwingungen von Ingenieurstrukturen - Teil 2: Feldversuche. In: *Stahlbau* 77 (2008), S. 205–212

[11] REITERER, M. ; ZIEGLER, F. : Control of pedestrian-induced vibrations of long-span bridges. In: *Structural Control and Health Monitoring* 13 (2006), S. 1003–1027

[12] SAKAI, F. ; TAKAEDA, T. T.: *Damping device for tower-like structure, Patent US5070663*. 1991

[13] TONG, X. ; ZHAO, X. ; KARCANIAS, A. : Passive vibration control of an offshore floating hydrostatic wind turbine model. In: *Wind Energy* 21 (2018), S. 697–714

[14] WARBURTON, G. B.: Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 10 (1982), S. 381–401

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Menscheninduzierte Erschütterungen: Realistische Lastansätze, Berechnungsmethoden und Bewertungskriterien in der Praxis

Arthur Feldbusch[1], Hamid Sadegh-Azar[1], Frank Klimaszyk[2]

[1]*Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, TUK,*
[2]*bwp Burggraf + Reiminger Beratende Ingenieure GmbH*

Zusammenfassung: Menscheninduzierte Schwingungen von Baustrukturen sind kein neues Phänomen, gewinnen aber infolge höherer Anforderungen an Bedeutung. Filigrane Konstruktionen können von Menschen angeregt und in der Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt werden. Eine konservative Auslegung ist i.d.R. möglich, führt aber zu hohen konstruktiven Anforderungen und kann die Baukosten in die Höhe treiben oder die Machbarkeit gefährden. Dieser Beitrag soll eine Diskussion über realistische Lastansätze, Berechnungsmethoden und Bewertungsansätze anstoßen.

1 Einleitung

In Anbetracht der zunehmenden filigranen und leichten Bauweise gewinnen Schwingungsproblematiken an Bedeutung. Neue Materialien (Alu, GFK und andere Kunststoffe) ermöglichen schlanke und weitgespannte Bauweisen und erhöhen somit die Schwingungsanfälligkeit. In Ballungszentren erfolgen mehrfache Überbauungen von weitgespannten Bauteilen. Eine Anordnung von mehreren Schwimm- und Turnhallen ist keine Seltenheit. Durch Menschen verursachte Schwingungen können die Fühl- und Wahrnehmungsschwelle überschreiten und das Wohlbefinden beeinträchtigen oder sogar Panik auslösen. Zur dynamischen Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen werden häufig sehr konservative Annahmen getroffen, die in Realität nie auftreten. Die VDI 2038-1 [1] gibt für den Lastfall Hüpfen für den Bereich Fitness eine Personendichte von 0,25-0,5 Pers/m² an. Dies führt bei der Auslegung von großflächigen Sporthallen oft zu unrealistischen Annahmen von sehr großen synchron hüpfenden Menschenmassen. In Kombination mit einer konservativ angenommenen niedrigen Dämpfung und einer geringen Steifigkeit (z.B. infolge Rissbildungen im Beton - Zustand II) werden rechnerisch sehr hohe Amplituden ermittelt, die nur durch aufwendige und teure Maßnahmen (Versteifungen, Einbau von Schwingungstilgern) in den Griff zu bekommen sind. Folglich ergeben sich die

Konservativitäten einerseits durch Unsicherheiten bei den einwirkenden Lasten und andererseits durch schwer abzuschätzende dynamische Eigenschaften von Baustrukturen. In der Regel werden nach der Errichtung des Bauwerks, meist noch unter Rohbaubedingungen, Frequenzmessungen und Anregungstests durchgeführt.

2 Aktuelles Vorgehen und Berechnungsmethodik in der Praxis zur Untersuchung von menscheninduzierten Erschütterungen

In der Regel läuft eine Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen in folgenden Schritten ab: zunächst erfolgt eine numerische Berechnung der dynamischen Parameter der Konstruktion, u.a. der Eigenfrequenzen und der dazugehörigen Eigenschwingformen. Es folgt die Definition der dynamischen Belastung durch Personen (Lastfälle), eines möglichst ungünstigen, aber realistischen Anregungsszenarios. Anschließend wird die dynamische Antwort des Systems ermittelt. Anhand der prognostizierten Schwingungsamplituden wird das Tragverhalten anhand von Anhaltswerten nach geltenden Regelwerken (z.B. VDI 2038-2 [2], ISO 10137 [3]) oder nach individuell mit dem Bauherrn festgelegten Grenzwerten beurteilt. Sind diese Werte überschritten, werden Maßnahmen zur Schwingungsreduzierung untersucht. Diese können leichte konstruktive Änderungen (z.B. Versteifungsmaßnahmen), Einbau von Schwingungstilgern oder vollständige Änderungen des Baukonzepts beinhalten.

Um erhebliche Einflüsse aus benachbarten und zusammenhängenden Tragstrukturen einschließlich derer Lasten, Massen und Steifigkeiten sowie räumliche Effekte nicht zu vernachlässigen, ist unter Umständen eine numerische Modellierung von ganzen Gebäudeteilen erforderlich (s. Abb. 1). Vereinfachte Abschätzungen und Modelle sind dabei zur groben Verifikation der komplexen numerischen Berechnungen unbedingt zu empfehlen.

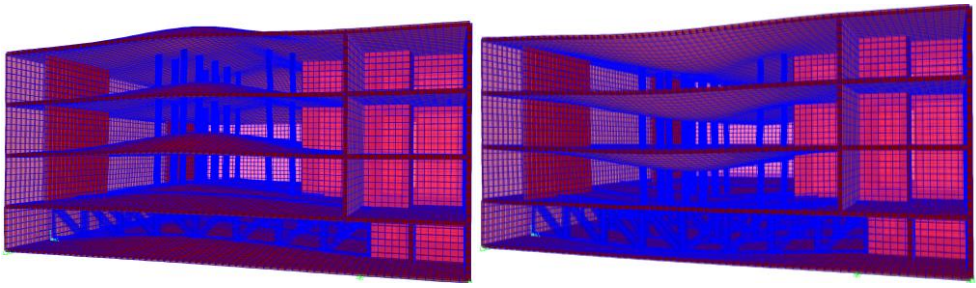


Abbildung 1: Wesentliche modale Eigenschwingformen in Bezug auf menscheninduzierte Schwingungen

2.1 Berechnungsannahmen für das numerische Strukturmodell

Zur Berechnung sind zahlreiche Annahmen zu treffen, die mit großen Unsicherheiten verbunden sind. Anders als in der Statik sind Annahmen auf der sicheren Seite oft nicht eindeutig festzulegen. Häufig werden Berechnungsannahmen getroffen, die die Eigenfrequenz reduzieren (geringere Steifigkeit, u.U. höhere Lasten bzw. Massen), da weichere Strukturen im Allgemeinen einfacher anzuregen sind (siehe Abb. 2). Generell wird beobachtet, dass die Eigenfrequenz häufig bei numerischen Berechnungen, aufgrund der

oben erwähnten Annahmen, deutlich unterschätzt wird. Eine in Realität um 50% erhöhte Eigenfrequenz ist keine Seltenheit (s. auch z.B. [4]).

Steifigkeit

Die Abschätzung der Materialsteifigkeit ist komplex. Auf der einen Seite ist der dynamische E-Modul erfahrungsgemäß im Verhältnis zum statischen Tangentenmodul um 10% zu erhöhen. Auf der anderen Seite kann die Steifigkeit bei gerissenen Strukturen, wie sie beim Stahlbeton im Zustand II vorliegt, womöglich deutlich geringer ausfallen. Der in der Norm angegebene E-Modul des Betons wird zudem von wenigen Betonwerken garantiert.

Randbedingungen

Bei der dynamischen Auslegung einer Decke ist beispielsweise der Einspanngrad der Ränder abzuschätzen. In der statischen Auslegung wird häufig vereinfacht eine gelenkige Lagerung angenommen. In Hinblick auf menscheninduzierte Schwingungen ist die Annahme einer Volleinspannung häufig realistischer. Aufgrund der geringen Verdrehungen, die bei einer Deckenschwingung typischerweise auftreten, kann sich die gelenkige Lagerung nicht entfalten (s. auch z.B. [5]).

Lasten & Massen

Die Lasten sind für die Eigenfrequenzberechnung möglichst realistisch anzusetzen und anders als bei der statischen Analyse nach Möglichkeit nicht zu überschätzen. Höhere Lasten bzw. Massen verringern einerseits das Verhältnis von Systemantwort zu Anregung, reduzieren jedoch andererseits die Eigenfrequenz und erhöhen damit die Anregbarkeit. Ob sich das günstig oder ungünstig auswirkt, ist abhängig von der Dämpfung und Eigenfrequenz des Systems. In dem in Abb. 2 gezeigten normierten Beschleunigungs-Antwortspektrum aus [6] ist der Effekt zu erkennen. Eine Verdoppelung der Masse führt bei einem Ein-Massen-Schwinger zu einer Reduktion der Eigenfrequenz auf den Faktor $1/\sqrt{2}$. Bei 6,5 Hz und einer Dämpfung von 0,5 % führt eine Verdoppelung der Masse in etwa zu einer Verdoppelung der Schwingungsamplituden. Während bei einer Eigenfrequenz von 4 Hz und einer Dämpfung von 1% die Verdopplung der Masse eine Reduktion der Schwingungsamplitude auf etwa 70% ergibt. Neben den einwirkenden Lasten ist auch die Stahlbetonwichte realistisch einzuschätzen. Abhängig vom Betonzuschlag und Bewehrungsgehalt kann die Stahlbetonwichte von den üblicherweise rechnerisch angesetzten 25 kN/m³ deutlich abweichen. Tatsächliche Wichten von 21 kN/m³ sind nicht unüblich.

Auch die Verkehrslast ist wirklichkeitsnah anzusetzen und bestenfalls mit dem Bauherrn abzustimmen. Nach [5] ist die Verkehrslast mit 10-20% anzusetzen. Dies kann jedoch projektspezifisch gravierend abweichen. Ist die untersuchte Struktur leicht, relativ gesehen zur Masse der darauf aktiven Personen (z.B. bei Tribünen), so ist auch das Personengewicht mit zu berücksichtigen. Je nach dem ob mit dem Verlust des Bodenkontakts zu rechnen ist (z.B. beim Hüpfen oder Laufen), sollte das Personengewicht nur anteilig angesetzt werden (z.B. 50%).

Dämpfung

Die Dämpfung ist ein dynamischer Parameter der besonders schwer abzuschätzen ist und einen immensen Einfluss auf das Schwingungsverhalten hat. Sie ist abhängig von einer Reihe von Faktoren: Konstruktionsart, dem Material, vom Ausbau, den abgehängten Decken, Rissen im Beton, Alter der Struktur, Auflagerung, Personen, der Nutzung und kann auch

durch die Anregungsfrequenz und Schwingungsamplituden variieren [3]. In Abb. 2 ist erkennbar, dass eine Verdopplung der Dämpfung die Schwingungsamplituden in etwa halbiert. Wie „umstritten“ die Dämpfung ist zeigt der Vergleich von Literaturwerten. Für den Werkstoff Holz wird in [7] (angegeben im Bautabellenbuch von Schneider [8]) eine Systemdämpfung ξ von 1-3% angegeben, nach [2] ist für Holzkonstruktionen 0,8-5% anzusetzen, während [5] einen mutigen Wert von 6 % angibt. Bei Stahlbeton hat der Grad der Gerissenheit einen erheblichen Einfluss auf die Dämpfung (nach [2] ungerissen bis zu 1 %, gerissen bis zu 5 %).

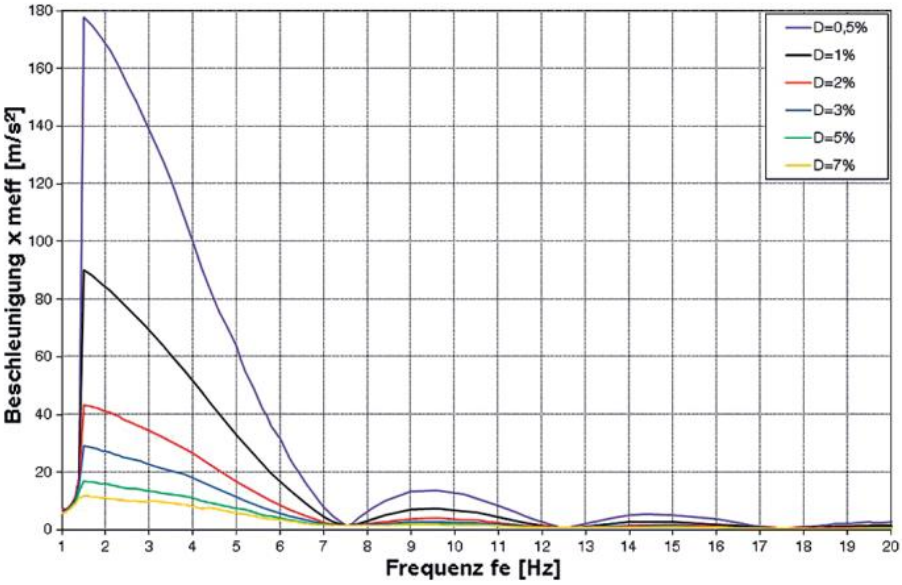


Abbildung 2: Beschleunigungsantwortspektrum: Maximalwerte der zu erwartenden Beschleunigungen der Struktur [6]

2.2 Lastansätze

Ist die Eigenfrequenz des Systems ermittelt, so werden Schwingungen infolge verschiedener Lastszenearien beispielsweise gemäß VDI 2038-2 [2] nach Vereinbarung mit dem Bauherrn untersucht. Hier empfiehlt sich die Unterscheidung zwischen einem häufigen Lastfall mit einer strengen Beurteilung und einem seltenen Lastfall bei dem höhere Amplituden toleriert werden. Die Anregung erfolgt jeweils in der ungünstigsten Frequenz. Dies kann die Systemeigenfrequenz selbst sein, bzw. bei Anregung in der 2. oder 3. Harmonischen der Hälfte oder dem Drittel der Systemfrequenz entsprechen.

Die VDI 2038-1 [1] gibt für verschiedene Bewegungsformen unterschiedliche Personendichten vor. Diese können bei großflächigen Decken zu sehr hohen, häufig unrealistischen, Personenzahlen führen (z.B. über 500 hüpfende Personen auf einem Sportplatz). Hier empfiehlt sich eine projektspezifische Abstimmung mit dem Bauherrn. Trotz umfangreichen Untersuchungen im letzten Jahrzehnt basieren Lastansätze aktuell geltender Normen immer noch auf Studien von Rainer 1986 [9] und Bachmann 1987 [10], die von einem idealisierten Modell zur Berücksichtigung von ganzzahligen Vielfachen der Anregungsfrequenz ausgehen.

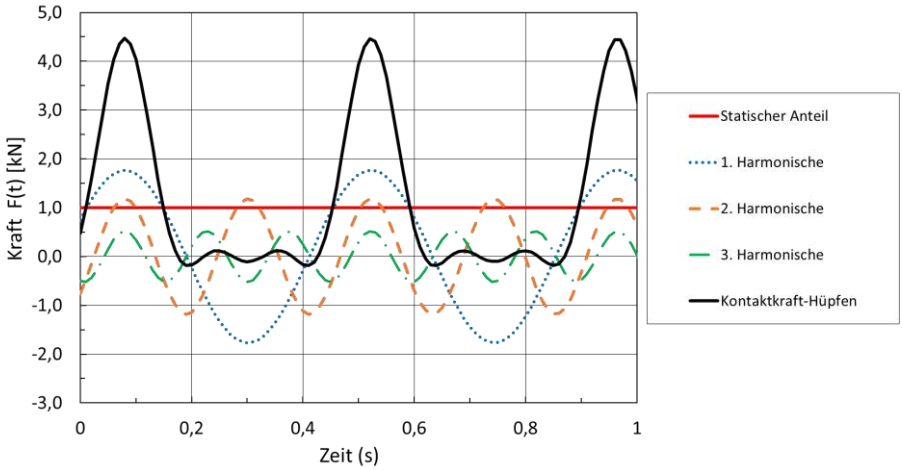


Abbildung 3: Last-Zeit-Funktion einer Hüpfanregung mit Fourier-Zerlegung in 3 Harmonische

Die dynamischen Kräfte der periodischen menschlichen Anregung werden dabei mittels Fourier-Reihenentwicklung durch Superposition von harmonischen Schwingungen berechnet deren Frequenzen ganzzahlige Vielfache der Grund-Anregungsfrequenz sind. Die jeweiligen Fourierkoeffizienten α_i können für verschiedene Bewegungsformen aus [2] oder [3] entnommen werden.

$$F_p(t) = F_G + \sum_i F_G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \varphi_i)$$

Dabei ist:

F_G	Gewichtskraft der Person
α_i	Last-Koeffizient in der i-fachen Grundfrequenz
f_P	Grundfrequenz der Personenaktivität
φ_i	Phasenwinkel

Abb. 3 verdeutlicht den mathematischen Hintergrund der Lastzusammensetzung aus den einzelnen Fourierkoeffizienten. Die dargestellte resultierende Hüpflast ergibt sich aus der Superposition des statischen Anteils (Eigengewicht) und der harmonischen Komponenten. Die resultierende Last kann durch Berücksichtigung der Koordinierbarkeit, abhängig von der Anzahl der beteiligten Personen, abgemindert werden. Aktuelle Richtlinien berücksichtigen keine Interaktion der Personen mit dem Tragwerk. Untersuchungen am Fachgebiet haben gezeigt, dass diese einen sehr großen Einfluss haben kann. Sie kann die Schwingung verstärken (z.B. durch Synchronisierung der Bewegungen mit den Tragwerksschwingungen und anfachende Ausgleichsbewegungen bei horizontalen Schwingungen) oder Dämpfungseffekte durch Gegenbewegungen zur Tragwerksschwingung induzieren, die die Schwingungen reduzieren. Die Vernachlässigung der Interaktion führt häufig zu konservativen Berechnungen und gelegentlich zu problematischen Unterschätzungen. Da diese Phänomene im Zuge neuartiger Baukonzepte zunehmend an Bedeutung gewinnen, besteht hier dringender Forschungsbedarf.

2.3 Anhaltswerte

Die Beurteilung menscheninduzierter Schwingungen ist komplexer als eine Abschätzung der reinen Schädigung der Bauwerke [11]. Neben rein technischen und physiologischen Aspekten sind ebenso soziale und psychologische Faktoren von Bedeutung. Die Wahrnehmung hängt außerdem stark davon ab, ob eine Person selbst die Schwingungen mitverursacht oder nur passiv wahrnimmt. Ansätze von menscheninduzierten Lasten (Bemessungssituationen) und die Anhaltswerte zur Beurteilung der resultierenden Schwingungen bei Geschossdecken in öffentlichen oder vergleichbar genutzten Gebäuden finden sich u.a. in [2].

In Tab. 1 findet sich eine Kategorisierung der Schwingungen nach der Wahrnehmung [12]. Sind die strengen Werte nach VDI 2038 nicht einzuhalten, kann sich eine individuelle Vereinbarung der Anhaltswerte mit dem Bauherrn empfehlen. Eine Einigung auf die Wahrnehmschwelle für den häufigen Lastfall und auf klar wahrnehmbare, aber nicht störende Amplituden bei dem seltenen Lastfall, kann immense Einsparpotentiale mit sich bringen.

Beschreibung	Frequenzbereich: 1-10 Hz max. Beschleunigung [mm/s²]	Frequenzbereich: 10-100 Hz max. Geschwindigkeit [mm/s]
gerade wahrnehmbar	34	0,5
klar wahrnehmbar	100	1,3
unangenehm/ störend	550	6,8
nicht tolerierbar	1800	13,8

Tabelle 1: Kategorisierung der Wahrnehmung von Schwingungen [12]

3 Praxisbeispiele und Erfahrungswerte

Bei den vielen Unsicherheiten in der dynamischen Analyse sind Erfahrungswerte aus der Praxis sehr hilfreich. Besonders hilfreich sind Messungen bei bereits umgesetzten Projekten. Wie sich berechnete Schwingungsprognosen von in Realität tatsächlich auftretenden Schwingungen unterscheiden wird im folgenden skizzierten Beispielprojekt deutlich.

In diesem Projekt mussten die Tilger schon vor der Fertigstellung des Gebäudes eingebaut werden (s. Abb. 4 links). Durch eine, aufgrund von Berechnungsungenauigkeiten, abweichenden Eigenfrequenz sind die Tilger verstimmt. Trotzdem konnte eine äquivalente Dämpfung mit Tilgung von 6,5% (kombiniert aus Systemdämpfung und Tilgungswirkung) erreicht werden. Berechnet wurden 6 %. Der Unterschied resultiert von der abweichenden Systemdämpfung ohne Tilger. Gemessen wurde eine Dämpfung von 1,7%. Auf der sicheren Seite wurden 0,5% angenommen. Die Annahme liegt einigen Praxisprojekten zugrunde, bei denen an Verbundträgerdecken eine Dämpfung von etwa 0,5% durch Messung ermittelt wurde. In diesem Fall verstärkte insbesondere die abgehängte Decke die Dämpfung. Nach [5] ergibt sich hierdurch eine Erhöhung der Dämpfung von etwa 1%.

	Berechnung/ Annahme	Gemessen
Dämpfung, Tilger arretiert	0,5 %	1,7 %
Dämpfung, Tilger aktiv	6,0 %	6,5 %

Tabelle 2: Berechnung und Messung von dynamischen Parametern an einem Beispielprojekt

Mit, gemäß Statik, gelenkig angenommener Lagerung, jedoch mit Berücksichtigung der Einspannwirkung infolge (über die untersuchte Deckenplatte hinausgehende) durchlaufender Decken, ergab sich aus der Berechnung eine im Vergleich zu den Messungen geringere Eigenfrequenz. Nachberechnungen zeigten, dass die gelenkige Lagerung eher einer Volleinspannung entsprach. Zur Klärung dieser bereits häufig beobachteten Effekte besteht Forschungsbedarf.

Gemessen wurde zudem nach Fertigstellung des Rohbaus. Angenommene Ausbaulasten und Verkehrslasten waren nicht vorhanden. Diese reduzieren die Eigenfrequenz deutlich (in diesem Fall um etwa 0,7 Hz). Die Abweichung der gemessenen Frequenz und Dämpfung von den Berechnungen münden in einer abweichenden Schwingungsprognose. Bei einem Anregungstest blieben die Amplituden unter den prognostizierten Werten.

Abb. 4: links: Tilger im verbauten Zustand (nachträglicher Einbau nicht möglich); rechts: synchrone Anregung mit Koordinationsschwierigkeiten

Dieser Test erfolgte zunächst mit arretierten Tilgern, die anschließend aktiv geschaltet wurden. Die Anregung war im Praxistest besonders schwierig. Realistische Einwirkungen, die später von trainierten und hochmotivierten Personen entstehen, konnten durch Beschäftigte auf der Baustelle, u.a. wegen Koordinierungsschwierigkeiten, nicht erzeugt werden (Abb. 4 rechts). Ein direkter Vergleich der Schwingungsamplituden von Rechnung und Realität ist daher besonders schwierig. Interessanterweise stellte sich bei den im Test anregenden Personen ein Lerneffekt bzgl. der Synchronisierung ein, sodass bei später aktiv geschalteten Tilgern wesentlich höhere Lasten erzeugt werden konnten als bei der Anregung im ungetilgten Zustand.

Die Lastannahmen und Anforderungen werden entweder bereits in der Ausschreibung oder gemeinsam mit dem Bauherrn festgelegt und sind oft verschieden und sehr individuell. Als Grenzwerte werden Beschleunigungen, Geschwindigkeiten oder die bewertete Schwingstärke KB_{Fmax} (gemäß [2]) angegeben.

4 Fazit

Die grundlegende Methodik zur Untersuchung von menscheninduzierten Erschütterungen sowie Maßnahmen zur Reduzierung Letzterer wurden umrissen und ein kurzer Überblick zu aktuelle Lastansätze und geltende Anhaltswerte gegeben. Eine rein rechnerische Bestimmung von dynamischen Parametern zur Ermittlung der Schwingungsanfälligkeit ist mit zahlreichen Unsicherheiten verknüpft und bedarf weiterer Forschung auf diesem Gebiet. In diesem Beitrag wurden diese Unsicherheiten anhand von Praxisbeispielen diskutiert und Hinweise zur Erhöhung der Berechnungsgenauigkeit angegeben. Der Einfluss und die Auswirkungen von bestimmten Annahmen wurden vorgestellt.

Literatur

[1] VDI 2038-1 Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen. Blatt 1: Grundlagen, Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen (2012)

[2] VDI 2038-2 Blatt 2: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen (2012)

[3] ISO 10137 Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations (2007)

[4] REITERER, M.; BRUSHETINI-AMBRO, S.-Z. Dynamik von Eisenbahnbrücken: Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung. Bauingenieur, Band 94 (2019)

[5] HIVOSS – Schwingungsbemessung von Decken RFS“-CT-2007-00033 (2008)

[6] SADEGH-AZAR, H.; WÖRNDLE, P. Menscheninduzierte Schwingungen: Methoden, Ansätze und Beispiele zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Bautechnik, Heft 7 (2012)

[7] MÜLLER, F.P. Baudynamik. Betonkalender 1987, Ernst & Sohn Berlin, 1987

[8] SCHNEIDER. Bautabellen für Ingenieure. Albert, A. (Hrsg.), 22.Auflage, Verlag Bundesanzeiger, 2016, S. 4.73

[9] RAINER. J.H.; PERNICA, G. Vertical dynamic forces from footsteps. Canadian Acoustics, 14(2), (1986), S. 12-21

[10] BACHMANN, A.; AMMANN, W. Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau IVBH, Zürich, 1987

[11] SADEGH-AZAR, H. Menscheninduzierte Schwingungen: Modell und Anwendungen. 16. Dresdner Baustatik-Seminar (2012)

[12] BACHMANN, H, et al. Vibrations Problems in Structures – Practical Guidelines. Birkhäuser Verlag, Basel, 1997

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Erdbebenverhalten mobiler Großgeräte

Mirjam Groß[1], Pascal Distler[2], Hamid Sadegh-Azar[2]

[1] *thyssenkrupp Industrial Solutions AG, St.Ingbert-Rohrbach*
[2] *Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Kaiserslautern*

Zusammenfassung: Mobile Großgeräte haben weltweit einen sehr hohen Stellenwert in der industriellen Produktion eines Landes. Das Erdbebenverhalten dieser nicht verankerten Geräte ist weitestgehend unerforscht und in den meisten Normen zur Auslegung von Fördergeräten wird eine Auslegung für Erdbeben nicht detailliert beschrieben. Eine solche erdbebengerechte Auslegung wird aber zunehmend von den Kunden gefordert, die direkte und indirekte Schäden infolge Erdbeben vermeiden möchten.

1 Einführung

1.1 Mobile Großgeräte in Erdbebengebieten

Jährlich entstehen weltweit infolge seismischer Einwirkungen Schäden in Milliardenhöhe. Um eine Gefährdung von Leib und Leben sowie wirtschaftliche Schäden zu vermeiden wird international zunehmend auch für mobile Großgeräte eine sichere Erdbebenauslegung der tragenden Stahlstruktur gefordert und vertraglich festgehalten. Hier durch sollen die direkten und indirekten Erdbebenschäden vermieden werden. Dies gilt insbesondere für Regionen mit hoher seismischer Aktivität. Meist wird hier eine Erdbebenauslegung analog zu konventionellen Bauwerken gefordert, obwohl das Erdbebenverhalten von mobilen Großgeräten kaum mit dem Verhalten von verankerten Bauwerken vergleichbar ist. Bei konventionellen Bauwerken werden das post-elastische (nichtlineare) Verhalten und die Auslegungsreserven der Struktur bei Erdbeben voll ausgenutzt und die Erdbebenauslegung ist implizit nichtlinear. Dies gilt für die Erdbebenauslegung nach fast allen relevanten internationalen Erdbebennormen (z.B. Eurocode 8 [1], IBC [2] bzw. UBC [3], ASCE-7 [4], Turkish Building Earthquake Code [5], NCh2369 [6] usw.). Bei mobilen Großgeräten ist dagegen das post-elastische bzw. nichtlineare Verhalten kaum erforscht oder untersucht. Infolge des rasanten Anstiegs des weltweiten Import- und Exporthandels werden zudem immer größere und höhere mobile Großgeräte eingesetzt. Die zunehmende Größe und Masse macht sie folglich seismisch anfälliger und verletzlicher. Zudem verursacht die Erdbebenauslegung der tragenden Stahlstruktur von mobilen Großgeräten in Regionen mit

hoher seismischer Aktivität häufig Probleme und beeinträchtigt maßgeblich die Wirtschaftlichkeit oder Machbarkeit.

1.2 Mobile Großgeräte der Fördertechnik für Schüttgüter

Die beschriebene Problemstellung trifft dabei neben mobilen Kransystemen auch auf immer größer und schwerer werdende schienengebundene mobile Großgeräte aus dem Bereich der Fördertechnik zum Handhaben, Lagern, Mischen und Transportieren von Schüttgütern und Abbaumaterial zu. Mobile schienengebundene Großgeräte wie beispielsweise Schiffsbelader (siehe Abb. 1) bzw. Schiffs- oder Kahn-Entlader, Schaufelradgeräte und Absetzer sind für die Rohstoffverarbeitung, im Logistiksektor, auf Großbaustellen, in Umschlagspunkten sowie im Hafenbetrieb unerlässlich. Häufig müssen diese in seismisch aktiven Regionen eingesetzt und betrieben werden. Das erdbebenbedingte Versagen dieser Geräte verursacht neben den menschlichen Opfern und Verletzten, schwere direkte Investitionsschäden und durch die indirekten Auswirkungen (u.a. Betriebsunterbrechungen, Produktionsausfälle) weitere anhaltende Folgeschäden. Mit einer erdbebengerechten Auslegung können diese direkten und indirekten Schäden vermieden werden. In den meisten Normen zur Auslegung von Fördergeräten, wie z.B. der ISO 5049-1 [7] wird eine Auslegung für Erdbeben jedoch nicht detailliert beschrieben und stattdessen auf lokal geltende Normen bzw. Forderungen des Betreibers verwiesen.

Abbildung 1: Beispiel für einen Schiffsbelader [8]

2 Schäden bei mobilen Großgeräten infolge seismischer Einwirkungen

Beim Kobe-Erdbeben 1995 wurden die meisten Containerkrane infolge lokalen Versagens der Tragstruktur schwer beschädigt oder komplett zerstört und die Betreiber erlitten schwere wirtschaftliche Verluste (siehe Abb. 2). Ähnliche Schäden wurden auch beim Haiti-Erdbeben 2010 an Containerkranen beobachtet.

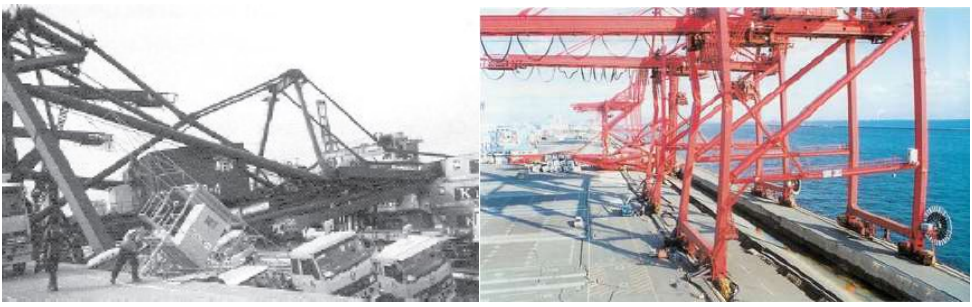


Abbildung 2: Zerstörte und beschädigte Containerkräne an der Kaimauer im Hafen von Kobe (1995 Hyogoken-nanbu Erdbeben [9]-[11])

Kos beschrieb in [12] die Auswirkung von Erdbeben auf Krane anhand der Schäden an Portal- und Turmkränen im Hafen von Bar und den umliegenden Werften durch das Erdbeben von Montenegro am 15. April 1979. Bei vielen der am Boden laufenden Krane wurde eine Fahrwerksseite von den Schienen gehoben und in Richtung des anderen Fahrwerkes versetzt. Die Sturmsicherungen der Krane konnten die vertikalen Kräfte nicht aufnehmen und wurden aufgebogen. Auch die Spurkränze konnten das Versetzen der Krane nicht behindern. Diese waren nicht beschädigt, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass die Krane deutlich angehoben wurden.

Ein ähnliches Phänomen konnte bei einem Erdbeben in Peru nahe der Hafenstadt Ilo im Jahr 2001 beobachtet werden: ein in der Pier verankerter Schiffs-Entlader wurde an der Drehverbindung abgerissen und ins Meer geschleudert, während ein auf Schienen fahrender Portalkratzer lediglich zu den Schienen versetzt wurde, aber weitestgehend unversehrt blieb.

3 Erdbebenauslegung mobiler Großgeräte

Insbesondere das Kobe-Erdbeben 1995 war der Anlass für zahlreiche Forschungsvorhaben das seismische Verhalten von Containerkranen betreffend, sowie für die Schaffung einer internationalen Erdbeben-Richtlinie für Turmdrehkrane.

3.1 Erdbeben-Normen und Richtlinien

Während für die sichere Erdbebenauslegung von Bauwerken zahlreiche Untersuchungen, Normen und Richtlinien existieren (z.B. Eurocode 8 [1], UBC [2], IBC [3], ASCE 7 [4],

Turkish Building Earthquake Code [5], NCh2369 [6] usw.), gibt es für die Erdbebenauslegung von mobilen Großgeräten wenig belastbare Untersuchungen und Vorgaben. In den meisten Normen zur Auslegung von Fördergeräten, wie z.B. der ISO 5049-1 [7] wird eine Auslegung für Erdbeben nicht detailliert beschrieben.

Eine konstruktive Grundlinie zur Bemessung von klassischen Turmdrehkränen wurde mit der ISO-Richtlinie 11031:2016 gegeben [13]. Die ISO 11031:2016 unterscheidet grundlegend zwischen drei Bemessungsmethoden, die im Folgenden näher beschrieben werden.

- „Modified Seismic Coeffcient Method“

  Bei dieser kraftbasierten Methode werden die quasi-statischen seismischen Kräfte als Produkt aus seismischen Koeffizienten und Krangewichten berechnet. Mittels der seismischen Koeffizienten werden die Lage des Krans, seine seismischen Eigenschaften, die grundlegenden dynamischen Eigenschaften des Krans, d.h. Eigenfrequenz und Dämpfungseigenschaften, in drei Hauptorthogonalrichtungen des Krans (eine vertikale und zwei horizontale), berücksichtigt.

- „Maximum Response Spectrum Method“

  Dieser Ansatz berechnet die Antwort des Krans im Frequenzbereich und sieht zunächst die Bestimmung der Eigenfrequenzen und der zugehörigen Eigenschwingformen vor. Die Strukturantwort für die Schwingungsmoden wird unter Verwendung der maximalen Antwortbeschleunigung oder -verschiebung berechnet. Diese stammen aus dem maximalen Antwortspektrum für die Frequenz bzw. Periode und dem Dämpfungswert der betrachteten Schwingform sowie der zugehörigen effektiven Masse.

- „Time History Method“

  Bei dieser Methode wird die seismische Antwort durch das Lösen der Bewegungsgleichungen der Kranstruktur berechnet. Als seismische Einwirkung werden aufgezeichnete oder synthetische Erdbebenzeitverläufe verwendet. Im ersten Schritt erfolgt zunächst die realitätsnahe Modellierung der Kranstruktur unter Verwendung vereinfachter Mehrmassenschwinger. Es folgt in Schritt 2 die Auswahl eines geeigneten Erdbebenzeitverlaufs als seismische Belastung, bevor im dritten Schritt die Kranstruktur durch diese belastet und die Antwort der Struktur im Zeitbereich berechnet wird. Abschließend erfolgt in Schritt 4 die Berechnung der maximalen Antworten (u. a. max. Beschleunigungswerte, max. Kräfte und Momente).

Diese Richtlinie kann allerdings nicht ohne weitere Prüfung bzw. Forschung auf mobile insbesondere schienengebundene Fördergeräte für Schüttgüter übertragen werden. Einerseits im Hinblick darauf, ob die der ISO 11031:2016 zugrunde gelegten wissenschaftlichen Hintergründe auch auf mobile schienengebundene Fördergeräte zutreffen, speziell beim Verhalten der Tragstruktur, als auch bei der Interaktion zwischen Fahrwerk und Schiene. Andererseits mit Blick auf die risikotechnische Bewertung der Erdbebenauslegung.

Weiter ist die ISO11031:2016 auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beschränkt und hält die Spannungen im elastischen Bereich. Nachweise die eine plastische Verformung und somit Nichtlinearitäten zulassen, wurden hier nicht ausgearbeitet. Wie eingangs in Kapitel 1 erläutert wurde, werden bei konventionellen Bauwerken die Auslegungsreserven

der Struktur bei Erdbeben voll ausgenutzt und die Erdbebenauslegung ist implizit nichtlinear. Inwieweit solche nichtlinearen Nachweisansätze auf Krane oder andere mobile Großgeräte zutreffen ist nahezu unerforscht und wird daher nicht in der ISO 11031:2016 berücksichtigt.

3.2 Bisherige Berechnungsansätze für mobile Fördergeräte in Erdbebengebieten

Da es beispielsweise in der ISO 5049-1 [7], die für die Bemessung von Stetigförderern maßgebend ist, keine konkreten Ansätze zur Erdbebenbemessung gibt, wird wie in dieser Norm gefordert immer auf lokal geltende bzw. vom Betreiber geforderte Normen und Richtlinien ausgewichen. Dies sind dann in der Regel entweder reine Hochbau-Normen oder Normen, die für nicht verankerte Strukturen lediglich Hinweise geben, dass Verankerungen oder Abhebesicherungen vorzusehen sind, um ein Abheben, Entgleisen oder Kippen zu vermeiden ([4], [6]).

Als Berechnungsverfahren werden meist entweder lineare statische Analysen oder lineare dynamische Analysen gewählt, bei denen alle Lager in vertikaler Richtung als „fest“ bzw. unverschieblich angenommen werden. Analysen mit statischen Ersatzlasten sind im Allgemeinen unkomplizierter und ziehen geringeren Rechenaufwand mit sich, führen aber schnell zu sehr unwirtschaftlichen Ergebnissen, wenn man aus Sicherheitsgründen, weil es keine belastbaren Angaben gibt die zu erwartende Duktilität der Tragstruktur niedrig ansetzt. So können sich auch schon Erdbebenlasten für relativ geringe seismische Vorgaben bemessungsmaßgebend auf die Struktur auswirken.

Bei linearen dynamischen Analysen z.B. mithilfe des Antwort-Spektren-Verfahrens ist der Rechenaufwand höher, sie erfordern erweitertes Wissen des Ingenieurs und die Unsicherheit bezüglich des anzusetzenden Duktilitätsverhaltens bleibt. Hier können zwar im Vergleich zum Ansatz mit statischen Ersatzlasten oft etwas wirtschaftlichere Ergebnisse der Tragstruktur erzielt werden aber in Gebieten mit sehr hoher seismischer Aktivität können auch hier bei der Analyse abhebende Lasten an den Auflagern entstehen, die dann die Forderung nach Maßnahmen (z.B. Abhebesicherungen) nach sich ziehen [14].

In beiden Berechnungsverfahren wird von den Anwendern oft nicht nur die Duktilität der Struktur falsch eingeschätzt, sondern es besteht auch eine Unsicherheit bezüglich des tatsächlichen Verhaltens des Gerätes im nicht verankerten Fall. Die beispielsweise in der linearen dynamischen Analyse errechneten abhebenden Kräfte sind genau genommen nur ein „Indiz“ für Abheben und müssen nicht notwendigerweise die bei einem Erdbeben tatsächlich auftretenden Kräfte widerspiegeln, für die dann aber die Abhebesicherungen ausgelegt werden. So können vermeintlich „sichere“ Ansätze sehr schnell auf der „unsicheren Seite“ liegen.

3.3 Stand der Forschung und Entwicklung

Hinsichtlich mobiler, schienengebundener Hafenkrane bzw. Containerkrane wurde in der Vergangenheit die Problemstellung mit der seismischen Einwirkung quer zur Schienenrichtung bereits mehrfach untersucht.

Jacobs, Kosbab und Andere vom Georgia Insitute of Technology führten Untersuchungen zum seismischen Verhalten eines Containerkranes durch [15]. Sie betrachteten auch die Möglichkeit des Abhebens von der Schiene und des Versetzens des Kranes. Zur Untersuchung des Systemverhaltens auf einem Rütteltisch wurde ein Modell im Maßstab 1:20 entwickelt. Die Gesamtmasse des Maßstabmodelles betrug 1/400 des tatsächlichen Krans. Weiter wurde ein Modell des tatsächlichen Kranes und des maßstabsgetreuen Modells am Rechner nachgebildet.

Sugano, Takenobu und Andere vom Port and Airport Research Insitute in Yokosuka in Japan untersuchten das Verhalten eines Containerkrans bei Erdbeben mit und ohne Basisisolierung [11]. Hierfür entwickelten sie ein Modell des Kranes im Maßstab 1:15 und führten mit diesen Rütteltischversuchen durch. Die Ergebnisse des Rütteltischversuches wurden mit Untersuchungen an 3D und 2D Finite-Elemente-Modellen, einem Rahmenmodell mit konzentrierter Masse und mit einem mathematischen Modell verglichen. Die Dämpfung des nicht isolierten Systems wurde aus der freien Schwingung des Rütteltischmodells ermittelt und beträgt c = 1%. Die Dämpfung des Gesamtsystems mit Basisisolierung betrug c = 18%. Auswirkung der Erregung auf den Kran wurde anhand der Beschleunigung des Auslegers entlang seiner axialen Richtung ermittelt.

Es existieren zahlreiche weitere Studien mit ähnlichem Fokus aus Japan, Korea und der Türkei, z.B. [9] und [10]. Die bisherigen Untersuchungen mobiler Großgeräte wurden nahezu ausschließlich an Container- oder Turmdrehkranen durchgeführt, deren seismisches Verhalten nicht mit dem von mobilen Geräten der Fördertechnik für Schüttgüter zu vergleichen ist. Ein Großteil der Erdbebenenergie wird bei mobilen Großgeräten durch plastische Mechanismen im System und an den Auflagern aufgenommen. Die Schwingform wird von einer großen Anzahl von Eigenformen beeinflusst. Der Schwerpunkt der Turmdrehkrane liegt im Vergleich zu mobilen Großgeräten der Schüttgutumschlagtechnik sehr hoch und die Struktur ist verhältnismäßig weich. Hieraus ergibt sich ein besonderes Untersuchungspotential der mobilen Fördergeräte für Schüttgüter mit relativ niedrigem Schwerpunkt.

4 Erste numerische Simulationen zum Erdbebenverhalten mobiler Großgeräte der Fördertechnik

Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen sind die modernste und genauste Art Erdbebensimulationen durchzuführen. Mithilfe dieser Berechnungen kann das Erdbebenverhalten (u.a. Verschiebungen und Schnittgrößen) bis zum Versagen einer Struktur simuliert werden.

Die in der ISO 11031:2016 vorgestellte „Time History Method“, d.h. Zeitverlaufsberechnung bildet einen Ansatz, der mit allen Arten von Nichtlinearitäten umgehen kann. Sie bildet folglich eine geeignete Grundlage mit der auch die Strukturen von mobilen Geräten der Fördertechnik für Schüttgüter untersucht, analysiert und das dynamische Verhalten erforscht werden kann. Besonders schienengebundene Fördergeräte und Umschlagsmaschinen können im Allgemeinen nicht hinreichend gegen abhebende Lasten mit ihrem Untergrund verankert werden ohne dass ihre Betriebsfähigkeit eingeschränkt wird. In ersten numerischen

Simulationen wurde der Einfluss von Abheben, Kippen und Materialversagen auf das seismische Verhalten untersucht. Durch das Abheben oder Kippen wird das System i.d.R. weich und entzieht sich den Erdbebenbelastungen. Andererseits entstehen durch den Aufprall (nach dem Abheben) wiederum höhere Beanspruchungen in der Struktur und in den Lagern.

Dazu wurde exemplarisch ein schienengebundenes Schaufelradgerät untersucht: es wurde ein realitätsnahes Stabwerksmodell mit geeigneten Lagerungselementen für eine nichtlineare Analyse erstellt, das zunächst linear statisch zur Ermittlung der Lagerlasten aus Eigengewicht untersucht wurde. Anschließend wurde zur Bestimmung der verschiedenen Eigenfrequenzen der Tragstruktur eine Modalanalyse durchgeführt.

Im nächsten Schritt wurde das Verhalten der als Stabwerk modellierten Tragstruktur des Schaufelradgerätes für drei verschiedene Regionen mithilfe des multimodalen Antwortspektren-Verfahrens analysiert. Gewählt wurden Beschleunigungsspektren gemäß den Normen aus den Regionen Chile, Indonesien und der Türkei mit möglichst ähnlichen Eingangswerten, die Bodenbeschaffenheit und Strukturbeiwerte betreffend, damit im weiteren Verlauf der Untersuchungen Vergleiche der Ergebnisse möglich waren. Bei der Überlagerung der Ergebnisse des multimodalen Antwortspektrum-Verfahren mit den Ergebnissen aus Eigengewicht konnte anhand entstehender Zugkräfte (negative Lagerkräfte) in den Lagerpunkten schon auf ein Abheben des Gerätes geschlossen werden.

Aufgrund des Indizes für Abheben aus den Analysen des Antwortspektrum-Verfahrens wurden in folgenden Schritten die nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen initiiert. Hierfür wurden für die verschiedenen Erdbebenintensitäten bzw. Erdbebenzonen Spektrum-kompatible Erdbebenzeitverläufe künstlich generiert. Die Erdbebenanregung wurde realitätsnah in allen 3 Richtungen (inkl. vertikal) simultan angesetzt. Der Einfluss der vertikalen Erdbebenanregung und das gleichzeitige Wirken der horizontalen Anregungen wurden untersucht. Dabei zeigte sich, dass es schon relativ früh zum Abheben einer Seite kam und sich eine Kraftumlagerung auf die jeweils nicht abgehobene Seite einstellte. Ein Materialversagen oder Plastifizieren an Teilen der Tragstruktur konnte bei den ersten Simulationen für das gewählte Schaufelradgerät unter den betrachteten seismischen Anregungen nicht festgestellt werden. Auch ein Standsicherheitsproblem durch Kippen konnte nicht beobachtet werden. In weiterführenden Studien sollen diese ersten Ergebnisse näher untersucht werden.

Literatur

[1] DIN EN 1998-1 (Eurocode 8): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004

[2] Uniform Building Code UBC, International Conference of Building Officials, 1997-2000

[3] International Building Code IBC, International Code Council, 2000-2018

[4] ASCE/SEI 7-16, American Structural Engineers Association (ASCE) / Structural Engineering Institute (SEI): Minimum Design Loads for New Buildings and Other Structures, 2016

[5] Turkish Building Earthquake Code (TEC), 2007

[6] Chilean Standard NCh2369: Earthquake-Resistant Design of Industrial Structures and Facilities, 2003

[7] ISO 5049-1, Second Edition:1994-07-01: Mobile equipment for continuous handling of bulk material – Part1: Rules for the design of steel structures, Juli 1994

[8] thyssenkrupp Industrial Solutions AG, Datenblatt von Schiffsbelader: Industrial Solutions for the mining and materials handling industry, Rohrbach, 2016

[9] AZELOGLU, C.O.; SAGIRLI, A. Investigation of Dynamic Behaviors of Cranes under Seismic Effects with Theoretical and Experimental Study. Advanced Materials Research, Nr. 445 (2012), S. 1082-1087

[10] AZELOGLU, C.O.; EDINCLILER, A.; SAGIRLI, A. Investigation of Seismic Behavior of Container Crane Structures by Shake Table Tests and Mathematical Modeling. Shock and Vibration, Nr. 2014, S. 1-9

[11] SUGANO, T.; TAKENOBU, M.; SUZUKI, T.; SHIOZAKI, Y. Design procedures of seismic-isolated container crane at port. 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14th WCEE, Beijing, China, 2008, S. 1-8

[12] KOS, M. Auswirkungen von Erdbeben auf Krane. Der Stahlbau, Nr. 4 (1981), S. 105-110

[13] ISO 11031:2016-08: Cranes - Principles for seismically resistant design, August 2016

[14] SCHIVO, M. Bedeschi stacker and reclaimer for coal stockyard - seismic analysis and structural verification. Dry Cargo International, Nr. 214 (2018), S. 38-45

[15] JACOBS, L. D.; KOSBAB, B. D.;LEON, R. T. et al. Seismic Behavior of a Jumbo Container Crane Including Uplift. Earthquake Spectra, Nr. 27.3 (2011), S. 745-773

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Baudynamik als Spezialdisziplin im Ingenieurbüro am Beispiel von Maschinenfundamenten

Christian Lang[1,2]

[1]*Fachgebiet Baustatik, Hochschule für Technik und Wirtschaft des Saarlandes htw saar*
[2]*IBB Prof. Dr.-Ing. Lang GmbH, Maikammer*

Zusammenfassung: Aufgrund der mittelständischen Struktur der Ingenieurbüros in Deutschland ist ein überwiegender Anteil der Bauingenieure in Büros mit weniger als 10 Personen beschäftigt. Bei diesen Ingenieurbüros handelt es sich oftmals um klassische Ingenieurbüros für Baustatik und Tragwerksplanung im Hochbau. Die Baudynamik als Spezialdisziplin kann oftmals von solchen Büros nicht abgedeckt werden und muss als Leistung extern vergeben werden. Dabei bieten sich gerade auf diesem Gebiet Möglichkeiten der Spezialisierung und Schaffung von Herausstellungsmerkmalen gegenüber anderen Ingenieurbüros. Durch die rasante Hardware- und Softwareentwicklung in den letzten 25 Jahren auf dem Gebiet der Personalcomputer stehen die Berechnungstools der Baudynamik quasi jedem Ingenieur zu erschwinglichen Preisen standardmäßig zur Verfügung. Deren Anwendung erfordert jedoch ein vielfach höheres Hintergrundwissen zu den Methoden als dies in der reinen Baustatik der Fall ist. Der vorliegende Aufsatz soll einen Beitrag dazu leisten, die Baudynamik als Spezialdisziplin im mittelständischen Ingenieurbüro verständlicher und attraktiver zu machen. Dies soll am Beispiel von Maschinenfundamenten geschehen, die oftmals im Industrie-, Anlagen- und Kraftwerksbau vorkommen. Dabei wird auf die Vermittlung baudynamischer Grundlagen für harmonische Lasten, einzelne Stoßlasten und periodische Stoßlasten eingegangen. Deren Anwendung wird an ausgewählten Projektbeispielen des mittelständischen Ingenieurbüros aus dem klassischen Industriebau aufgezeigt. Die Behandlung der Anwendungsbeispiele wird im Rahmen des Vortrags gezeigt.

1 Einleitung

Die Baudynamik umfasst als Disziplin die beiden Unterdisziplinen der Baukinetik und der Baustatik. Die Baustatik ist die Lehre vom Gleichgewicht der Kräfte, wobei die Kräfte unendlich langsam aufgebracht werden und somit keine Trägheitskräfte und Dämpfungskräfte zu berücksichtigen sind. Bei einigen mechanischen Vorgängen kann die Annahme der

unendlich langsamen Lastaufbringung und des Ruhezustands nicht mehr vorausgesetzt werden, es sind im dynamischen Gleichgewicht zusätzliche Massen- und Dämpfungskräfte zu berücksichtigen. Dies gilt insbesondere auch für Maschinenfundamente, bei denen schwingungsfähige Systeme durch rotierende oder stoßende Massen erregt werden. Dabei kann es im ungünstigsten Fall zu einer sogenannten Resonanzkatastrophe kommen, wenn nämlich die Anregungsfrequenz sehr nahe im Bereich der Systemeigenfrequenz liegt und dabei dem schwingungsfähigen System ständig Energie zugeführt wird. Dabei muss das Fundament mit Gründung auf die dynamischen Einwirkungen abgestimmt werden. Typische Vertreter von Maschinenfundamenten sind Turbinen- oder Turbosatzfundamente im Kraftwerksbau oder auch Fundamente zur Gründung von Maschinen, bei denen Materialumformprozesse durchgeführt werden (z.B. stahlverarbeitende Industrie, etc…). Grundlage der Berechnung von Maschinenfundamenten in Deutschland ist die DIN 4024. Darin enthalten sind viele Berechnungsformeln, die sich automatisch aus dem dynamischen Verhalten von Strukturen ergeben und direkt aus den mechanischen / physikalischen Grundlagen abgeleitet werden können und daher eigentlich keiner Normung bedürfen. Der vorliegende Beitrag geht auf diese baudynamischen Grundlagen ein und nimmt Bezug zur DIN 4024. Im Rahmen von baupraktischen Anwendungsbeispielen werden dann die baudynamischen Grundlagen zur Auslegung verschiedener Typen von Maschinenfundamenten herangezogen und auf diese Problemstellungen übertragen.

2 Baudynamische Grundlagen des Einmassenschwingers

2.1 Freie Schwingungen

Voraussetzung für ein schwingungsfähiges System ist das Vorhandensein einer Steifigkeit k, einer schwingungsfähigen Masse m, ggf. einer (geschwindigkeitsproportionalen) Dämpfung c und einer Anregung p(t) bzw. Störung des statischen Ruhezustands (Anfangsauslenkung oder Anfangsgeschwindigkeit). Das einfachste schwingungsfähige System ist der Einmassenschwinger bestehend aus einer schwingungsfähigen Masse mit einem einzigen Bewegungsfreiheitsgrad. Unter Berücksichtigung aller an der Masse angreifenden Kräfte – der äußeren Belastung, der rückstellenden Federkraft, der geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung und der Massenträgheitskraft – lässt sich die Bewegungsgleichung des Einmassenschwingers als Gleichgewichtsbeziehung formulieren. Die Massenträgheitskräfte werden gemäß dem Prinzip von d'Alembert wie eine äußere Einwirkung behandelt, die der Beschleunigung entgegengerichtet ist.

$$p(t) - k \cdot u(t) - c \cdot \dot{u}(t) - m \cdot \ddot{u}(t) = 0 \tag{1}$$

Unterstellt man nun eine freie ungedämpfte Bewegung, bei der keine Anregung durch Last, sondern durch eine Störung der Ruhelage erfolgt, so lautet die Bewegungsgleichung (homogene lineare Differentialgleichung 2. Ordnung) gemäß Gl. (2):

$$k \cdot u(t) + m \cdot \ddot{u}(t) = 0 \quad \text{oder} \quad \frac{k}{m} \cdot u(t) + \ddot{u}(t) = 0 \tag{2}$$

Die triviale Lösung dieser Gleichung liegt im Ruhezustand. Neben dieser trivialen Lösung existiert noch eine Lösung ungleich Null, die nämlich eine Schwingung um den Ruhezustand beschreibt. Der Lösungsansatz

$$u(t) = A \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} \cdot t\right) = A \cdot \sin\left(\omega_0 \cdot t\right) \tag{3}$$

erfüllt die Bewegungsdifferentialgleichung Gl. (2), wobei A die Schwingungsamplitude und ω_0 die Eigenkreisfrequenz beschreibt. Die Schwingungsamplitude und der Phasenwinkel berechnen sich aus der Anfangsverformung und der Anfangsgeschwindigkeit. Aus dieser Lösung ergeben sich die folgenden Kenngrößen der freien Schwingung Eigenkreisfrequenz, Eigenfrequenz und Eigenperiode, die allesamt voneinander abhängen:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \qquad f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} \qquad T_0 = \frac{1}{f_0} \tag{4}$$

Betrachtet man nun eine freie gedämpfte Bewegungsgleichung gemäß folgender Gleichung

$$k \cdot u(t) + c \cdot \dot{u}(t) + m \cdot \ddot{u}(t) = 0 \tag{5}$$

so stellt sich in Abhängigkeit der Dämpfung c bei Störung des Systems eine Schwingung um die statische Ruhelage ein, oder eine mehr oder weniger schnelle Rückkehr in die statische Ruhelage ohne Schwingung. Die kritische Dämpfung, die darüber entscheidet, ob eine Schwingung vorliegt oder nicht, beträgt:

$$c_{krit} = 2 \cdot \sqrt{m \cdot k} = 2 \cdot m \cdot \omega_0 \tag{6}$$

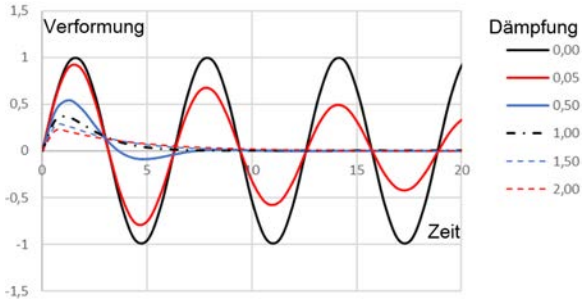


Abbildung 1: Lösungsverhalten der Bewegungsdifferentialgleichung des SDOF

Das Dämpfungsmaß wird in der Regel in Ausschwingversuchen bestimmt und wird als Fraktilwert der kritischen Dämpfung über das Lehrsche Dämpfungsmaß ξ definiert. Übliche Strukturdämpfungsmaße liegen im Bauwesen zwischen ca. 2% - 8% der kritischen Dämpfung.

$$\xi = \frac{c}{c_{krit}} = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_0} \tag{7}$$

In Abb. 1 ist das Lösungsverhalten der Bewegungsdifferentialgleichung für eine Anfangsgeschwindigkeit $\dot{u}(0)$ und verschiedene Dämpfungsmaße ξ angegeben. Für Dämpfungsmaße $\xi < 1$ stellt sich eine gedämpfte Schwingung mit der Kreisfrequenz

$$\omega_D = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \tag{8}$$

ein. Für baupraktisch relevante Dämpfungsmaße entspricht die Eigenfrequenz der ungedämpften Schwingung nahezu der Eigenfrequenz der gedämpften Schwingung. Die Dämpfung $\xi = 1$ (kritische Dämpfung) beschreibt den aperiodischen Grenzfall, ab hier erfolgt eine Rückkehr in

die Ruhelage ohne Durchkehr der Nulllage, die umso länger dauert, je größer die Dämpfung ist. Für den allgemeinen baupraktisch relevanten Fall $\xi << 1$ hat eine Auslenkung eines schwingungsfähigen Feder-Masse-Systems aus der Ruhelage eine gedämpfte Schwingung mit abnehmender Amplitude und Rückkehr in die Ruhelage zur Folge.

2.2 Harmonische Belastung

Betrachtet man nun die allgemeine Bewegungsgleichung Gl. (1) und führt eine harmonische Anregungsfunktion mit der Amplitude p_0 und der Anregungskreisfrequenz Ω ein, so ergibt sich folgende Bewegungsdifferentialgleichung:

$$p(t) = p_0 \cdot \sin(\Omega \cdot t) = k \cdot u(t) + c \cdot \dot{u}(t) + m \cdot \ddot{u}(t) \tag{9}$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung setzt sich aus zwei Anteilen zusammen, nämlich aus dem homogenen Lösungsanteil, der den Einfluss der beiden Anfangsbedingungen $u(0)$ und $\dot{u}(0)$ beschreibt, sowie der speziellen Lösung für die Lastfunktion $p(t) = p_0 \cdot \sin(\Omega \cdot t)$, wobei das Frequenzverhältnis der Anregung zur Eigenfrequenz η eingeführt wird.

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega_0} \tag{10}$$

$$u(t) = e^{-\xi\omega_0 t} \cdot \begin{bmatrix} \left(u(0) + \frac{p_0}{k} \cdot \frac{2\xi\eta}{(2\xi\eta)^2+(1-\eta^2)^2}\right) \cdot \cos(\omega_D \cdot t) + \\ \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2}} \cdot \left(\xi \cdot u(0) + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_0} + \frac{p_0}{k} \cdot \frac{2\xi^2\eta - \eta \cdot (1-\xi^2)}{(2\xi\eta)^2+(1-\eta^2)^2}\right) \cdot \sin(\omega_D \cdot t) \end{bmatrix}$$

$$+ \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{(2\xi\eta)^2+(1-\eta^2)^2} \cdot [(1-\eta^2) \cdot \sin(\Omega \cdot t) - 2\xi\eta \cdot \cos(\Omega \cdot t)] \tag{11}$$

Der erste Anteil in der Lösung beschreibt eine gedämpfte Schwingung mit der gedämpften Eigenkreisfrequenz ω_D, der in Abhängigkeit der Dämpfung mit der Zeit abklingt. Der zweite Anteil beschreibt einen stationären Vorgang, eine Schwingung des Systems mit der Erregerkreisfrequenz Ω. Dieser stationäre Anteil kann umgeformt werden, wobei die Amplitude und der Phasenverschiebungswinkel φ wie folgt eingeführt werden:

$$u_{stationär}(t) = A \cdot \sin(\Omega \cdot t - \varphi) \tag{12}$$

$$A = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{\sqrt{(1-\eta^2)^2+(2\xi\eta)^2}}{(1-\eta^2)^2+(2\xi\eta)^2} = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+(2\xi\eta)^2}} = \frac{p_0}{k} \cdot DLF \tag{13}$$

$$\varphi = -arctan\left(\frac{-2\xi\eta}{1-\eta^2}\right) = arctan\left(\frac{2\xi\eta}{1-\eta^2}\right) \tag{14}$$

Als Antwortschwingung der harmonischen Anregung eines Einmassenschwingers im stationären Zustand ergibt sich somit wiederum eine harmonische Schwingung, allerdings mit der Eigenkreisfrequenz der Anregung. Das Verhältnis η der Anregungsfrequenz zur Eigenfrequenz des Einmassenschwingers und die Dämpfung entscheiden über die Amplitude und die Phasenverschiebung der Antwortschwingung. Für Werte $\eta = 0$ ergibt sich der statische Grenzfall, der dynamische Lastfaktor beträgt 1,00. Für Werte $\eta = 1{,}0$ liegt Resonanz mit sehr hohen dynamischen Vergrößerungsfaktoren vor, die bei geringer Dämpfung gegen Unendlich streben und zur Resonanzkatastrophe führen können. Für Werte $\eta >> 1{,}0$ strebt die dynamische Lösung und somit der dynamische Lastfaktor gegen Null: Die Lastwechsel erfolgen so schnell,

dass das träge System nicht folgen kann und somit nichts von der Einwirkung mitbekommt. Daher darf nach DIN 4024-1 eine die Untersuchung des dynamischen Verhaltens entfallen, wenn für die erste Eigenfrequenz Gl. (14) oder Gl. (15) gilt, so dass eine Anregung nicht im Resonanzbereich erfolgt, wobei für höhere Eigenfrequenzen Entsprechendes gilt:

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega_0} \leq 0{,}80 \quad \text{hoch abgestimmtes System} \tag{15}$$

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega_0} \geq 1{,}25 \quad \text{tief abgestimmtes System} \tag{16}$$

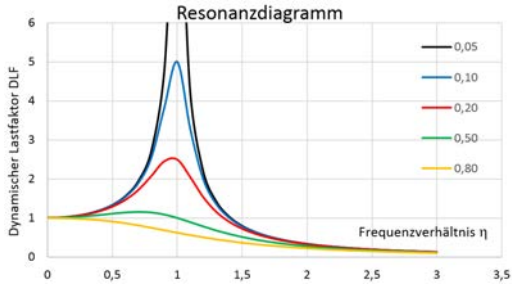


Abbildung 2: Resonanzdiagramm für harmonische Anregung

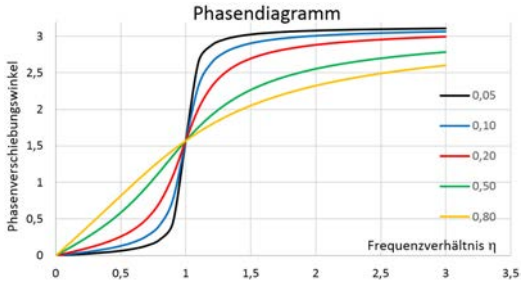


Abbildung 3: Phasendiagramm für harmonische Anregung

Beim ungedämpften Systemen $\xi = 0$ schwingt für das Abstimmungsverhältnis $\eta<1$ das System mit der Anregung in Phase, bei Abstimmungsverhältnissen $\eta>1$ ergibt sich eine Phasendifferenz von $\varphi = \pi$. Die allgemeine Beziehung ist in Gl. (14) bzw. Abb. 3 enthalten. Harmonische Lasten treten bei der Rotation von Massen auf, die eine Exzentrizität zu ihrer Rotationsachse besitzen. Dies ist im Allgemeinen bei rotierenden Massen der Fall, da sie solche Kräfte aufgrund von unplanmäßigen Exzentrizitäten (Unwuchten) hervorrufen. Diese Angaben sind beim Maschinenhersteller abzufragen bzw. können mit Hilfe der Wuchtgüte nach VDI 2060 und DIN ISO 1940-1 angesetzt werden. Eine Berechnung der Unwuchtlasten erfolgt über die Unwuchtgüte $e \cdot \Omega$ und der Maschinendrehzahl pro Minute.

$$\Omega = \frac{2\pi \cdot Umin}{60} \tag{17}$$

$$P_x = m \cdot \Omega^2 \cdot e \cdot \cos(\Omega \cdot t) \tag{18}$$

$$P_y = m \cdot \Omega^2 \cdot e \cdot \sin(\Omega \cdot t) \tag{19}$$

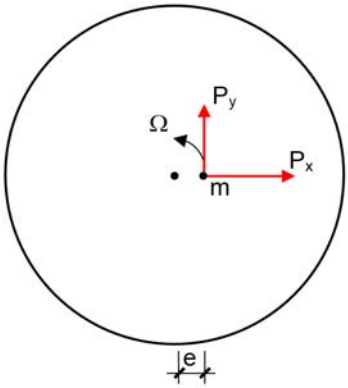


Abbildung 4: Harmonische Lasten infolge rotierender Massen

2.3 Stoßförmige Belastung

Stoßförmige Lasten beschreiben eine Belastungseinwirkung von kurzer Dauer auf ein schwingungsfähiges System. Die Länge der Einwirkungsdauer T_E liegt dabei im Größenbereich der Periode. Die Lösung hängt sehr stark vom Quotienten der Einwirkungsdauer zur Eigenschwingdauer des Systems T_E/T_0 ab. Demzufolge sind zwei Belastungsphasen zu unterscheiden:

Phase 1: Lösung für die Belastungsfunktion für Zeiten $t \leq T_E$

Phase 2: Lösung für den freien Ausschwingvorgang für Zeiten $t > T_E$ mit den Verformungs- und Geschwindigkeitsanfangsbedingungen $t = T_E$

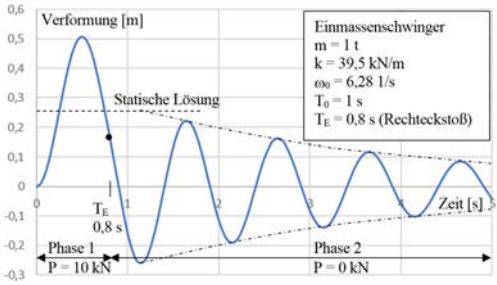


Abbildung 5: Antwortschwingung eines Einmassenschwingers infolge Stoßbeanspruchung

Demzufolge spielt die Dämpfung für den Stoßvorgang Phase 1 eine untergeordnete Rolle, da sie erst nach einigen Perioden wirksam wird, siehe auch Abb. 1. Am Ende des Stoßvorgangs erfolgt ein freies Ausschwingen des Einmassenschwingers mit den Anfangsbedingungen $u(t=T_E)$ und $\dot{u}(t=T_E)$ im Rahmen einer freien gedämpften Schwingung. Abb. 5 zeigt die Lösung eines Einmassenschwingers (T_0 = 1,0 s) für eine stoßförmige Rechteckimpulsbelastung (T_E = 0,8 s). Erkennbar sind die beiden Phasen Stoßvorgang (Phase 1) und Ausschwingvorgang als gedämpfte Schwingung (Phase 2). Der im vorliegenden Fall erreichte dynamische Lastfaktor beträgt somit 0,50/0,25 = 2,0. Weitere dynamische Lastfaktoren für andere Stoßfunktionen (Rechteckimpuls, Dreieckimpuls, Sinusimpuls) sind in Abhängigkeit der Einwirkungsdauer T_E zur Periode des Einmassenschwingers T_0 in Abb. 6 dargestellt.

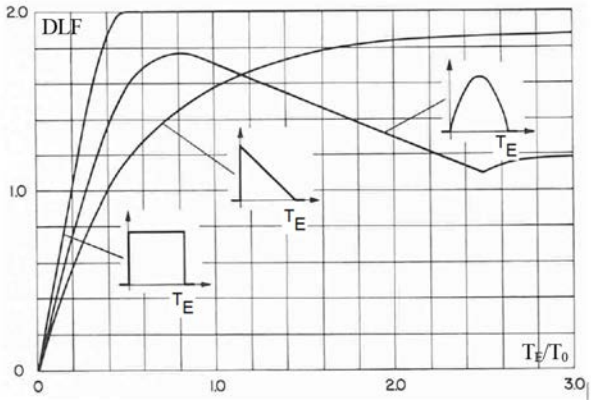


Abbildung 6: Antwortschwingung eines Einmassenschwingers infolge Stoßbeanspruchung

2.4 Periodische Stoßförmige Belastung

Eine weitere wichtige Belastungsart von Maschinenfundamenten sind periodische stoßförmige Belastungen. Dabei handelt es sich um stoßförmige Belastungen nach Abschnitt 2.3, die sich in regelmäßigen Abständen wiederholen. Die Gesamtlösung setzt sich aus Teillösungen für jeden einzelnen Stoß zusammen. Im günstigsten Fall haben die Stöße solch einen hohen Abstand, dass der Vorgängerstoß schon in seinem Ausschwingvorgang vollständig gedämpft ist, so dass nach wie vor jeder Stoß einzeln betrachtet werden kann. Andernfalls sind die Stoßvorgänge unter Berücksichtigung der Zeitverschiebung zwischen den Stößen zu überlagern. Eine andere Möglichkeit zur Berechnung der Antwortschwingung besteht in der Fouriertransformation der periodischen Stoßfunktion. Die ursprüngliche Stoßfunktion im Zeitbereich wird auf diese Art in eine Summe von harmonischen Funktionen überführt. Die Lösung der Bewegungsgleichung für harmonische Funktionen ist gemäß Abschnitt 2.2 bekannt und kann hierfür herangezogen werden. Die Gesamtlösung ergibt sich aus der Superposition aller Fourierglieder.

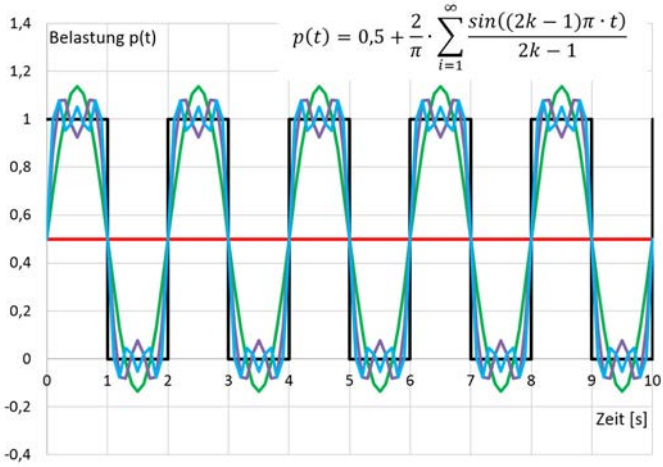


Abbildung 7: Fouriertransformation einer periodischen Stoßbelastung

3 Anwendungsbeispiele aus der Baupraxis (Vortrag)

3.1 Maschinenfundament zur Herstellung von Förderketten (period. Stoß)

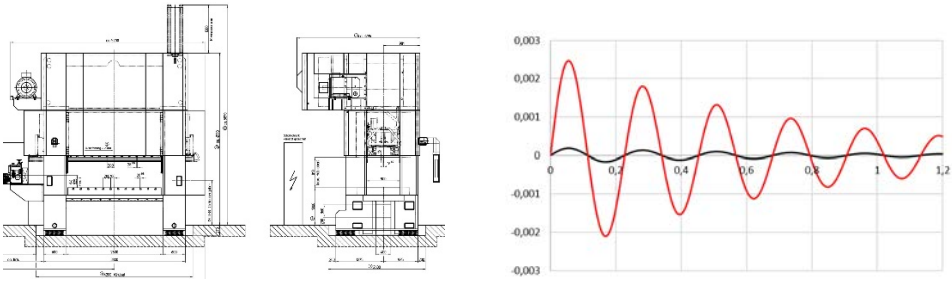


Abbildung 8: Maschinenfundament für Kaltumformprozesse (Herstellung von Förderketten)

3.2 Turbosatzfundament (rotierende Massen)

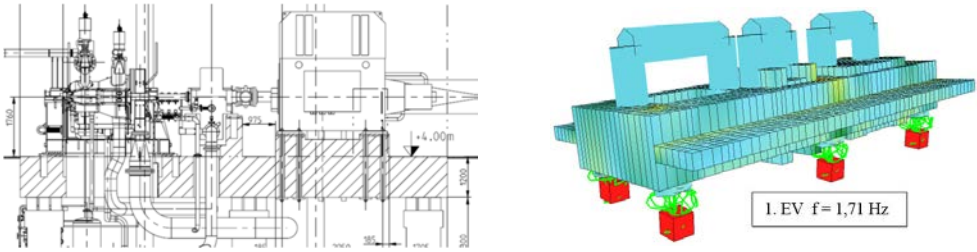


Abbildung 9: Turbosatzfundament mit Turbine, Getriebe und Generator

Literatur

[1] CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures. McGraw-Hill, New York, 1993

[2] WITT, K. J. (HRSG) Grundbautaschenbuch. Ernst&Sohn, Berlin, 2009

[3] DIN 4024-1 Maschinenfundamente – Elastische Stützkonstruktionen für Maschinen mit rotierenden Massen, Beuth-Verlag, Berlin, 1988

[4] DIN 4024-2 Maschinenfundamente – Steife Stützkonstruktionen für Maschinen mit periodischer Erregung, Beuth-Verlag, Berlin, 1991

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Modellierungsaspekte und gekoppelte DEM-FEM Simulationen zur Untersuchung hochflexibler Steinschlagschutznetze

Corinna Wendeler[1], **Klaus B. Sautter**[2], **Philipp Bucher**[2], **Kai-Uwe Bletzinger**[2], **Roland Wüchner**[2]

[1]*Forschung und Entwicklung, Geobrugg AG, Romanshorn, Schweiz*
[2]*Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München*

Zusammenfassung: Dieser Beitrag erläutert die spezifischen Modellierungsaspekte und die methodischen Hintergründe von gekoppelten DEM-FEM Simulationen zur Untersuchung der Interaktion zwischen aufprallenden Objekten (wie z.B. Felsbrocken) und hochflexiblen Schutzkonstruktionen. Es werden sowohl das Berechnungsverfahren zur Kopplung der Diskreten Elemente Methode (DEM) an die nichtlineare Finite Elemente Methode (FEM) diskutiert, als auch die Vorteile bei der Anwendung dieser Simulationsmethode auf praxisrelevante Beispiele aus dem Bereich der Steinschlagschutzsysteme systematisch aufgezeigt.

1 Steinschlag als außergewöhnliche Lasteinwirkung

Der Steinschlag stellt bedingt durch viele Faktoren einen außergewöhnlichen Lastfall dar. Sowohl die Form als auch die Dichte des einschlagenden Objekts können beliebig und schlecht vorhersehbar sein. Die zusätzliche Dynamik und Beliebigkeit des Einschlagpunktes machen es unmöglich, eine allgemeingültige Lastannahmeformel zu bestimmen. Daraus ergibt sich die Frage wie eine Schutzstruktur für derartige Lastfälle zu bemessen ist.

2 Praktische Umsetzung von Steinschlagschutzsystemen

Um große Energien von bis zu 10’000 Kilojoule [1] aufnehmen zu können, werden Schutzstrukturen so entworfen, dass sie ein Maximum an Verformung erlauben. Die dadurch stark reduzierte Bremsbeschleunigung erlaubt es große Energien effektiv abzutragen.

Um der Schutzstruktur große Verformungen zu ermöglichen, werden verschiedenste Details (wie z.B. Ringelemente und Bremselemente) installiert, deren direkte FE-Modellierung eine anspruchsvolle bis hin zu baupraktisch nicht realisierbare Aufgabe darstellt und Thema des Kapitels 3.1 ist. Die Schutzstrukturen können dabei in zwei unterschiedliche Kategorien eingeteilt werden. Während oberflächennahe Netze (siehe Abb. 1) eine präventive Maßnahme darstellen und einfacher zu berechnen sind, werden permissive Schutzmaßnahmen ergriffen, sobald die Ursache des Steinschlags nicht zu verhindern ist. Letztgenannte Konstruktionen können wiederum in selbstreinigend und nicht-selbstreinigend (siehe Abb. 2 respektive Abb. 3) unterteilt werden. Wegen des komplexen dynamischen Verhaltens der permissiven Schutzstrukturen sind diese Inhalt der vorliegenden Arbeit.

Abbildung 1: Banya Eisenbahn Steinschlagschutz [1]

Abbildung 2: Kaikoura State Highway [1]

Abbildung 3: Monserrate Walking path [1]

Um die Interaktion zwischen einschlagenden Objekten und hochflexiblen Schutzstrukturen besser verstehen zu können und praxisorientierte Fragen besser beantworten zu können, werden numerische Verfahren verwendet. Diese erlauben einen detaillierten Einblick in die Struktur, deren Auslastung und haben das Potential Optimierungsmöglichkeiten aufzuzeigen. Mithilfe von gekoppelten Simulationen können verschiedene numerische Methoden zusammen gebracht werden, um damit die Interaktion verschiedener physikalischer Problemstellungen zu modellieren und analysieren. Die Details der dabei verwendeten Verfahren werden in den folgenden Kapiteln dargestellt.

3 Numerische Verfahren und deren Kopplung

Numerische Methoden wie beispielsweise die FEM (Finite Elemente Methode) sind in der Baustatik und Baudynamik bereits lange etabliert um Strukturantworten auf vordefinierte Lasten zu untersuchen. Sie dienen somit auch der genaueren Untersuchung der Auswirkungen von außergewöhnlichen Lasten wie Wind [16], Muren [4, 14], Lawinen und Steinschlag [12]. Ergänzend zu Laborversuchen und sehr aufwendigen Feldtests unterstützen numerische Methoden den Ingenieur in der Entwicklungs- und Konstruktionsphase. Verschiedene Konstruktionsvarianten können so mit vertretbarem Zeitaufwand untersucht werden und dienen damit der Grundlage für die effektive Beantwortung neuer Fragestellungen. Dabei kommt den Experimenten eine weitere Aufgabe zu: Versuchsergebnisse werden z.B. verwendet, um Materialkennwerte der Simulationselemente zu bestimmen und die Simulationsergebnisse zu validieren. Das Zusammenwirken von Versuchen und numerischen Simulationen erlaubt es damit kostengünstig, effektiv und dennoch realitätsnahe Vorhersagen über das Strukturverhalten und dessen Interaktion mit dem Belastungsszenario zu treffen. Der Impaktvorgang ist dabei äußerst komplex und eine adäquate Modellierung und Simulation bedarf der Kombination von unterschiedlichen Berechnungsverfahren, um deren typischen Vor- und Nachteile bestmöglich zu kombinieren. Die Interaktion von sich beliebig bewegenden und willkürlich geformten Objekten mit hochflexiblen Strukturen stellt ein hoch nichtlineares Problem dar. Durch die großen Bewegungen bzw. Deformationen sowohl der einschlagenden Objekte als auch der Struktur selbst ist besonders die Interaktion dieser inhärent gekoppelten Probleme interessant. Um diese Probleme zu bearbeiten werden die jeweils bestgeeigneten numerischen Methoden gekoppelt. In der vorliegenden Arbeit wird dazu die FEM zur Diskretisierung der Struktur und die Diskrete Elemente Methode (DEM) zur Beschreibung beliebiger Objekte verwendet.

3.1 Finite Elemente Methode

Die FEM wird im Kontext dieser Arbeit zur Diskretisierung der Schutzstruktur verwendet. Wie in [3] beschrieben, wird dabei die virtuelle Arbeit unter Einbeziehung der d'Alembertkräfte aufgestellt,

$$\delta W = \int_{\Omega_0} \boldsymbol{\sigma}_{PK2} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon}_{GL} \, d\Omega_0 + \int_{\Omega_0} \rho \cdot \ddot{\mathbf{u}} \cdot \delta \mathbf{u} \, d\Omega_0 - \delta W_{ext} = 0. \tag{1}$$

Dabei werden die zweite Piola-Kirchhoff Spannung $\boldsymbol{\sigma}_{PK2}$, die arbeitsäquivalente Green-Lagrange Dehnung ε_{GL}, die Dichte ρ als auch die Freiheitsgrade (hier die Verschiebungen) $\mathbf{u}$ und deren zweite Zeitableitung $\ddot{\mathbf{u}} = \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2}$ über das Referenzgebiet Ω_0 integriert.

Durch Auswerten der Gl. (1) ergibt sich folgende Gleichgewichtsgleichung,

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f}_{ext}, \tag{2}$$

mit der Massenmatrix $\mathbf{M}$, der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ und der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$. Durch die sehr kurzen Zeitintervalle, die im Bereich der Steinschlagsimulation untersucht werden [6],

eignet sich die explizite Zeitintegration zur Lösung dieses Gleichungssystems, da ohnehin kleine Zeitschritte verwendet werden um den Einschlagvorgang genau genug aufzulösen. Dieses Verfahren erfordert kein aufwendiges Lösen von teilweise sehr großen Gleichungssystemen. Dazu wird eine diagonale Massenmatrix verwendet (Punktmassenannahme) und Gl. (2) mithilfe des zweiten Newtonschen Gesetzes gelöst,

$$\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{M}^{-1} \cdot \left(\mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} - \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}\right). \tag{3}$$

Verschiedene Zeitdiskretisierungen sind möglich, wobei in dieser Arbeit die Methode der zentralen Differenzen [3] und ein Mehrschrittverfahren [8] verwendet wird.

Die herkömmliche FEM stößt im Falle von hochflexiblen Schutzstrukturen an ihre Grenzen sobald Effekte modelliert werden sollen, die mit bekannten Standard-Elementtypen wie z.B. Stäbe, Seile, Balken oder Scheiben, nicht effizient erfassbar sind. Dies ist beispielsweise bei folgenden Elementen der Fall: Ringelemente [12], Chain-Link Elemente [7], Seile mit rutschenden Knoten [12, 5] und Energieabsorptionselemente [12].

Die genaue Formulierung dieser Elemente kann in den oben genannten Quellen nachgelesen werden. Beispielhaft wird ein Seilnetz mit rutschenden Randknoten in den folgenden Abb. 4 und 5 dargestellt.

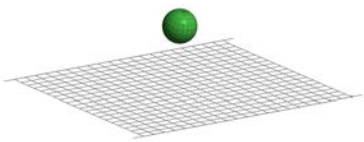


Abbildung 4: Referenzsystem

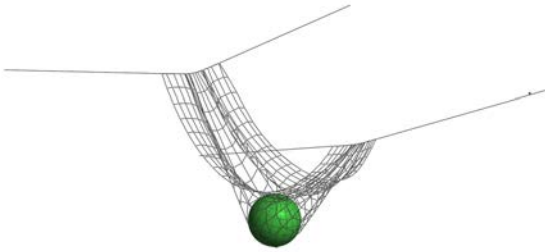


Abbildung 5: Randseile mit rutschenden Knoten

3.2 Diskrete Elemente Methode

Als Partikelmethode wird die DEM zur Diskretisierung einzelner diskreter Partikel verwendet. Dabei kann die Bewegung diskreter Partikel effektiv simuliert werden, wodurch sich die DEM als vorteilhafte Methode zur Modellierung einschlagender Objekte darstellt. Sie bietet dabei den Vorteil, dass beliebig geformte starre Objekte auch als Partikelcluster modelliert werden können, was den Rechenaufwand stark reduziert.

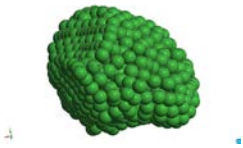


Abbildung 6: Partikelcluster

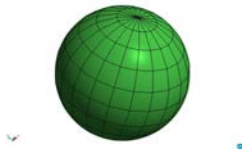


Abbildung 7: Einzelner Partikel

Verschiedene Kontaktgesetz sind formulierbar, die auf den jeweils vorliegenden Fall angewendet werden können. Der Kontakt von Partikeln zu beliebigen Geometrieobjekten wie Punkten, Linien und Flächen wird in der vorliegenden Umsetzung in *Kratos Multiphysics* [2]

immer als Kontakt der Geometrieobjekte zu einer Kugel modelliert. Diese Kugel besitzt einen Radius R_i und einen geometrischen Mittelpunkt $\mathbf{C}_i$. Für die vorliegende Arbeit sind dabei vor allem drei Varianten interessant die unter anderem in [10] beschrieben sind.

Zwei Partikel i,j	Partikel i und Punkt $\mathbf{v}_a$	Partikel i und Linie (siehe Abb. 8)
$\parallel \mathbf{C}_i - \mathbf{C}_j \parallel < R_i + R_j$	$\parallel \mathbf{C}_i - \mathbf{v}_a \parallel < R_i$	$d_e < R_i$

Tabelle 1: Geometrische Bedingungen für Kontakt

Die entsprechenden Kontaktkräfte werden mit dem, für den jeweiligen Anwendungsfall passenden Kontaktgesetz berechnet [10] und damit basierend auf dem zweiten Newtonschen Gesetz die Bewegungsgleichung integriert. Hierbei wird die Partikelmasse m, der Trägheitstensor $\mathbf{I}$, die Winkelbeschleunigung $\dot{\omega}$ und der Verbindungsvektor $\mathbf{r}_{ij}$ zwischen zwei kollidierenden Partikeln i,j verwendet.

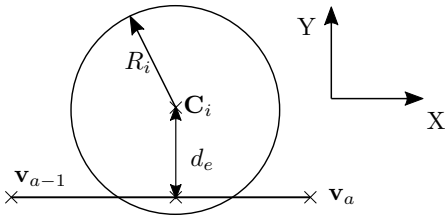


Abbildung 8: Kontakt Partikel - Linie [11]

$$m \cdot \ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{F}, \qquad \mathbf{I} \cdot \dot{\omega} = \mathbf{T}, \tag{4}$$

$$\mathbf{F}_i = \mathbf{F}_i^{ext} + \sum_{j=1}^{n} \mathbf{F}^{ij} + \mathbf{F}_i^{damp}, \qquad \mathbf{T}_i = \mathbf{T}_i^{ext} + \sum_{j=1}^{n} \mathbf{r}^{ij} \times \mathbf{F}^{ij} + \mathbf{T}_i^{damp}. \tag{5}$$

3.3 Kopplung DEM & FEM

Um die Interaktion einschlagender Objekte mit Schutzstrukturen zu simulieren, müssen die beiden bereits beschriebenen Methoden gekoppelt werden. Die Kopplung wird modular gestaltet, wodurch die einzelnen Komponenten (DEM Simulation und FEM Simulation) getrennt voneinander und mit den jeweils bestgeeigneten Algorithmen behandelt und Lösungen mithilfe eines Mappers [13] ausgetauscht werden. Dazu werden zunächst die zwei Systeme getrennt aufgesetzt (siehe Abb. 9) und dann durch geeignete Kopplungsalgorithmen die Gesamtlösung berechnet:

- FEM-Modell mit diskretisierter Struktur (inkl. der genannten Spezialelemente aus Kapitel 3.1),
- DEM-Modell mit diskreten, starren Objekten (Partikel) und diskretisierter Kontaktoberfläche.

Dabei ist es wichtig, dass die FE Netze der Struktur (bestehend aus den verbundenen Seilelementen im Schutznetz) und der diskreten DEM Kontaktfläche genau übereinstimmen um die richtigen Kontaktpunkte und eine physikalisch korrekte Strukturantwort zu gewähren. Entsprechend der Abb. 10 und Abb. 11 können verschiedene Kopplungsalgorithmen verwendet werden, um die gekoppelte Simulation zu realisieren.

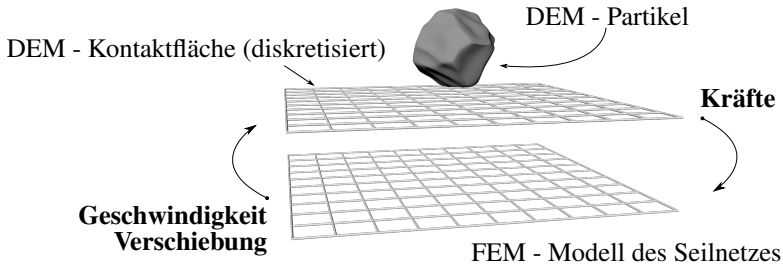


Abbildung 9: Kopplungsschnittstelle [11]

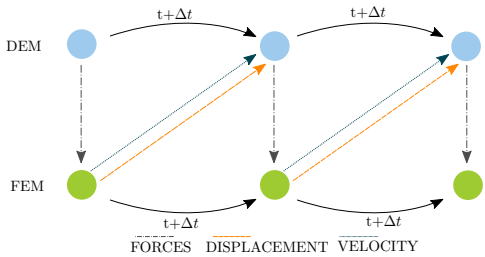


Abbildung 10: Schwache Kopplung [11]

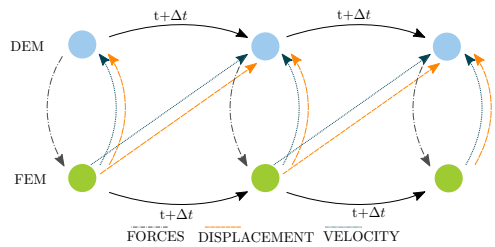


Abbildung 11: Starke Kopplung [11]

Bei der schwachen Kopplung wird zuerst das DEM System gelöst, woraus die errechneten Kontaktkräfte mittels Mapping-Vorschriften auf die FEM-Diskretisierung übertragen werden und schließlich das FEM-System gelöst wird. Die daraus resultierenden Daten (Verschiebungen, Geschwindigkeiten) werden zurückgeschickt und beeinflussen damit den nächsten Lösungsschritt der DEM Simulation. Wie in Abb. 11 dargestellt können weitere Konvergenzschleifen in jedem Zeitschritt eingebaut werden um die Einhaltung der (bei der schwachen Kopplung nur approximierten) Kopplungsbedingungen zu gewährleisten. Diese werden allgemein an der Schnittstelle Γ, dem DEM Gebiet Ω_D und dem FEM Gebiet Ω_S definiert (angepasst von [9, 15]):

$$\mathbf{u}_\Gamma^{\Omega_D}(t) - \mathbf{u}_\Gamma^{\Omega_S}(t) = 0, \tag{6}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_\Gamma^{\Omega_D}(t) - \dot{\mathbf{u}}_\Gamma^{\Omega_S}(t) = 0, \tag{7}$$

$$\mathbf{f}_{\text{contact},\Gamma}^{\Omega_D}\left(\mathbf{u}_\Gamma^{\Omega_D}(t), \dot{\mathbf{u}}_\Gamma^{\Omega_D}(t)\right) + \mathbf{f}_{\text{int},\Gamma}^{\Omega_S}\left(\mathbf{u}_\Gamma^{\Omega_S}(t), \dot{\mathbf{u}}_\Gamma^{\Omega_S}(t), \ddot{\mathbf{u}}_\Gamma^{\Omega_S}(t)\right) = 0. \tag{8}$$

Bei großen Zeitschritten oder hohen Einschlaggeschwindigkeiten kann die starke Kopplung eine stabile Simulation ermöglichen und so auch numerisch problematische Systeme lösen.

4 Modellierung und Simulation eines Vorhangnetzes

Eine beispielhafte Fragestellung beim Entwurf und der Bemessung von Schutznetzen ist die Bewertung der Auswirkung verschiedener Rotationsenergien eines Steins in einer Schutz-

struktur. Das ist besonders bei ausgeprägt scheibenartig geformten Steinen relevant. Die Flexibilität bei der Formmodellierung des einschlagenden Objekts ist eine Stärke des verwendeten DEM-Ansatzes. Wie bereits in Kapitel 3.2 erwähnt, können beliebige Formen ohne komplizierte geometrische Überlegungen durch Kugelcluster realisiert werden. Der Stein wird wie in Abb. 6 modelliert und wird im Gebirge wegen seiner Form beim Herunterrollen am Hang stark in Rotation gebracht. Der Cluster wird in der gezeigten Simulation mit einer Anfangswinkelgeschwindigkeit in Gravitationsrichtung fallen gelassen, trifft auf die schräge Felswand auf, erhöht dadurch seine Winkelgeschwindigkeit und wird vom Fels weg in das selbstreinigende Netz geleitet.

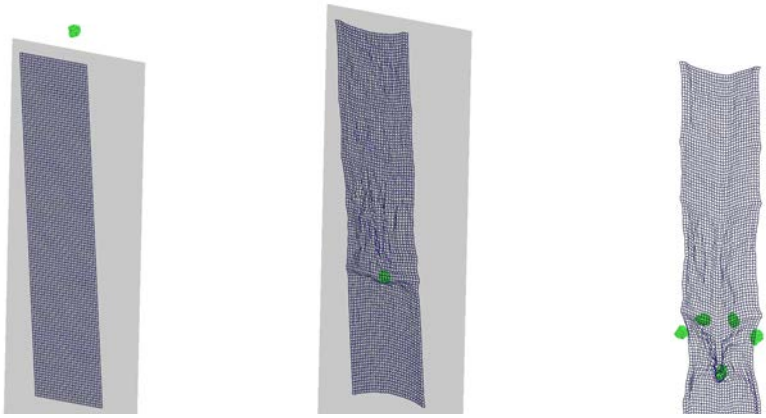


Abbildung 12: Selbstreinigender Vorhang mit einschlagenden Kugelclustern

Abb. 13 stellt dar wie sich die Rotationsgeschwindigkeit des Clusters (siehe Abb. 12 (Links und Mitte)) ändert. Somit kann eine Aussage über dessen Verhalten getroffen werden. Der rechte Teil der Abb. 12 verdeutlicht die Möglichkeiten der aufgezeigten Kopplungsmethode: es kann der Einschlag beliebig vieler, willkürlich geformter Objekte in jede denkbare Art von Struktur simuliert werden. Zusätzlich können Geodaten durch gängige Datenformate wie $*.stl$ Netze eingeladen und als Randbedingungen verwendet werden.

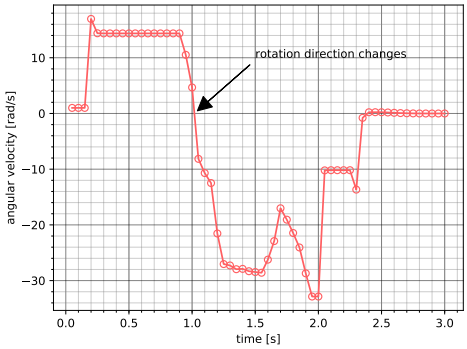


Abbildung 13: Rotationsgeschwindigkeit über die Kontaktzeit mit dem Vorhang

Bewertung der neuen numerischen Methode:
Das Schutznetz wurde zur beispielhaften Demonstration des Tragverhaltens vereinfacht an insgesamt zehn Punkten entlang der Ränder in alle globalen Richtungen gelagert. Das vorliegende Simulationsbeispiel kann hinsichtlich realer Randbedingungen, Steinformen, Fallgeschwindigkeiten, etc. beliebig erweitert und angepasst werden. Die in Abb. 12 und Abb. 13 dargestellte Simulation zeigt gute Übereinstimmungen mit durchgeführten Feldversuchen.

Literatur

[1] *Geobrugg*. https://www.geobrugg.com/

[2] *Kratos*. https://github.com/KratosMultiphysics/Kratos

[3] BELYTSCHKO, T. ; LIU, W. ; MORAN, B. ; ELKHODARY, K. : *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. 2013. – ISBN 978–1–118–63270–3

[4] BOETTICHER, A. G. L.: *Flexible Hangmurenbarrieren: Eine numerische Modellierung des Tragwerks, der Hangmure und der Fluid-Struktur-Interaktion*. München, Technische Universität München, Dissertation, 2012

[5] BOULAUD, r. ; DOUTHE, C. : A sliding cable model for rockfall barrier simulations using dynamic relaxation. In: *IASS Annual Symposium*

[6] BUZZI, O. ; LEONARDUZZI, E. ; KRUMMENACHER, B. ; VOLKWEIN, A. ; GIACOMINI, A. : Performance of High Strength Rock Fall Meshes: Effect of Block Size and Mesh Geometry. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 48 (2014), 01

[7] ESCALLON OSORIO, J. P.: *Simulation of flexible steel wire-net rock-fall barriers via finite element model updating*. Zürich, ETH, Dissertation, 2015

[8] KIM, W. : An accurate two-stage explicit time integration scheme for structural dynamics and various dynamic problems. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 120 (2019), Nr. 1, S. 1–28

[9] MOK, D. P.: *Partitioned analysis schemes in structural dynamics and fluid-structure-interaction*, Diss., 11 2001

[10] SANTASUSANA, M. : Numerical Techniques for non-linear analysis of structures combining Discrete Element and Finite Element Methods. (2016)

[11] SAUTTER, K. ; CELIGUETA JORDANA, M. A. ; BUCHER, P. ; BLETZINGER, K.-U. ; WÜCHNER, R. : Partitioned strong coupling of discrete elements with large deformation structural finite elements to model impact on highly flexible tension structures - *under review*. (2019)

[12] VOLKWEIN, A. : *Numerische Simulation von flexiblen Steinschlagschutzsystemen*. Zürich, ETH, Dissertation, 2004

[13] WANG, T. : *Development of Co-Simulation Environment and Mapping Algorithms*. München, Technische Universität München, Dissertation, 2016

[14] WENDELER, C. : *Murgangrückhalt in Wildbächen - Grundlagen zu Planung und Berechnung von flexiblen Barrieren*. Zürich, ETH, Dissertation, 2008

[15] WINTERSTEIN, A. ; LERCH, C. ; BLETZINGER, K.-U. ; WÜCHNER, R. : Partitioned simulation strategies for fluid–structure–control interaction problems by Gauss–Seidel formulations. In: *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences*

[16] WÜCHNER, R. : *Mechanik und Numerik der Formfindung und Fluid-Struktur-Interaktion von Membrantragwerken*. München, Technische Universität München, Dissertation, 2006

Minisymposium
Bauen mit Glas

Organisator:

- **Jens Schneider**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Fassadenkonstruktionen mit Glasschwertern

Jonas Hilcken, Felix Schmitt

Josef Gartner GmbH, Würzburg

Zusammenfassung: Mit Glasschwertern können nahezu transparente Fassadenkonstruktionen erstellt werden. Solche Konstruktionen sind im Glasbau – trotz fehlender Bauregelungen – nichts Neues. Dennoch sind der Entwurf, die Bemessung und die fachgerechte Ausführung durch die materialspezifischen Besonderheiten ingenieurtechnische Herausforderungen. Der Beitrag skizziert diese und zeigt die sich ständig weiterentwickelnden Konstruktionsprinzipien anhand von Projektbeispielen auf.

1 Einleitung

Glasschwerter sind vertikal angeordnete Träger aus Glas, welche primär die senkrecht auf Glasfassen einwirkenden Lasten abtragen. Je nach Konstruktion tragen sie auch das Eigengewicht der Fassade ab. Glasschwerter ersetzen massive Pfosten aus Stahl, Aluminium oder Holz. Sie kommen immer dann zum Einsatz, wenn architektonisch eine maximale Transparenz eingefordert wird. Beispiele sind Eingangsfassaden repräsentativer Gebäude, Einkaufszentren, Hotels und Fassaden, die einen ungestörten Ausblick auf die angrenzende Landschaft ermöglichen sollen (siehe Abbildung 1). Eine ähnliche Transparenz lässt sich nur mit vorgespannten Seilfassaden erreichen, bei welchen die Seile in oder hinter den Glasfugen angeordnet werden. Im Vergleich zu Glasschwertfassaden stellen Seilfassaden zur Aufnahme der hohen Vorspannkräfte der Seile jedoch deutliche höhere Anforderungen an die Primärstruktur.

Der Einsatz von Glasschwertern ist prinzipiell nichts Neues. Glasschwerter werden bereits seit mehr als 50 Jahren im Bauwesen eingesetzt. Populär wurde die Technik durch das 1975 fertiggestellte Willis Faber & Dumas Building in Ipswich, England, das von Norman Foster entworfen wurde. Dennoch gibt es bis heute noch keine eingeführten technischen Richtlinien, welche die Konstruktion und Bemessung regeln. Der geplante „Eurocode 10 – Glas im Bauwesen“ [1] soll diese Lücke in Zukunft schließen. Die Bemessungsnorm enthält konkrete konstruktive Vorgaben sowie Regelungen zum Vorgehen beim Nachweis der Spannungen, der ausreichenden Stabilität sowie Resttragfähigkeit. Entsprechend der momentanen bauaufsichtlichen Regeln, sind solche Konstruktionen in Deutschland nur über Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) geregelt. Anders als vor einigen Jahren ist der Aufwand

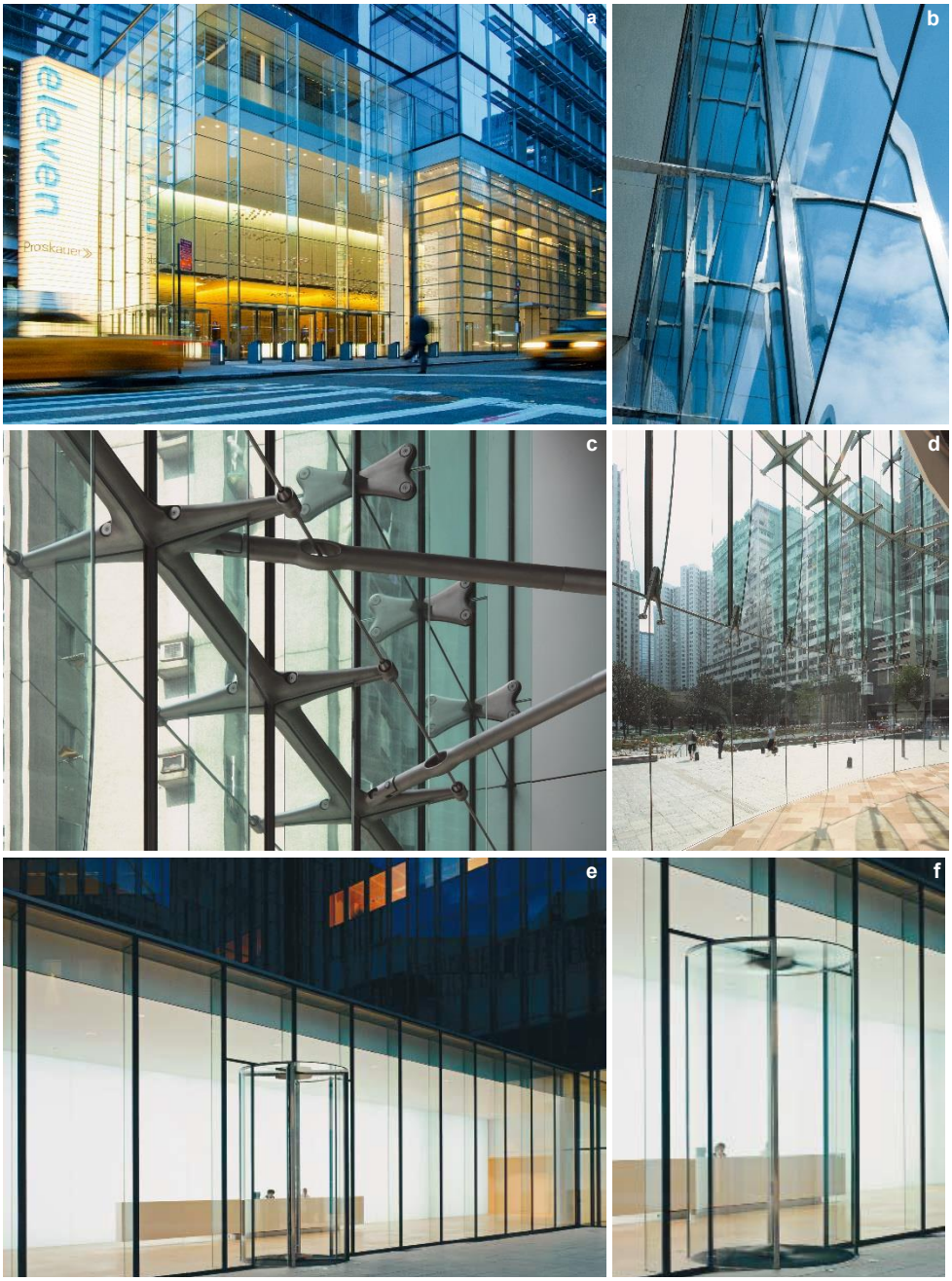


Abbildung 1: Beispiele von Glasschwertfassaden: a, b) 11 Time Square, New York, USA – Stahl-Glas-Hybrid-Schwerter (Bildrechte: ROCKET-PHOTOS); c, d) One Island East, Quarry Bay, Hong Kong – Glasschwerter mit Laschenstoß (Bildrechte: Stuart Woods); e, f) Westend Carree, Frankfurt – Geschoßhohe Glasschwerter (Bildrechte: Joerg Hempel Fotodesign)

zur Erlangung einer solchen ZiE heute deutlich geringer. Aufgrund der Erfahrungen der Bauaufsichtsbehörden und der Gutachter sowie der umfangreichen universitären Forschung kann in vielen Fällen auf aufwendige Versuche an Verbindungsdetails und zur Resttragfähigkeit verzichtet werden.

Neben den baurechtlichen Bedingungen haben sich in den vergangenen Jahrzehnten auch die Dimensionen, die Konstruktionsprinzipien sowie Verbindung- und Anschlussdetails entwickelt. Wurden vor 10 Jahren die Fassadengläser oft mit Punkthaltern am Glasschwert befestigt und die Längsverbindung von Glasschwertern mit großen Laschen aus Stahl ausgeführt (siehe Abbildung 1b), so fordern Architekten heute so unsichtbare Verbindungen wie möglich ein (siehe Abbildung 4 und 6). Die Fassadengläser werden durch spezielle tragende Klebedetails oder Eindrehhalter (*engl.: toggle*) mit den Glasschwertern verbunden. Längsstöße von großen Glasschwertern werden durch Bolzenverbindungen mit Stufengläsern bzw. Nut-Feder-Verbindungen ausgeführt. Die produzierbaren Glasschwertlängen nehmen immer weiter zu und entsprechend werden Glasschwerter für hohe Fassaden oft sogar komplett ohne Stöße ausgeführt. Die maximalen Längen einteiliger Glasschwerter liegen heute bei etwa 20 m. Die Möglichkeit immer größere Glasschwerter zu produzieren zu können hat auch dazu geführt, dass sich überlappend laminierte Verbundglasträger [2] (*engl.: spliced laminated beam*) nicht etablieren konnten. Letztendlich wird die Frage, ob ein Stoß ausgeführt wird, insbesondere durch die im Projekt zur Verfügung stehenden Mittel bestimmt. Mit zunehmender Länge ohne Stoß nehmen nicht nur die Produktionskosten, sondern auch die Transport- und Montagekosten zu.

2 Konstruktion

2.1 Allgemeines

Beim Entwurf, der Planung und der Ausführung von Glasschwertfassaden sind einige Besonderheiten zu beachten. Nachfolgend werden die wichtigsten Konstruktionsprinzipien näher beschrieben. Unabhängig von der Wahl des Systems muss stets eine geeignete Lösung zur Kompensation der Gebäudeverformungen und Temperaturdehnungen gefunden werden sowie die Entwässerung der Fassade geplant werden.

2.2 Eigengewichtsabtrag der Fassadenverglasung

Eine wesentliche Fragestellung bei der Planung von Glasschwertfassaden ist die Frage wie das Eigengewicht der Fassadenverglasung abgetragen wird. Prinzipiell stehen verschiedene Möglichkeiten mit individuellen Vor- und Nachteilen zur Auswahl:

- Stapeln der Fassadenverglasungen
- Befestigung am Laschenstoß des Glasschwerts
- Befestigung mittels mechanischer Punkthalter im Glasschwert
- Statisch tragende Verklebung
- Anordnung eines separaten Hängers

Werden die Glasschwerter in Höhe der horizontalen Glasfugen durch Laschen aus Stahl verbunden, können die Lager der Fassadenscheiben an diesen befestigt werden (siehe Abbildung 1b). Diese Variante war bis vor einigen Jahren am gebräuchlichsten. Die heutige Ausbildung der Schwertstöße (siehe Abschnitt 4) lässt dies nicht mehr zu, weswegen andere Varianten ausgeführt werden müssen.

Die scheinbar einfachste Lösung ist es die Fassadenverglasungen aufeinander zu stellen. Das Eigengewicht der Gläser muss in diesem Fall nicht über die Glasschwerter abgetragen werden oder kann verdeckt am Fußpunkt in das Schwert eingeleitet werden (siehe Abschnitt 4.2). Diese Variante wird oft bei Fassaden mit zwei übereinanderliegenden Gläsern gewählt. Bei mehr als zwei Gläsern besteht das Problem, dass die Kräfte, welche in die Glaskante eingeleitet werden müssen [3], zu groß werden und dass ein späterer Glastausch sehr aufwändig wird. Insbesondere der Kantenversatz bei Verbundsicherheitsglas- und Isolierglasscheiben erfordert besondere Berücksichtigung, um keine ungewollten Spannungskonzentrationen in der Glaskante, in der Zwischenschicht und dem Randverbund zu erzeugen. Ein besonderes Augenmerk muss in diesem Fall auch auf etwaige Gebäudeverformungen geworfen werden. Diese müssen von den gestapelten Gläsern bzw. deren Verklotzung kompensiert werden.

Eine Befestigung über mechanische Punkthalter erfordert je Glasscheibe mindestens zwei zusätzliche Bohrungen, um das Biegemoment aus der exzentrischen Befestigung aufnehmen zu können. Die Befestigung ist sichtbar und wirkt sich somit auf die filigrane und transparente Konstruktion negativ aus. Des Weiteren führen die Bohrungen zu Spannungsspitzen in Bereichen des Glaswerts, welche oft schon aus der Biegebeanspruchung stark ausgenutzt sind. Zu beachten ist, dass die Glastoleranzen und der Kantenversatz im Bohrungsbereich aufgenommen werden müssen.

Ein Abtrag des Eigengewichts über eine strukturelle Verklebung zwischen Fassadenverglasung und Glasschwert ist für geringe Scheibenbreiten prinzipiell denkbar. Aufgrund der bauaufsichtlichen Regeln und der notwendigen Klebefugenbreiten ist dies im Regelfall jedoch nicht umsetzbar.

Eine Möglichkeit, welche die Transparenz kaum einschränkt, ist die Anordnung eines Zugbandes auf der Stirnseite des Glasschwerts (siehe Abschnitt 4.1) oder in der Fuge zwischen den Fassadengläsern. Hierdurch muss das Eigengewicht nicht direkt ins Glasschwert eingeleitet werden. Das Eigengewicht muss allerdings auf der Oberseite in die Primärkonstruktion eingeleitet werden.

2.3 Eigengewichtsabtrag des Glasschwerts

Glasschwerter sind üblicherweise sehr schlanke Bauteile mit einem sehr ungünstigen Verhältnis zwischen dem kleinsten und größten Trägheitsmoment. Sie unterliegen entsprechend einer hohen Biegedrillknickgefahr. Eine entscheidende Fragestellung beim Entwurf von Fassaden mit Glasschwertern ist, ob die Glasschwerter aufgestellt oder aufgehängt werden. Werden die Glasscheiben aufgehängt, resultiert aus dem Eigengewicht eine Zugbeanspruchung, die sich positiv auf die Biegedrillknickgefahr auswirkt; werden sie aufgestellt, führt die Druckspannung zu einer Erhöhung der Biegedrillknickgefahr. Eine Grundvoraussetzung der gehängten Ausführung ist, dass das Eigengewicht oberhalb der Fassade durch Träger abgefangen werden kann.

Die Wahl der Lagerung der Glasschwerter muss insbesondere mit der Befestigung der Fassadenverglasungen abgestimmt werden. Werden die Schwerter gehängt und die Glasscheiben unten aufgestellt, müssen die gegensätzlichen Verformungen aus Temperatur und unterschiedlichen Bauwerksverformungen kompensiert werden. Hierzu muss eine vertikale Gleitfuge zwischen Schwert und Verglasung eingefügt werden.

2.4 Anschlussdetail

Der Anschluss an die Primärstruktur muss nicht nur die Kräfte im Glasschwert an die Primärstruktur weiterleiten, sondern auch die Bauteil- und Bauwerksbewegungen kompensieren können. Aus diesem Grund werden Glasschwerter in den meisten Fällen in der Haupttragrichtung gelenkig, statisch bestimmt gelagert. Andernfalls würden Bauwerksbewegungen und Temperaturdehnungen schnell große Spannungen im Glasschwert verursachen. Die gelenkige Lagerung wird in den meisten Fällen durch eine Bolzenverbindung erzeugt, welche auf einer Seite verschieblich mit Langloch ausgebildet wird. Bei hängenden Glasschwertern ist eine Bohrung im Glasschwert nötig; bei stehenden Glasschwertern kann ein Stahlschuh genutzt werden. Im günstigen Fall wird der Stahlschuh gleichzeitig zur Einspannung des Glasschwerts in Richtung der schwachen Achse genutzt. Hierdurch wird die Stabilität deutlich verbessert; gleichzeitig können Bauwerksbewegungen über die Flexibilität des Glasschwerts abgebaut werden.

Bei hohen Glasschwerter bietet die gelenkige Lagerung einen weiteren Vorteil: Das geringe Biegemoment im Auflagerbereich kann dazu genutzt werden, das Glasschwert im Bereich des Personenverkehr gevoutet auszuführen. Bei hängendem System mit angrenzender Primärstruktur bietet es sich sogar an, das untere Auflager nach oben zu versetzen und so den gesamten begehbaren Raum trägerfrei auszuführen (siehe Abbildung 4).

2.5 Stoß des Glasschwerts

Am Markt sind Verbundgläser in Längen bis etwa 20 m erhältlich. Dieses, aber vielmehr die steigenden Herstellungs- und Transportkosten schränken die Länge von Glasschwertern für das jeweilige Projekt ein. Aus diesem Grund werden größere Glasschwerter (heute etwa > 12 m) in vielen Fällen aus gestoßenen Teilstücken hergestellt. Bis vor einigen Jahren wurde der Stoß stumpf mit Stahllaschen ausgeführt. Der Stoß wird heute auch überlappend (siehe Abbildung 2 und 4) oder als Nut-Feder-Verbindung jeweils gebolzt mit Stufenglas ausgeführt. Gelenkige Verbindungen werden mit einem Bolzen, biegesteife Verbindungen aus mit mindestens zwei Bolzen hergestellt. Die heutige Ausführungstechnik erfordert vielschichtige Glasaufbauten: Vier bis sechs Schichten werden benötigt, um die Anforderungen an die Resttragfähigkeit zu erfüllen. Bei der Bemessung ist insbesondere die Exzentrizität, welche das Glas und den Vergussmörtel besonders beansprucht, aber auch die Spannungen in der Zwischenschicht an der Glasstufe zu berücksichtigen. Konstruktiv sollte der Glas-Glas-Kontakt durch eine Kunststoffeinlage oder einen speziellen Verbinder ausgeschlossen werden.

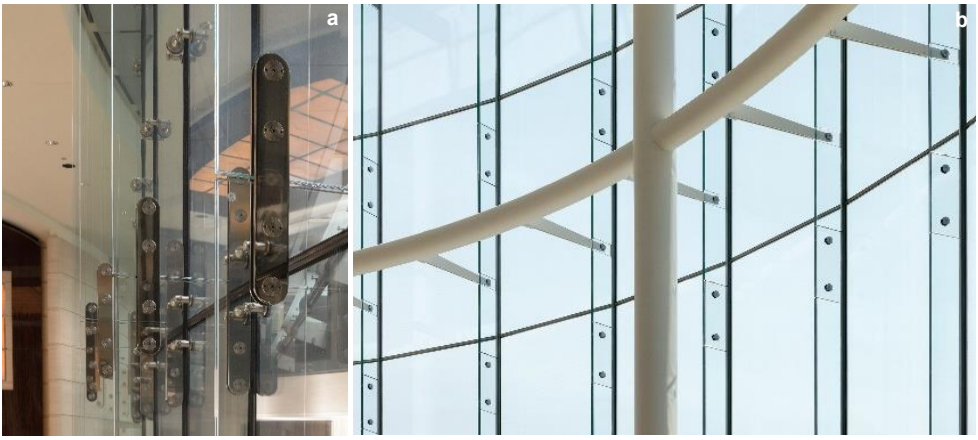


Abbildung 2: a) Glasstoß mit Stahllasche (Trump International Hotel and Tower, Chicago; Bildrechte: Michael Lipman Photography); b) Überlappender Glasstoß (Square One Shopping Center, Mississauga; Bildrechte: Tom Arban Photography)

3 Bemessung

Prinzipiell handelt es sich bei einem Glasschwert um einen einfachen Träger, dessen Bemessung schnell durch einfachste analytische Gleichungen erfolgen kann. Aufgrund des spröden Materialverhaltens des Glases, der viskoelastischen Zwischenschicht und der Anschluss- und Verbindungsdetails ist die Bemessung in jedem Einzelfall allerdings immer aufs Neue eine ingenieurtechnische Herausforderung.

Vor der rechnerischen Bemessung ist das Ausfallszenario zu definieren, da hierdurch die Anzahl der notwendigen Scheiben des Glasschwerts definiert wird. Üblich ist es die zwei äußeren Scheiben des Laminats als gebrochen anzusehen und bei der Berechnung des Ausfallszenarios (außergewöhnlicher Lastfall) nicht mit anzusetzen, was eine Mindestanzahl von drei Scheiben voraussetzt. Dieses Szenario wird auch vom Entwurf des Eurocode 10 [1] gefordert. In gesonderten Fällen mit geringerer Schadensfolge reicht bereits die Berücksichtigung des Ausfalls einer einzelnen Scheibe oder der Nachweis eines alternativen Lastpfads. Anzumerken ist, dass die rechnerische Vernachlässigung der ausgefallenen Scheiben auf der sicheren Seite liegt [4]. Verwertbare wissenschaftliche Untersuchungen zur Berücksichtigung der zusätzlichen Steifigkeit durch die gebrochenen Scheiben gibt es hierzu bislang leider noch nicht.

Aufgrund der hohen Schlankheit der Glasschwerter sind diese meist stark biegedrillknickgefährdet. Ein Nachweis ist sowohl für den Fall des intakten Glasschwerts, als auch für das Teilausfallszenario zu untersuchen. Zum Nachweis kommen entweder nichtlineare Finite Elemente Berechnungen oder Biegedrillknickkurven infrage [5]. Üblicherweise wird der Nachweis heute jedoch durch Finite Elemente Berechnungen an einem vorverformten System, bei welchen das Glasschwert mit den Verbindungen und Anschlüssen sowie vorhandenen Exzentrizitäten detailliert abgebildet wird, erbracht (siehe Abbildung 3).

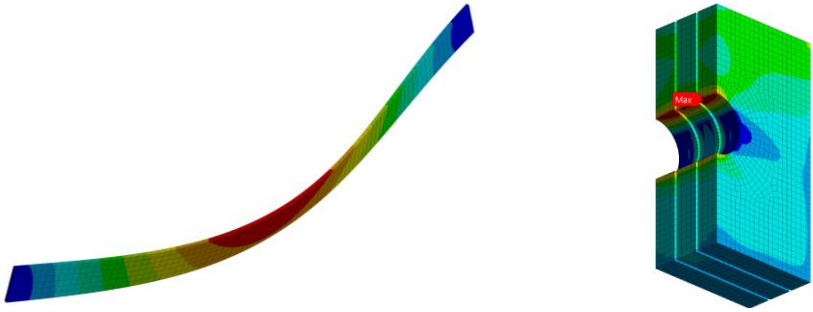


Abbildung 3: a) Bei der Finite Elemente Analyse berücksichtigte Imperfektion basierend auf der 1. Eigenform des Globalmodells eines Glasschwerts (überhöhte Darstellung); b) Spannungskonzentration am Bohrungsrand eines Detailmodells eines Glasschwerts

Wesentlicher Eingangsparameter der Finiten Elemente Berechnung ist die Vorkrümmung des Glasschwerts, welche als sinusförmig oder als skalierte Eigenform aufgebracht wird. Entsprechend umfangreicher Untersuchungen in [6] ist ein Wert von $e_0 = L/400$ gebräuchlich. Der Entwurf des Eurocodes 10 [1] sieht eine Vorkrümmung von $e_0 = L/300 + 3$ mm vor, erlaubt allerdings grundsätzlich eine Reduktion, wenn durch Kontrollmaßnahmen in der Herstellung und Installation ein geringerer Wert garantiert wird.

Auf das Ergebnis der Stabilitätsbemessung hat insbesondere der Schubverbund der Zwischenschicht einen großen Einfluss. Die Schubsteifigkeit der Zwischenschicht ist von der Belastungsdauer, der Belastungsgeschwindigkeit und der Temperatur abhängig [7, 8]. Entsprechend stellt sich bei jedem Projekt die Frage, welche Zwischenschicht eingesetzt wird und welcher Schubverbund zum Ansatz gebracht werden kann. Eine Vernachlässigung der Verbundwirkung auf der sicheren Seite liegend ist keine Option, da diese über die Wirtschaftlichkeit und die praktische Ausführbarkeit des Projekts entscheidet. Um einen größtmöglichen Schubverbund zu erzielen kann Sentry Glas als Zwischenschicht eingesetzt werden. Da der Einfluss der Schubsteifigkeit der Folie nichtlinear ist, können ähnliche Ergebnisse oftmals auch mit steifen PVB-Folien erzielt werden [9]. Hierzu sind allerdings die Temperaturen zugehörigen Belastungszeiten detailliert auszuwerten. Für Projekte in Deutschland sind die anzusetzenden Schubsteifigkeiten den allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassungen der Zwischenschichten zu entnehmen; für Projekte im Ausland können gegebenenfalls realitätsnähere Werte aus gemessenen Prony-Reihen [7, 8] entnommen werden.

4 Projekte

4.1 Square One Shopping Centre

Das Square One Shopping Centre in Toronto (Mississauga) ist eines der ältesten und größten Einkaufszentren Kanadas. Das Zentrum der Shopping Mall bildet der Empfangspavillon aus Stahl und Glas, von welchem die verschiedenen Bereiche und Geschäfte des Centers erreicht werden. Dieser elliptisch geformte Rundbau hat einen maximalen Durchmesser von 43 m und besteht aus einer auf Stahlstützen gestellten schweren Stahldachkonstruktion. An diese

Konstruktion hat Gartner eine 120 m lange und 18 m hohe umlaufende Glasfassade mit 52 Glasschwertern und 160 Isolierglasscheiben angehängt (siehe Abbildung 4).

Die 15 m langen Glasschwerter bestehen aus bis zu vier Teilen aus Verbundsicherheitsglas aus 6 x 8 mm Einscheibensicherheitsglas mit einer Zwischenschicht aus PBV. Die einzelnen Glasschwerter mit einer Länge von bis 6,2 m wurden vor der Montage auf der Baustelle zu einer Gesamteinheit zusammengefügt. Um die Verbindung so filigran und transparent wie möglich auszuführen, wurden der Stoß überlappend mit Glasstufe (jeweils drei der sechs Scheiben des Laminats zurückversetzt) ausgeführt. Die Verbindung wurde durch zwei Bolzen hergestellt. Hierdurch sind je Seite nur eine horizontale Glasfuge sowie die zwei Bolzen sichtbar.

Abbildung 4: Glasschwertfassade des Square One Shopping Center, Mississauga, Kanada (Architekt: MMC Architects; Fassadenberater: RJC Engineers; Bildrechte: Tom Arban Photography)

Die Glasschwerter wurden als Mehrfeldträger mit Auskragung ausgebildet. Hierzu sind sie oben an der Primärstruktur aus Stahl aufgehängt und an zwei weiteren Punkten in Windrichtung gelagert. Das Fassadenscheibengewicht wird über eine auf das Glasschwert aufgeklebtes Stahlprofilleiste, die als Hänger am oberen Stahlkragarm verschraubt ist, direkt in die Dachtragkonstruktion eingeleitet. Eine weitere Besonderheit der Konstruktion sind die Aufhängung der Glasschwerter sowie die weiteren Anschlusspunkte. In diesen Bereichen sind die mittleren zwei Scheiben des Verbundglases ausgespart, sodass Stahllaschen in den Spalt eingesetzt werden können und mit einer Bolzenverbindung angeschlossen werden können (siehe Abbildung 5).

Durch die hängende Ausführung, welche die Biegedrillknickgefahr verringert, sowie die statisch günstige Wahl der weiteren Anschlusspunkte und den massiven Glasaufbau konnte die Bautiefe der Glasschwerter auf 350 mm begrenzt werden. Zudem konnte erreicht werden, dass der untere Bereich trägerfrei ausgeführt werden konnte. Auch die Stöße der Glasschwerter wurden statisch günstig im Bereich der Momentennullpunkte – nach dem Prinzip eines Gerberträgers – positioniert, um die Beanspruchung der Bolzenverbindung zu optimieren.

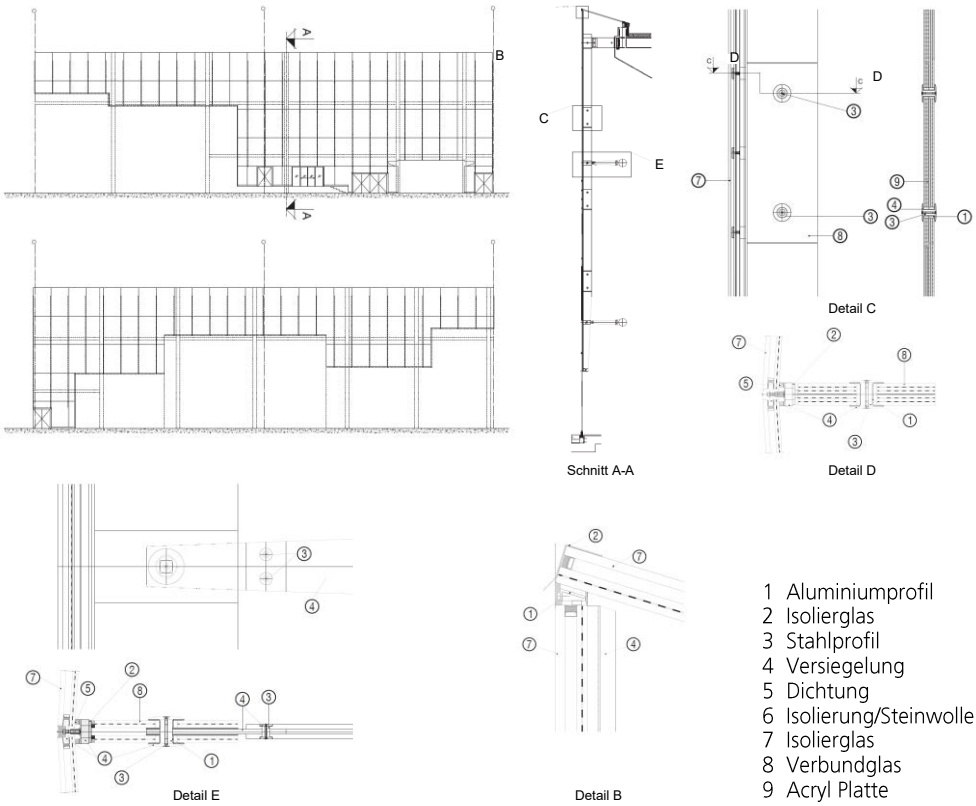


Abbildung 5: Details der Glasschwertfassade des Square One Shopping Centre

4.2 Columbia University Irving Medical Center

Im Norden Manhattans befindet sich das Vagelos Education Center, ein hochmodernes Gebäude für Medizin und Lehre am Columbia University Medical Center. Die regelmäßige Aluminiumfassade des neuen medizinischen Studien- und Ausbildungszentrums geht in eine von Gartner errichtete hochtransparente, filigrane, über 14 Stockwerke übergreifenden Glasschwertfassade mit einer Fläche von 1700 m^2 über [10]. Sichtbare metallische Verbindungen wurden vermieden und in der Decke, im Boden oder hinter Paneelen aus glasfaserverstärktem Beton versteckt, die vor der Fassade die Decken kaschieren. Hinter dieser gestaffelten, hochtransparenten Fassade befinden sich Terrassen, Treffpunkte und Verbindungen der verschiedenen Stockwerke und Arbeitsbereiche (siehe Abbildung 6).

Abbildung 6: Glasschwertfassade des Columbia University Irving Medical Center, (Architekt: Diller Scofidio + Renfro; Fassadenberater: Buro Happold; Bildrechte: Karin Jobst)

Die Glasschwerter sind Unikate, die zwischen den Decken über ein oder mehrere Geschosse spannen. Bei einer Bautiefe zwischen 340 mm und 610 mm sind die Glasschwerter bis zu 9 m lang. Sie bestehen aus Verbundsicherheitsglas aus 3 x 10 mm, 3 x 12 mm oder 3 x 15 mm Einscheibensicherheitsglas mit einer Zwischenschicht aus PVB. Die Glasschwerter sind von der Decke abgehängt und zum Toleranzausgleich am Fußpunkt beweglich gelagert. Die Befestigung am Rohbau erfolgt mit Einbauteilen. Betonanker konnten wegen der hohen Bewehrungsdichte sowie den Hohlkörpern- und Vorspannelementen in der Decke nicht verwendet werden.

Die Glasschwerter sind auf der Stirnseite mit einem Aluminiumprofil verklebt. Die Fassadenscheiben aus Isolierglas mit einer Breite von 1,5 m und einer Höhe von bis zu 5,2 m sind durch Eindrehhalter an diesen Profilen befestigt (siehe Abbildung 7). Neben der strukturellen Verklebung wurden keinerlei mechanische Verbindungen oder Sicherungen vorgesehen, welche die Fassadengläser im Falle eines Versagens der Verklebung an der Tragstruktur befestigen. Um auf sichtbare Halter zu verzichten wurden die Fassadengläser

aufeinander aufgestellt. Das Eigengewicht der Fassadengläser wird jedoch an den nicht sichtbaren Fußpunkten in die hängenden Glasschwerter eingeleitet.

Die Bemessung der Glasschwerter wurde aufgrund der Vielzahl an unterschiedlichen Geometrien anhand von Biegedrillknickkurven, welche in [5] anhand von experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen ermittelt wurden. Zusätzlich wurden Finite Elemente Berechnungen durchgeführt, bei denen eine Aussteifung der Glasschwerter über die Befestigung der Fassadenverglasung berücksichtigt wurde [10]. Der Schubmodul der Zwischenschicht aus PVB wurde zur Bemessung der Glasschwerter lediglich mit 0,4 MPa angesetzt. Dennoch hat er einen deutlichen Einfluss auf die Dimensionierung.

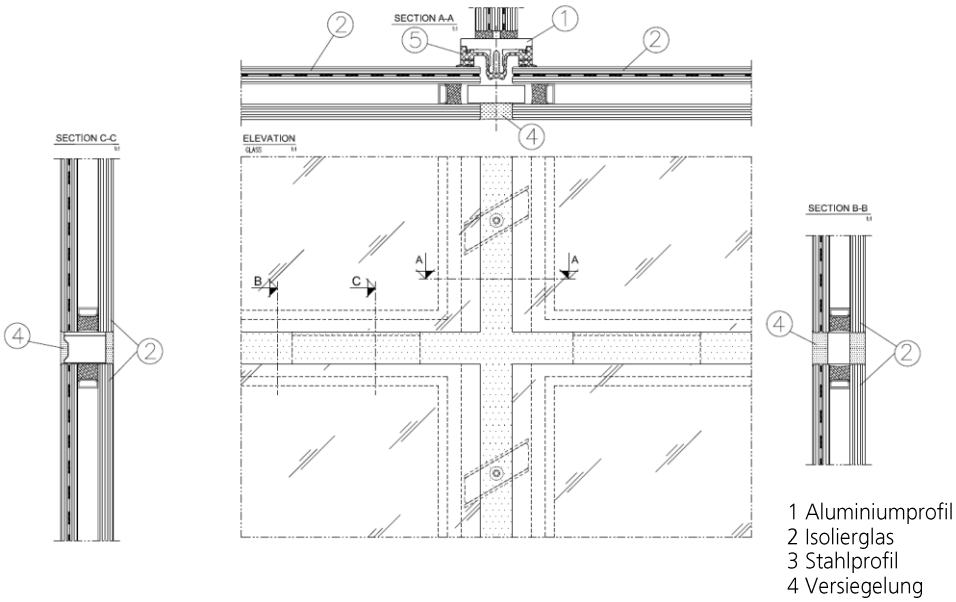


Abbildung 7: Details der Glasschwertfassade des Columbia University Medical Center

Literatur

[1] CEN TECHNICAL COMMITTEE 250: prCEN/TS xxxx-1(2, 3): Structural glass — Design and construction rules, 2018.

[2] TRÖSCH, E.: Tragverhalten von überlappend laminierten Verbundglasträgern für große Spannweiten. ETH Zürich, 2015.

[3] EBERT, J.: Einleitung hoher Lasten in Glaskanten - Ein Beitrag zum Einsatz von Kunststoffen als Klotzungsmaterial. Technische Universität Dresden, 2014.

[4] BELIS, J., DEPAUW, J., CALLEWAERT, D., DELINCÉ, D., VAN IMPE, R.: Failure mechanisms and residual capacity of annealed glass/SGP laminated beams at room temperature. Engineering Failure Analysis, Nr. 16 (2009), S. 1866-1875.

[5] LUIBLE, A.; CRISINEL, M.: Design of glass beams subjected to lateral torsional buckling. IABSE Symposium, 2006, S. 45-52.

[6] BELIS, J., MOCIBOB, D., LUIBLE, A., VANDEBROEK, M.: On the size and shape of initial out-of-plane curvatures in structural glass components. Construction and Building Materials, Nr. 25 (2011), S. 2700-2712.

[7] KUNTSCHE, J.: Mechanisches Verhalten von Verbundglas unter zeitabhängiger Belastung und Explosionsbeanspruchung. Springer Vieweg, Berlin, 2015.

[8] SCHNEIDER, J., KUNTSCHE, J., SCHUSTER, M.: Mechanisches Verhalten von polymeren Zwischenschichten in Verbundglas. Glas im konstruktiven Ingenieurbau 14, Hochschule München, 2016, S. 16.1-16.40.

[9] KASPER, R.; SEDLACEK, G.; FELDMANN, M.: Das Biegedrillknickverhalten von Glasträgern aus Verbundglas. Stahlbau, Nr. 76 (2007), S. 167-176.

[10] SCHMITT, F.: Transparenz − Wohin mit den Kräften am Beispiel Columbia University Medical School. Stahlbau, Nr. 85 (2016), S. 87-99.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Konstruktiver Glasbau – Sonderlaminate

Bruno Kassnel-Henneberg

Konstruktiver Glasbau, Glas Trösch AG Isolier- und Sicherheitsglas Bützberg, Schweiz

Zusammenfassung: Die Architektur setzt hohe Ansprüche an moderne Glaskonstruktionen. Der Vortrag zeigt, wie durch die Verwendung spezieller Laminationstechniken Produkte entstehen, die der Architektur neue Möglichkeiten eröffnen. Das kunstvolle Spiel mit Licht durch großformatige Gläser im Verbund mit 1mm dünnen transluzenten Steinplatten, oder die Schlichtheit großer Glaskonstruktionen, verbunden ausschließlich mit hochtransparent geklebten Metall-Glasverbindungen, sind Beispiele moderner Glasarchitektur.

1 Strukturelle transparente Klebverbindungen

Durch das ein- und anlaminieren metallischer Verbindungselemente besteht die Möglichkeit ästhetisch ansprechend und strukturell tragende Verbindungspunkte am Glas zu generieren. Durch verschiedene wissenschaftliche Arbeiten gibt es hier inzwischen auch die Möglichkeit diese Klebverbindungen statisch zu bemessen. Neben den statischen Belastungen infolge der Lastannahmen im Modell, ist aber stets zu beachten, dass insbesondere das Alterungsverhalten einen wesentlichen Einfluss auf die dauerhafte Tragfähigkeit der Verbindung hat. Der Einfluss von inneren Spannungen aus dem Laminationsprozess / Aushärteprozess der Klebverbindung sind häufig die maßgebenderen Kriterien, als die rein statische Betrachtung meist kurzzeitig einwirkender Kräfte.

Am Beispiel eines Ganzglas-Messestandes werden verschiedene Detaillösungen gezeigt, die sich seit Jahren bewährt haben. Insbesondere die Kombination von ein- und anlaminierten Detailpunkten ermöglicht es, strukturelle und ästhetisch ansprechende Lösungen auszuführen. Die Glaskonstruktion besteht aus Fassaden und Dachverglasungen deren Unterkonstruktion durch 9.0 m hohe Glasschwerter gebildet ist. Alle Verbindungen der Glaskonstruktion sind entweder durch ein- oder anlaminierte metallische Elemente ausgeführt. Die Fassadenflächen sind je ca. 18 m breit und 9 m hoch. Im Eingangsbereich sind die Glasschwerter durch die „Z“-förmige Ausführung im unteren Fassadenfeld zurückgesetzt, was aus konstruktiver Sicht den anspruchsvollsten Bereich der Konstruktion darstellt.

Abbildung 1: Ansicht und Modell des Ganzglasmessestandes, Architekt Ottavio di Blasi

Die gesamte Konstruktion ist Teil eines Messestandes der seit 2014 bei der „Basel-World“ wiederholt auf- und abgebaut wird. Im Folgenden werden anhand der Nummerierung in der Modellzeichnung die wesentlichen Detailpunkte erläutert.

1.1 Punkt 1 - Standard Fassadenglasverbindung

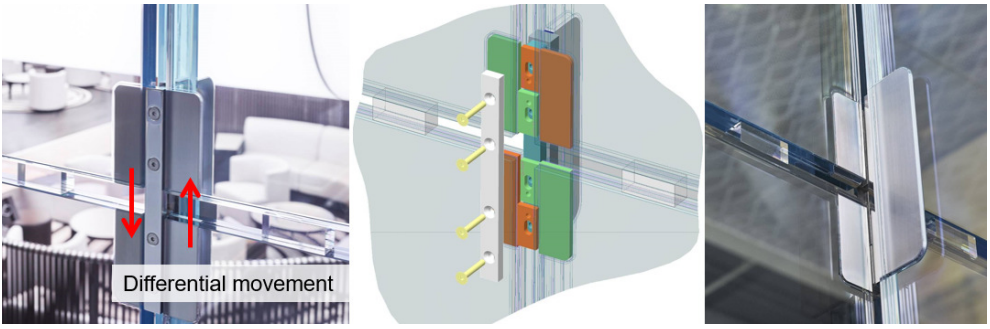


Abbildung 2: Standard Fassadenglasverbindung zum Glasschwert

In die Fassadengläser sind jeweils an den Ecken Metallplatten einlaminiert. Diese dienen der Fixierung der Gläser am dahinter positionierten Glasschwert. Die Eigengewichtsabtragung der Fassadengläser erfolgt durch eine transparente Glasklotzung. Die unterste Scheibe ist lediglich mittig geklotzt, um eine Schrägstellung der Fassadenglasreihe infolge der starken Durchbiegung der Decke zu verhindern. Das dargestellte Detail verbindet somit die Glaselemente senkrecht zum Glas. Zusätzlich ermöglicht die Verbindung eine differentielle Verschiebung in vertikaler Richtung der benachbarten Glaselemente von ± 6mm, um die Deckenbewegung zwängungsfrei aufnehmen zu können.

1.2 Punkt 2 – Eckverbindung

Aufgrund der anzunehmenden Windlast ist es erforderlich, die Eckverglasung so auszuführen, dass die übereinanderstehenden Eckgläser wie ein einzelnes großes Glas wirken, um die Aussteifung der Fassade zu gewährleisten.

Abbildung 3: Eckverbindung der Fassadengläser

Aus diesem Grund muss die Detailverbindung die übereinanderstehenden Gläser statisch auf Druck und Zug verbinden, sowie die Übertragung der Querkräfte ermöglichen. Die beiden benachbarten Glasreihen sind auch hier aufgrund der Deckenverformungen vertikal voneinander getrennt.

1.3 Punkte 3 & 6 – T- förmige Verbindungen

Durch die Kombination der beiden Klebtechniken können vergleichsweise einfache Eckverbindungen generiert werden. Auch diese Verbindungen sind konstruktiv tragend.

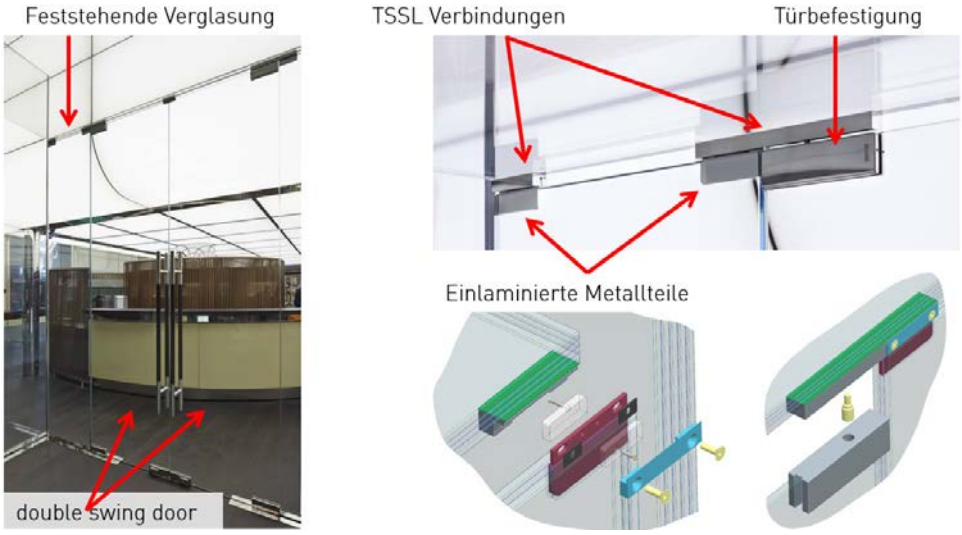


Abbildung 4: Kombination von ein- und anlaminierten Verbindungen im Eingangsbereich

Die Auflast der Dachverglasung wird durch die Rückwand getragen, die Windlast aus der Rückwand wird durch die Dachverglasung zum vertikalen Glasschwert der Fassade

weitergeleitet. Auch die Integration standardisierter Türbefestigungen ist bei dieser Ausführungsvariante ohne weiteres möglich.

Ein weiteres Beispiel für diese Verbindungstechnik kann man anhand des Punktes 6 erläutern (siehe Modellübersicht). Hier wird der Abschluss der Eckverglasung mittig am senkrecht zum Fassadenglas stehenden Glasschwert ausgeführt. Die Verbindung ermöglicht es, die Detailausführung der Fassadenverglasung unverändert beizubehalten. Durch das flächige anlaminieren der Lasche am Glasschwert (weiß dargestellt), ist die gesamte Verbindung auch in der Dicke der Fassadenverglasung bündig konstruiert. Voraussetzung einer Verbindung dieser Art ist es allerdings, die Fertigungstoleranzen extrem zu minimieren, da sonst ein Zusammenbau nicht gelingen kann.

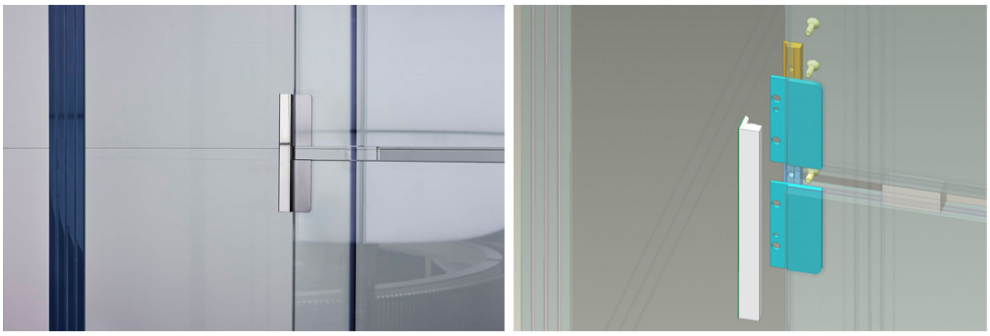


Abbildung 5: Kombination von T-förmig angeordneten Verbindungselementen

1.4 Punkt 4 –vertikale Lastabtragung der „überhängenden“ Fassade

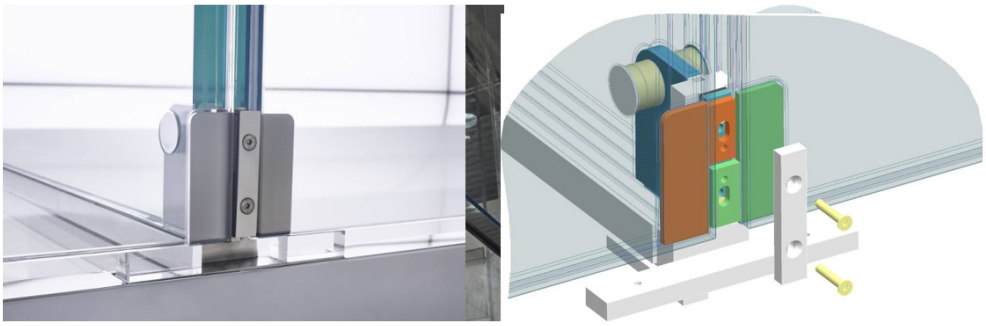


Abbildung 6: Einlaminierte Metallverbindung mit sehr hoher Schubbeanspruchung

Die vertikale Lastabtragung des Gewichtes der Fassadengläser erfolgt über einen Edelstahlbalken, der direkt unterhalb der horizontalen Glaskante des „Z“-förmigen Glasschwerts angeordnet ist. Der Balken ist ein Einfeldträger mit kleiner Auskragung in dem Bereich, wo die Fassadengläser mittels der transparenten Glasklötze gelagert sind. Die einlaminierte Metallplatte wird somit überwiegend auf Zug beansprucht, die sich aus der Auflast der Fassadengläser sowie des Kräftepaares aus der Auskragung am Einfeldträger ergibt. Die Zugkraft von 21 KN erzeugt eine recht hohe Schubkraft in der laminierten

Verbindung. Zusätzlich gilt es an dieser Stelle zu bedenken, dass die Fassadengläser in einer Überkopfsituation angeordnet sind, weshalb zusätzliche Anforderungen hinsichtlich der Reststandsicherheit zu berücksichtigen sind. Dies begründet die Anordnung einer redundanten Bolzenverbindung. Diese Verbindung ist in der Lage, auch bei totalem Haftungsverlust der Verklebung die vertikale Lastabtragung sicherzustellen.

1.5 Punkt 5 – Großformatige TSSL Verklebung

Zwischen den Glasschwertern der Fassadenverglasung sind Tische eingepasst, welche die großen Glasvitrinen tragen. Durch einen Drehmechanismus können die Vitrinen nach innen geschwenkt werden. Dadurch werden die Verbindungspunkte (roter Pfeil) mit ca. 5 KN belastet. Hier ist die Verklebung mittels TSSL ideal geeignet, um eine spannungsarme Lasteinleitung in die Glasschwerter aus Floatglas sicherzustellen. Zusätzlich gelingt es mit dieser Lösung auch, dem hohen ästhetischen Anspruch des Architekten gerecht zu werden.

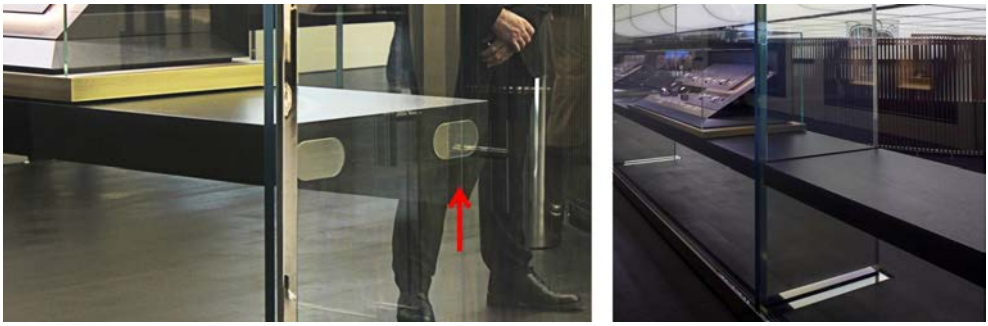


Abbildung 7: Dauerhaft strukturell tragende TSSL Verklebung

2 Stein – Glas - Lamination

Abbildung 8: Hoch transluzente Steinlamination,, Stein auf Pos. 1 zum Innenraum

Das Bild veranschaulicht in eindrucksvoller Weise, wie eine großformatige transluzente Steinlamination den Innenraum gestalterisch prägt. Die Gläser sind 9.0m hoch und in Einfachglas ausgeführt. Die Lagerung ist zweiseitig oben und unten linienförmig, ohne weitere Unterkonstruktion. Die Verglasung ist für eine Taifun Kategorie 5 ausgelegt. Dies erfordert im Gesamten einen ca. 65mm starken Glasaufbau, wobei in zwei Ebenen eine je 1mm dicke Steinschicht einlaminiert ist, was eine weitere Besonderheit bei diesem Projekt darstellt.

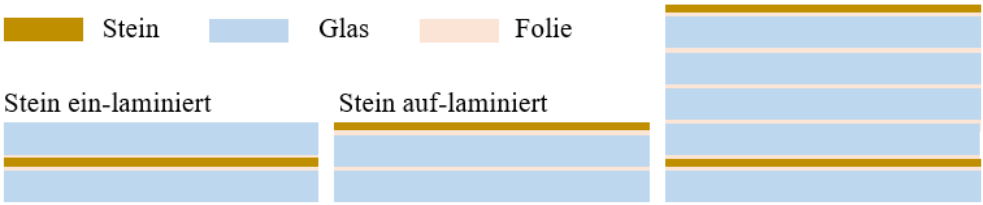


Abbildung 9: Möglichkeiten wie der Dünnstein im Glaslaminat angeordnet werden kann

Wird der Dünnstein (Quarzite) in das Laminat eingebunden, so kann man grundsätzlich von einem Sicherheitsglas sprechen, was eine Besonderheit für diese Art der Steinlamination darstellt. Die verschiedenen Kombinationsmöglichkeiten sind beispielhaft oben dargestellt.

Die Vielfalt hinsichtlich Farbe und Struktur der Quarzite ist sehr ausgeprägt, was die Einsatzmöglichkeit für die Architekten breit fächert.

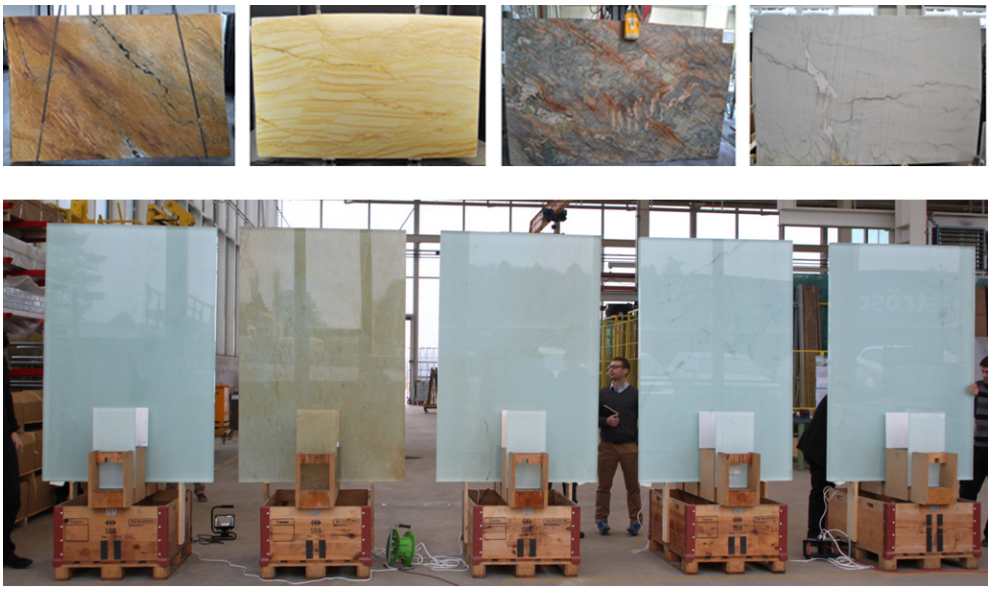


Abbildung 10: Verschiedene Quarzite mit Eignung zur Dünnsteinlamination

Jeder Steintyp ist jedoch sehr unterschiedlich in seiner Wirkung als 20mm Platte, wie oben dargestellt, oder als 1mm dünnes „veneer“ wie im unteren Teil des Bildes. Dies erfordert es, grundsätzlich die Auswahl des Steins am Dünnsteinlaminat vorzunehmen.

Nach der Auswahl des Steintyps durch den Architekten, erfolgt projektspezifisch eine Testphase, in der geprüft wird, ob der gewählte Stein die gewohnten Laminier - Eigenschaften besitzt und die Dauerhaftigkeit des Laminats gegeben ist.

Hinsichtlich des grundsätzlichen Verhaltens der Quarzite im Laminat wurden u.a. auch umfangreiche mechanische Untersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel, das Verhalten des Steins im Laminat insbesondere in Kombination mit Schubspannungen in der Laminatebene zu verstehen. Aus diesen Versuchen können wir ableiten, wie das Schubtragverhalten im Verbund ausgebildet ist, um die statischen Bemessungen durchführen zu können.

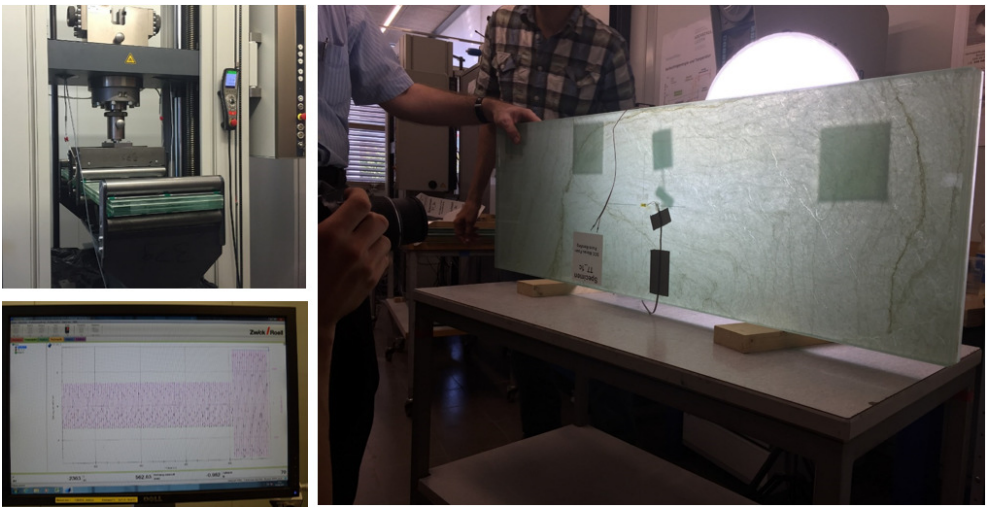


Abbildung 11: mechanische Dauerstandversuche zur Schubtragfähigkeit des Quarzit im Laminat

Darüber hinaus werden die Laminate einer Vielzahl von Tests unterzogen, um die Haftung der Verbundfolie am Stein zu prüfen, u.A. auch die üblichen Prüfungen der EN 12543.

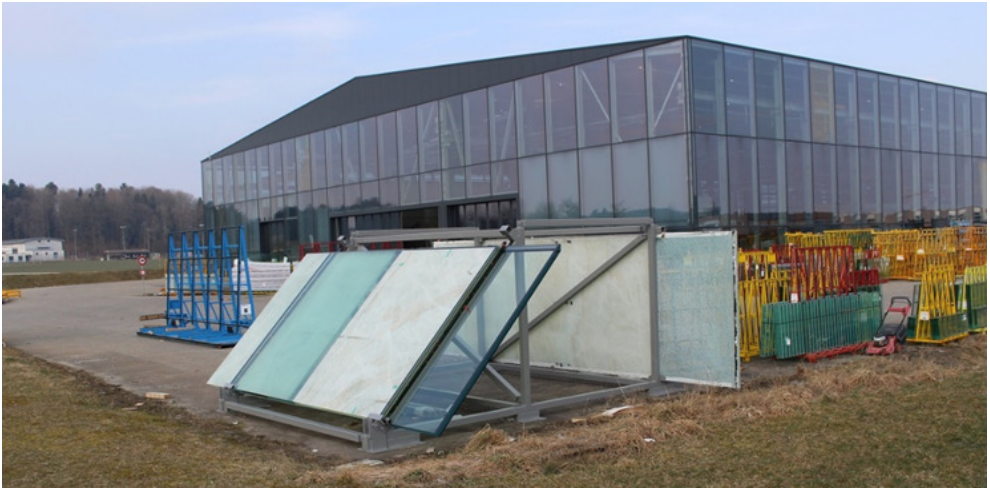


Abbildung 12: Freibewitterung großer Prüfkörper zur Langzeitprüfung

Zusätzlich existieren zwischenzeitlich eine Vielzahl an Prüfkörpern in der Freibewitterung, die elementar sind, um die Ergebnisse der oben beschriebenen Prüfungen zu bestätigen und eine Langzeiterfahrung aufzubauen. Die gesamten Erkenntnisse aus den verschiedenen Prüfkörpern bilden bereits eine gute Basis, um die Machbarkeit kommender Projekte immer besser einschätzen zu können.

Abbildung 13: Innenansicht & Detailaufnahme der Steinoberfläche auf der Innenseite

Abbildung 14: Außenansicht bei Tag & Nacht

Die Bilder verdeutlichen die unterschiedliche Wirkung zwischen der Lamination im Innenbereich und Außen. Die Oberfläche des Steins auf der Innenseite erzeugt eine sehr warme Atmosphäre die man sonst von großen Glasoberflächen nicht kennt. Der Außenbereich wirkt insbesondere bei Nacht mit entsprechender Beleuchtung ikonisch.

Das Projekt ist in dieser Form bisher einmalig und nimmt im Bereich des Fassadenbaus eine herausragende Sonderstellung ein.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Zur Berechnung von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern

Jochen Menkenhagen, Prasantha Lama

Fakultät für Ingenieurwissenschaften - Abteilung Bauwissenschaften - Fachgebiet Baustatik und Baukonstruktion, Universität Duisburg-Essen

Zusammenfassung: Zur Bemessung von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern ist nach dem aktuellen Stand der Technik kein allgemeines Regelwerk vorhanden. Der Nachweis für die Auslegung solcher punktgestützten Platten mit Senkbohrung kann einerseits durch Versuche und andererseits durch die numerische Berechnung erbracht werden. Letztere verlangt eine komplexe 3D-Modellierung mit Kontaktansätzen zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten, die nur mit Hilfe aufwändiger kommerzieller Software bewältigt werden kann. Im Rahmen dieses Aufsatzes werden die unterschiedlichen Modellierungsmöglichkeiten von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern im Bohrungsbereich aufgezeigt und Hinweise für die praxistaugliche Umsetzung gegeben.

1 Einleitung

Um dem architektonischen Anspruch der Helligkeit und Transparenz gerecht zu werden, stellen Punkthalter die optimale Auflagerkonstruktion für Verglasungen dar. Früher wurde die Berechnung solcher punktgestützten Verglasungen durch die „Technischen Regeln für punktförmig gelagerte Verglasungen“ (TRPV), Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (AbZ) oder Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) geregelt. Die Letzteren beiden besitzen noch heute ihre Gültigkeit. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN 18008-3 für punktgestützte Verglasungen mit zylindrischem Bohrloch wurde die TRPV abgelöst. Durch die Anwendung dieser DIN-Norm ist ein vereinfachtes praxistaugliches Bemessungskonzept für punktgestützte Verglasungen mit Tellerhaltern entstanden. Für punktgestützte Platten mit konischer Bohrung und Senkkopfhaltern ist der rechnerische Nachweis bisher nur über eine räumliche FE-Simulation mit nichtlinearer Kontaktberechnung möglich.

Bei punktgestützten Platten mit Senkbohrung, die mit Senkkopfhaltern gelagert werden, ist der spannungsbasierte Nachweis nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept in Feldmitte und an der Bohrung der Glasplatte zu führen. In der Regel wird die 1.Hauptzug-

spannung aufgrund der Punktstützung an der Bohrung maximal. Diese hohe Spannungskonzentration kann durch das spröde Materialverhalten des Glases nicht abgebaut werden, sodass im querschnittsgeschwächten Bohrungsbereich eine „genaue“ Ermittlung der Spannung erforderlich wird. Leider ist eine exakte analytische Lösung punktgestützter Platten mit Senkbohrung im globalen System nicht möglich. Daher wird die Annäherung an die realen Tragmechanismen mit Hilfe der FE-Methode gelöst.

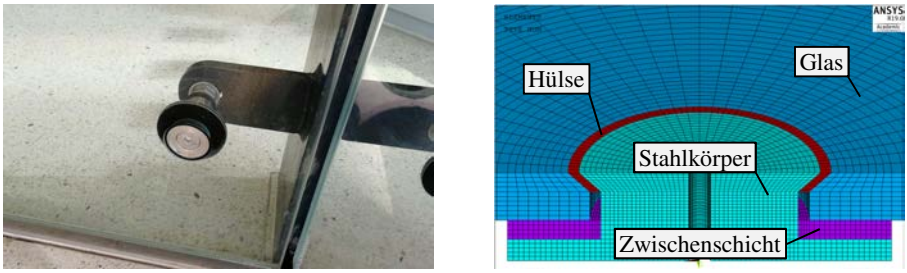


Abbildung 1: Punktgestützte Verglasung mit Senkkopfhaltern im Bohrungsbereich

2 Auslegung von Glasplatten mit Senkbohrung

2.1 Modellierungsmöglichkeiten im lokalen Bohrungsbereich

Bei der Ausführung von Senkkopfhaltern als Auflager an Senkbohrungen existiert je nach Hersteller und Haltertyp der Kontakt zwischen Glas und Hülse einerseits über die Senkung „OH-Modell“ und andererseits über die gesamte Bohrungshöhe „GH-Modell“ (siehe Abb.2). Beide Ausführungsmodelle werden in jeweils drei weitere Modelle M1-M3 unterschieden, die sich in der Übertragung der Kräfte zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten unterscheiden [6].

Modell M1	Zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten herrscht voller Schubverbund. Die Zug- und Schubkraftübertragung in den Kontaktzonen der unterschiedlichen Materialien ist vollständig möglich.
Modell M2	Der geschlossene Kontakt mit einem Verbund ist zwischen dem Stahlkörper und den Kunststoffen vorhanden. Zwischen den Kunststoffen und dem Glas kann sich der Kontakt lösen. Die Zug- und Reibungskraftübertragung wird unterbunden.
Modell M3	Zwischen allen Materialkomponenten ist die Zug- und Reibungskraftübertragung nicht möglich.

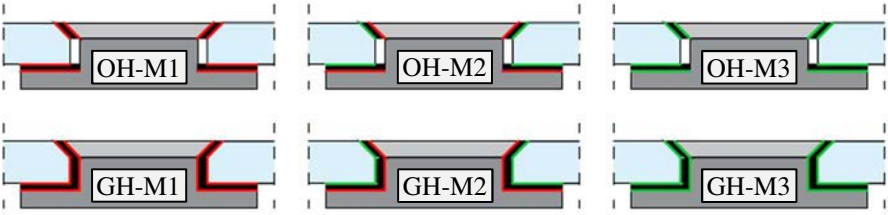


Abbildung 2: Unterschiedliche Modellierungsmöglichkeiten und Ausführungsklassen von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern

Die Realisierung der Zug- und Schubkraftübertragung im FE-Modell zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten wird über die Flächenkontaktelemente gelöst. Hierbei werden die Berührungsflächen zweier Volumina mit Kontaktelementen versehen und die Kommunikation dieser Flächen untereinander mit Kontaktalgorithmen und dessen Kontaktbedingungen beschrieben. Softwarespezifisch reichen diese von den klassischen Penalty und Langrange Methoden bis hin zu gemischten Formulierungen. Zur Erzielung einer besseren Konvergenz wird die Augmented Langrange Methode verwendet [3].

2.2 Verifizierung des FE-Modells

2.2.1 Versuchsnachrechnung

Vor der eigentlichen Bemessung einer punktgestützten Verglasung ist das erstellte FE-Modell mit Hilfe von Versuchswerten zu verifizieren. Die Qualität der FE-Ergebnisse ist maßgebend von den Modellierungsmöglichkeiten aus Abs.2.1, der Netzqualität sowie den Kunststoffparametern abhängig. Nachfolgend wird anhand eines gelenkigen Senkkopfhalters (PH790) der Firma *Glassline* eine aufbauende Verifizierung des gesamten FE-Modells vorgenommen. Alle notwendigen Angaben werden aus der AbZ des Senkkopfhalters [1] entnommen.

2.2.2 Netzqualität

Zur Diskretisierung des Gesamtmodells werden bilineare Hexaeder-Elemente mit der *enhanced strain* Funktion verwendet, um das Biegetragverhalten der Platte abbilden zu können und Locking-Effekte zu vermeiden [3]. Im Bohrungsbereich ist auf eine ausreichende Güte der Netzqualität zu achten. In der DIN 18008-3 [4] sind für Tellerhalter mit zylindrischer Bohrung Referenzlösungen zur Netzverifizierung gegeben. Gemäß [7] ist bei zylindrischer Bohrung um den Bohrungsumfang eine Mindestelementzahl von 32 Elementen und ein tangential-radiales Seitenverhältnis dieser Elemente von 1 zu verwenden. Weitere Untersuchungen der Netzqualität für Senkbohrungen in [5] zeigen, dass hierbei ein Würfel mit konzentrischen Kreisen um den Bohrungsumfang anzustreben ist. Die Anzahl der notwendigen Elemente tangential und radial zur Bohrung sind [5] zu entnehmen. In der nachfolgenden Berechnung werden 64 Elemente um den Bohrungsumfang verwendet.

2.2.3 Haltersteifigkeit

Eine Berechnung des Gesamtmodells der Glasplatte inkl. Senkkopfhalter verlangt eine Verifizierung der Haltersteifigkeit [1]. Die Längssteifigkeit $C_{HK_{D,Z}}$ und die Quersteifigkeit C_{HK_Q} des Halters müssen innerhalb der versuchstechnisch ermittelten Intervalle liegen. Hier können lediglich die Materialkennwerte der Kunststoffe verändert werden. Da über diese keine genauen Angaben seitens der Hersteller bekannt sind, werden die Anhaltswerte dieser Materialien nach DIN 18008-3, Anhang A verwendet. Es ist festzuhalten, dass bei der Modellierung mit Verbundwirkung aller Komponenten für Modell 1 die größten Haltersteifigkeitswerte resultieren. Demgegenüber werden bei Modell 3 niedrige Werte erzielt. Letzteres Modell erfüllt nicht die geforderte Haltersteifigkeit (siehe Tab. 1).

gelenkiger Halter PH790	Materialkennwerte		Halterkopf			Haltergelenk		
			Druck	Zug	Querzug	Druck	Zug	Querzug
	Zwischenschicht μ = 0,45 [-]	Hülse μ = 0,35 [-]	$C_{HK,D}$ [N/mm]	$C_{HK,Z}$ [N/mm]	$C_{HK,Q}$ [N/mm]	$C_{HG,D}$ [N/mm]	$C_{HG,Z}$ [N/mm]	$C_{HG,Q}$ [N/mm]
	E-Modul [N/mm²]	E-Modul [N/mm²]						
Vorgabe AbZ	-	-	28.143-39.890	10.716-42.185	> 342	2.080-3.015	1.592-2.547	> 342
Modell „GH-M1“	110	25	32.676	15.843	13.768	2100	2100	342
Modell „OH-M1“	100	20	32.640	15.459	9.893	2100	2100	342
Modell „GH-M2“	110	25	36.052	15.792	3.626	2100	2100	342
Modell „OH-M2“	100	20	36.955	15.675	982	2100	2100	1200
Modell „GH-M3“	110	25	*609*	*670*	*580*	2100	2100	342
Modell „OH-M3“	100	20	*605*	*668*	*174*	2100	2100	1200

Tabelle 1: Verifizierung der Haltersteifigkeit, vgl. AbZ [1] - Schritt 1 - gelenkiger Halter PH790

2.2.4 Modellverifizierung

Mit den verifizierten Haltersteifigkeiten wird gemäß [1] die Berechnung einer vierpunkt-gestützten Platte am Gesamtbauteil durchgeführt. Es ist zu vermerken, dass es sich bei der Verifizierung des Gesamtmodells um ein statisch unbestimmtes System in der Scheibenebene handelt (siehe Abb. 3). Bei allen Modellierungsmöglichkeiten können die Verformungen und die Spannungen infolge der Zugbeanspruchung auf der sicheren Seite liegend erfasst werden. Die Spannungen infolge Druck sind geringfügig niedriger, haben aber keine nennenswerte Relevanz. Die Horizontalkräfte infolge der Druckbeanspruchung liegen bei allen Modellen innerhalb der vorgegebenen Intervalle. Bei der Zugbelastung hingegen werden bei den meisten Modellen die Horizontallasten geringfügig überschritten (siehe Tab. 2).

Es ist ersichtlich, dass mit der Gesamtberechnung am Bauteil alle Ergebniswerte auf der sicheren Seite liegend erfasst werden können (siehe Tab. 2). Aber eine gekoppelte Betrachtung der Haltersteifigkeits- und Modellverifizierung führt zum Ausschluss des Modells 3, da die Haltersteifigkeitswerte außerhalb der Intervalle liegen (siehe Tab. 1). Ansonsten sind die beiden Modelle 1 und 2 verifiziert.

Nach [4] dürfen an der Kontaktzone zwischen dem Glas und den Kunststoffen keine günstig wirkenden Zugnormal- und Schubkräfte durch Reibung übertragen werden. Die Verifizierung des Modells 1 mit einem Schubverbund zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten zeigt, dass die Zugnormal- und Schubkräfte grundsätzlich nicht günstig wirken. Infolge der Druckspannung sind die Bohrlochspannungen der Modelle 1 und 2 nahezu identisch. Die Zugspannungen hingegen zeigen je nach Ausführungsart geringe Unterschiede (siehe Tab. 2).

Mit Hilfe dieser Modelle können nun die zur Ausführung kommenden Verglasungen berechnet werden, d.h. die Modellierungsart, Diskretisierungsmethodik, Materialwerte der Kunststoffe und der Kontaktansatz sind bei neuen Abmessungen beizubehalten.

gelenkiger Halter PH790	**Hauptzug-spannung an der Bohrung**	**Verformung in Feldmitte**	**Auflagerreaktionen**		
	σ_1 [N/mm²]	**max u** [mm]	**Fx** [N]	**Fy** [N]	**res.Fxy** [N]
Vorgabe AbZ Druck	15,1 - 15,2	3,6 - 3,8	7,2 - 13,6	22,7 - 43,1	23,8 - 45,2
Modell „GH-M1“	13,8	3,7	11,3	37,1	38,8
Modell „OH-M1“	13,8	3,7	11,3	37,0	38,7
Modell „GH-M2“	14,1	3,7	9,5	31,3	32,7
Modell „OH-M2“	14,0	3,7	10,7	34,4	36,0
Modell „GH-M3“	14,0	3,7	8,5	27,8	29,1
Modell „OH-M3“	14,0	3,7	7,5	24,0	25,1
Vorgabe AbZ Zug	16,2	3,7 - 4,1	1,4 - 5,8	4,4 - 18,1	4,6 - 19,0
Modell „GH-M1“	16,1	3,7	*11,3*	*37,1*	*38,8*
Modell „OH-M1“	16,1	3,7	*11,3*	*37,0*	*38,7*
Modell „GH-M2“	18,5	3,9	*8,3*	*27,3*	*28,5*
Modell „OH-M2“	18,3	3,9	2,3	7,8	8,1
Modell „GH-M3“	17,8	4,0	*7,9*	*26,5*	*27,7*
Modell „OH-M3“	17,9	4,0	4,7	14,8	15,5

Tabelle 2: Modellverifizierung am Bauteil, vgl. AbZ [1] - Schritt 2 - gelenkiger Halter PH790

3 Grenzzustandsbetrachtung

3.1 Unterschiede zwischen statisch bestimmter und unbestimmter Systeme in der Scheibenebene

Für die Untersuchung von statisch bestimmten und unbestimmten Systemen in der Scheibenebene wird das verifizierte Modell 2 nach Abs. 2.2 verwendet, da dieses das gängige Modell in der Praxis darstellt. Alle hier untersuchten Parameter beziehen sich auf diesen Haltertyp mit den geometrischen Abmessungen der einzelnen Materialkomponenten nach [1]. Die Ergebnisse sind qualitativ zu deuten, da diese sich je nach Haltertyp, Bohrlochgröße etc. quantitativ ändern können.

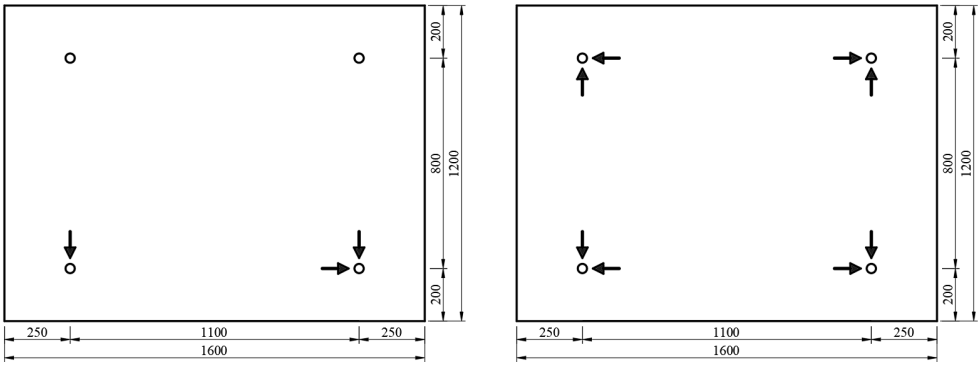


Abbildung 3: Lagerung der Glasplatte in der Scheibenebene; links: statisch bestimmt, rechts: statisch unbestimmt

3.2 Hauptzugspannung an der Bohrung

Bei statisch bestimmter Lagerung der Glasplatte in der Scheibenebene ist für die Tragfähigkeit lediglich die Spannungsgröße von Interesse. Die Werte der Lager- und Gelenksteifigkeiten haben keinen Einfluss auf die 1.Hauptzugspannung an der Bohrung. Des Weiteren zeigen die Berechnungen mit den Grenzwerten der Kunststoffsteifigkeiten, dass die Spannungsabweichung für Modell 2 unter 3 % liegt (siehe Abb. 4). Unter Beachtung einer ausreichenden Netzqualität im Bohrungsbereich und der Modellierungsart kann hieraus geschlussfolgert werden, dass für eine in Scheibenebene statisch bestimme gelagerte Glasplatte die Haltersteifigkeitsverifizierung entfallen kann. Im Vergleich dazu ist bei einer statisch unbestimmten Lagerung die FE-Modellverifizierung mit Versuchswerten notwendig, da die Größe der „tatsächlich“ auftretenden Horizontalkräfte maßgeblich von den Kunststoffsteifigkeiten abhängig ist. Die Spannungen hingegen zeigen mit den Grenzwerten der Kunststoffparameter Abweichungen von bis zu 3,5%.

Sowohl für das statisch bestimmte als auch das unbestimmte System werden die Spannungen an der Bohrung für eine weiche Zwischenschicht und einer steifen Hülse maximal. Die Spannungsunterschiede zwischen diesen beiden Systemen liegen unter 2%.

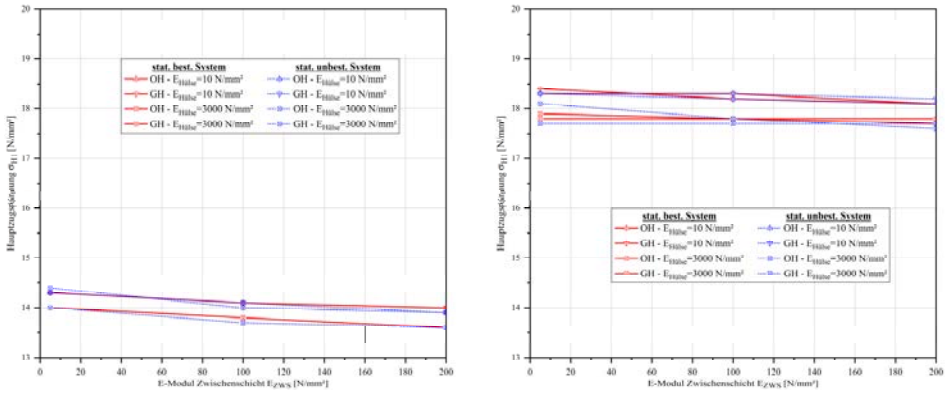


Abbildung 4: Hauptzugspannung σ_{H1} am Bohrloch für das Modell M2; links: Druckbelastung, rechts: Zugbelastung

3.3 Horizontallasten

Für die Kraftweiterleitung sind nicht nur die vertikalen Einzellasten senkrecht zur Platte, sondern auch die Horizontallasten von Interesse. Grundsätzlich gilt, dass bei statisch bestimmten Systemen, außer durch das Eigengewicht der Vertikalverglasungen, keine Horizontallasten in Scheibenebene auftreten. Dagegen entstehen bei statisch unbestimmten Systemen aufgrund der Exzentrizität zwischen Scheibenmittelebene und Lagerungspunkt des Senkkopfhalters horizontale Zwängungskräfte. Eine Anordnung von Langlöchern ist nicht ausreichend [4]. Stattdessen verweist die DIN 18008-3 darauf beide Grenzzustände „statisch verschieblich“ und „statisch unverschieblich“ zu untersuchen.

Die Horizontallasten im FE-System können auf vielfältige Weise abgebildet werden. Diese können erstens über die Reibung zwischen dem Glas und den Kunststoffen entstehen. Der tatsächliche Wert der Reibungskraftübertragung zwischen Glas und den Kunststoffen kann jedoch nach bisherigen Untersuchungen nicht eindeutig mit einem endlichen Wert angegeben werden, da dieser von vielen Faktoren, wie z.B. der Vorspannkraft, Kunststoffmaterial, Rauigkeit der Materialien etc. abhängig ist. Aus diesem Grund wurde für die tragwerksplanerische Auslegung senkkopfgestützter Platten die Reibung zwischen dem Glas und den Kunststoffen vernachlässigt. Die Unterschiede der Größe der Horizontallasten in Abhängigkeit der Kunststoff- und Lagersteifigkeiten ist Abb.5 zu entnehmen. Als zweites können die Horizontallasten im FE-System über den Kontakt zwischen der Hülse und der Bohrlochleibung erzielt werden (siehe Abb. 5). Die Steifigkeit der Hülse dient hier als Laststeuerungsparameter für die Größe der Horizontallast. Je größer die Steifigkeit der Hülse, desto größer die Horizontallast. Auffällig ist, dass die Horizontalkräfte der GH-Modelle größer sind als die der OH-Modelle, da beim GH-Modell die Kontaktfläche zwischen Hülse und Bohrlochleibung größer ist. Die dritte Möglichkeit zur Steuerung der Horizontallast ist durch die horizontale Lagersteifigkeit des Senkkopfhalters gegeben (siehe Abb. 5). Es ist erkennbar, dass eine starre horizontale Lagersteifigkeit C_Q nicht zwangsläufig immer eine höhere Horizontalkraft bedeutet. Vielmehr ergibt sich die Größe der Horizontallast aus der Kombination der Kunststoff- und Lagersteifigkeit. Die größten Horizontallasten ergeben sich für eine steife Hülse in Kombination mit einer starren horizontalen Lagersteifigkeit C_Q.

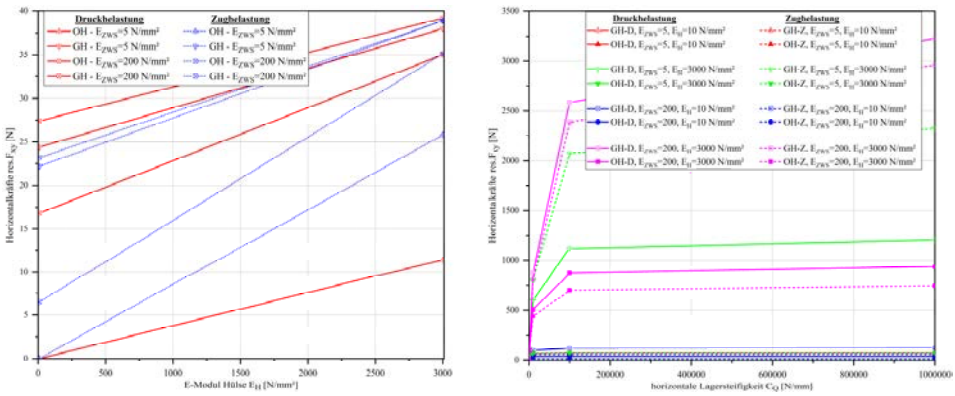


Abbildung 5: Horizontalkräfte res.F_{xy} für das Modell 2; links: in Abhängigkeit der Hülsensteifigkeit, rechts: in Abhängigkeit der Lagersteifigkeit C_Q

4 Fazit

4.1 Zusammenfassung

Aus den obigen Berechnungen geht hervor, dass viele Parameter einen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Die Kontaktproblematik hinsichtlich der Zug- und Schubkraftübertragung zwischen den unterschiedlichen Materialkomponenten ist vom verantwortlichen Ingenieur softwarespezifisch zu lösen. Weitere entscheidende Parameter, wie die Modellierungsart, Netzgüte im Bohrungsbereich sowie die Kunststoffsteifigkeiten bei statisch unbestimmten Systemen sind wichtige Einflussgrößen zur Erlangung von bewertbaren und „richtigen“ Ergebnissen. Diese sind im FE-Modell sinnvoll zu implementieren.

4.2 Ausblick

Die Berechnung mit Volumenmodellen sind für die praxistaugliche Nutzung einerseits aufgrund der langen Rechenzeiten und andererseits aufgrund der Fehleranfälligkeit eines unerfahrenen FE-Anwenders sehr mühsam. Um eine anwenderfreundliche und vereinfachte Bemessung für punktgestützte Verglasungen mit Senkbohrung durchführen zu können, wird derzeit an der Erweiterung des Konzeptes der DIN 18008-3 für die Senkkopfhalter gearbeitet.

Literatur

[1] AbZ Z-70.2-100: Punktgehaltene Verglasung mit Glassline-Senkkopfhalter PH 701, PH703, PH710, PH789, PH790, PH792, PH799. DIBt, Berlin, 2010.

[2] AiF-Forschungsbericht 16320N: Standardlösungen für punktförmig gelagerte Verglasungen - Ermittlung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Technischer Bericht, Deutscher Stahlbauverband, Düsseldorf, 2012.

[3] Ansys, Inc. Ansys 19.0 Help, 2019

[4] DIN 18008-3: Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 3: Punktförmig gelagerte Verglasungen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.

[5] Herrmann, T.: Untersuchungen von punktgestützten Verglasungen mit Senkkopfhaltern. Dissertation, Professur für Bauphysik und Baukonstruktion, Universität der Bundeswehr München, 2015.

[6] Lama, P.: Ein Beitrag zum Tragverhalten punktgestützter Verglasungen mit Senkkopfhaltern. Dissertation in Vorbereitung, Fachgebiet Baustatik und Baukonstruktion an der Universität Duisburg Essen, 2019.

[7] Siebert, B.: Beitrag zur Berechnung punktgestützter Gläser. Dissertation, Technische Universität München, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Nr. 2/04, 2004.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Analyse adaptiver Systeme aus Dünnglas

Jürgen Neugebauer, Irma Kasumovic

Josef Ressel Zentrum für Dünnglastechnologie für Anwendungen im Bauwesen, FH-Joanneum,

Zusammenfassung: Dünnglas stellt ein ganz neues Gebiet in der Forschung und Entwicklung von Glas im Bauwesen dar. Es gibt mittlerweile eine Vielzahl von Ideen für mögliche Anwendungen, in denen mit der Geometrie des Glases gespielt werden kann um sie dadurch adaptiv durch Bewegung zu machen. Beginnend von Grundidee, Analysen der Kinematik über Bewegungszustände bis zu Finite Element Programmen werden die einzelnen Schritte anhand von einem ausgewählten Beispiel beschrieben.

1 Einleitung

Ein zentraler Punkt bei dem Entwurf der Fassade, wie in Abbildung 1 gezeigt, stellte die Optimierung des natürlichen Lichtes dar. Durch den Einsatz von speziell entworfenen adaptiven Tageslichtleitsysteme ist es möglich dem Tageslichtverlauf der Sonne zu folgen und so viel wie möglich natürliches Licht in das Rauminnere zu lenken.

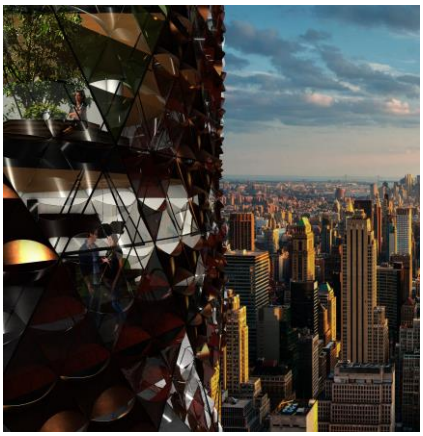


Abbildung 1: Adaptive Glasfassade „Infinity Light“[1]

Dieses Lichtlenksystem besteht aus zwei miteinander gelenkig verbundenen Verbundsicherheitsgläsern, wie in Abbildung 3 dargestellt. Der Einsatz von Dünnglas ermöglicht eine Verformbarkeit, mit der sich ein optimaler Winkel zur Sonne einstellen lässt und somit eine „dancing facade“ als Erscheinungsbild entsteht.

2 Adaptive Systeme

Unter Adaptivität versteht man die Anpassung eines Systems an äußere Einflüsse wie z.B. Temperatur, Feuchtigkeit oder Sonneneinstrahlung. In diesem speziellen Kontext wird auf die adaptive Verformbarkeit von Systemen eingegangen. Man kann prinzipiell zwischen benutzergesteuerten, bei denen der Benutzer eine Verformung durch eine Steuerung einleitet, und autonomen Systemen, bei denen die Verformung autonom direkt oder indirekt eingeleitet wird, unterscheiden. Einen Überblick über die Systeme bietet die Abbildung 2. Durch den Einsatz von sogenannten Multiplikatoren wie z.B. Zahnradsysteme bei Rotationen kann eine kleine Initialverformung in eine größere Verformung umgesetzt bzw. übersetzt werden. [2]

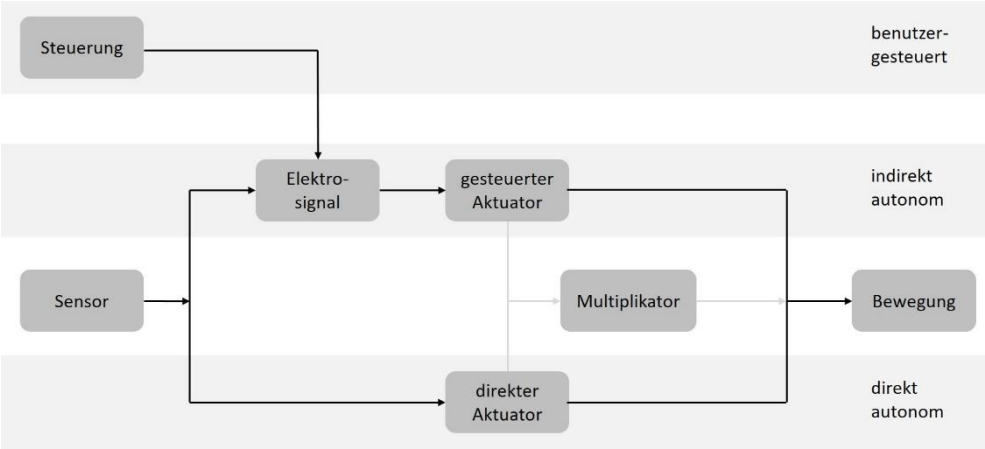


Abbildung 2: Adaptive Systeme

3 Konzept der adaptiven Verformung

Die Grundidee bei dieser Fassade ist ein Lichtlenksystem, bei dem die Glaselemente durch eine spezielles Ansteuerungssystem ihre Form verändern und damit die Lichtstarahlen dem Sonnenlauf anpassen können. Somit kann das Tageslicht mit geeignetem Öffnungszustand, wie in Abbildung 3 links dargestellt, optimiert in das Rauminnere geleitet werden.

Durch eine vertikale Kraft F wird eine kleine Verformung v initiiert. Das gewählte Lagerungssystem, wie in Abbildung 3 rechts dargestellt, ermöglicht eine etwas größere Verformung u an den Glasecken. Diese Bewegungen u der Glasecken zueinander bewirken eine Krümmung des größeren Dünnglas-Elements. Die gelenkige Verbindung der beiden Dünnglas-Elemente zwingt das kleine Element zu großen Rotationen.

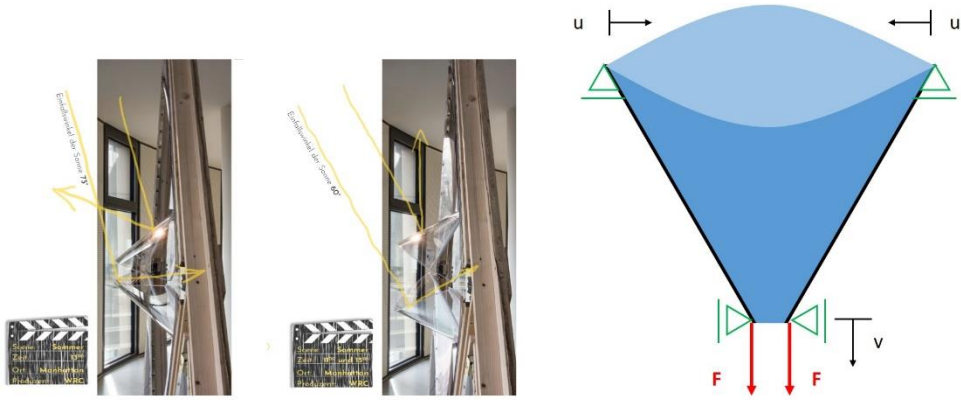


Abbildung 3: Konzept der adaptiven Verformung

4 Untersuchung unterschiedlicher FE-Programme

Bei diesem System bestehend aus Verbundsicherheitsgläsern aus Dünnglas besteht die statische Bemessung aus einem Kompromiss. Einerseits besteht das Bestreben die Gläser so dünn wie möglich zu machen um die Kräfte aus der Verformung (permanente Kaltverformung des Verbundsicherheitsglases) so gering wie möglich zu halten. Andererseits müssen die Glaselemente eine ausreichende Glasdicke besitzen um die äußeren Kräfte aus Wind abtragen zu können.

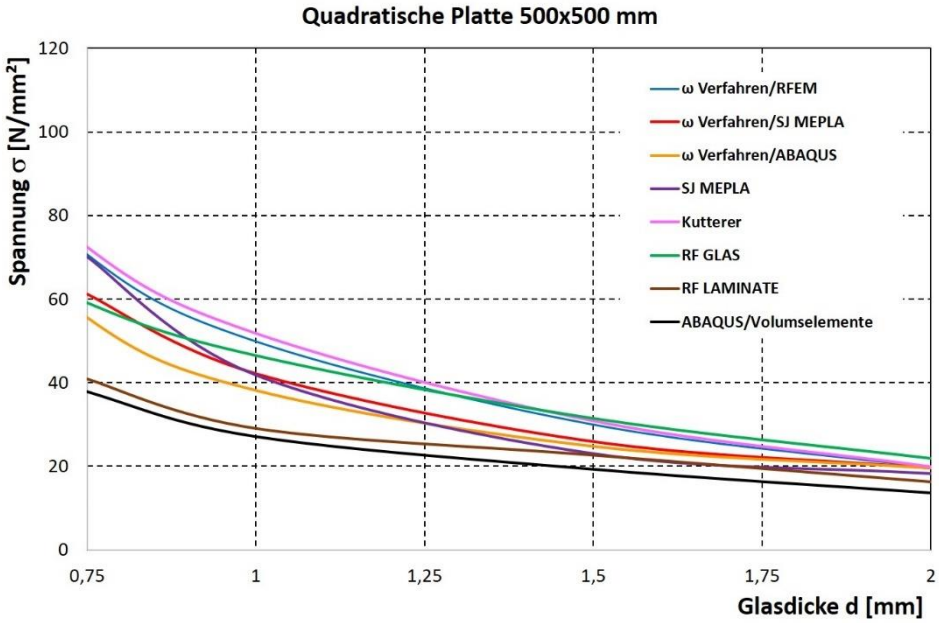
Bei der Bemessung müssen die unterschiedlichsten Stellungen des öffenbaren bzw. schließbaren Systems bewertet werde. Durch diese Analyse können die Maxima und Minima der Beanspruchung der Gläser einerseits und der Unterkonstruktion andererseits bestimmt und somit dimensioniert werden.

Um ein geeignetes Programm zu finden wurden unterschiedliche Finite Programme wie ABAQUS, SJ-Mepla oder RFEM und deren Finite-Elementtypen wie Schalen- oder Volums-Elemente untersucht. Diese unterschiedlichen Finite-Elementtypen weisen ebenso unterschiedliche Ansatzfunktionen (lineare bzw. Funktionen mit Polynomansatz) auf.

Diese Untersuchung mit unterschiedlichen FE-Programmen und Ansätzen wurde an einem Verbundsicherheitsglas mit den Abmessungen von 500/500 mm und unterschiedlichen Dicken mit dem Ansatz der Theorie großer Verformungen und einer einheitlichen Belastung von p = 4,0 kN/m² durchgeführt.

Einen weiteren Punkt in der Modellbildung stellt die Abbildung der Verbundwirkung dar. Hier wurden unterschiedliche Ansätze verfolgt und gegenübergestellt. Auf der einen Seite wurde das Konzept der effektiven Ersatzdicke und der Abbildung als Schalenelement verfolgt und auf der anderen Seite wurde das Verbundsicherheitsglas mit Volums-Elementen mit dem dementsprechenden Schubübertragungsmodul G für die PVB-Folie modelliert.

Die Ergebnisse der Spannungen und Verformungen sind in der Abbildung 4 dargestellt und weisen mit abnehmender Glasdicke eine immer größere werdende Abweichung auf.



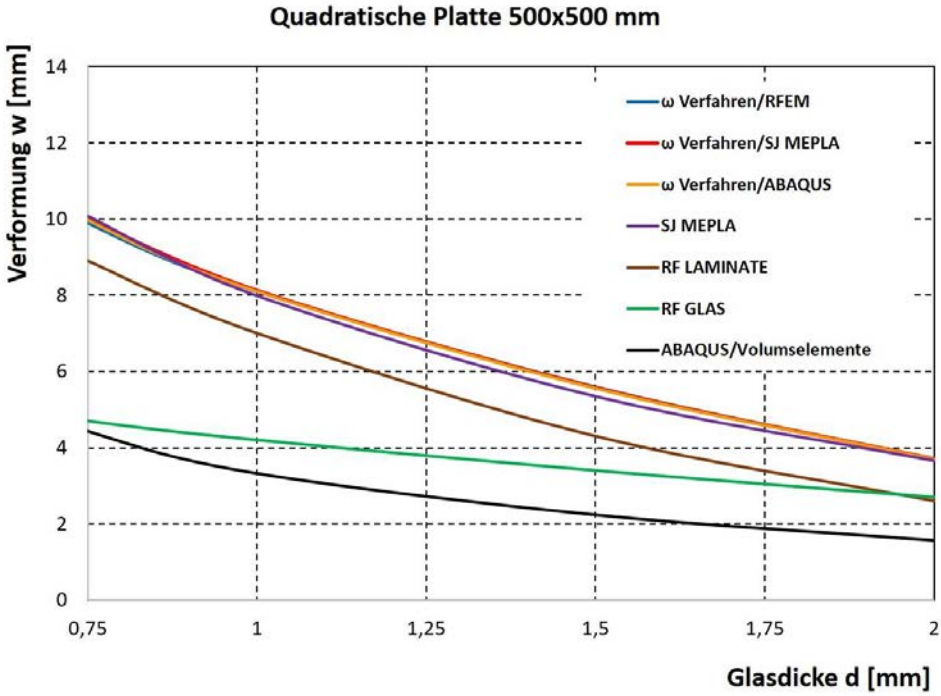


Abbildung 4: Ergebnisse von Berechnungen an einem 500/500 mm Glaselement

5 Verbundsicherheitsglas aus Dünnglas

Für die Modellierung des Verbundsicherheitsglases wurden unterschiedliche Konzepte angesetzt. Die Abhängigkeit des Schubübertragungsmodul G von der Temperatur der PVB-Folie T_{PVB} und der Belastungsdauer t_{Last} wurde z.B. in Wellershoff [3] dargelegt.

$$G_{PVB} = 0{,}008 \cdot (100 - T_{PVB}) \cdot (50 + T_{TVB}) \cdot \log(t_{Last})\,;\; T_{PVB} > 10°C \tag{1}$$

$$G_{PVB} = 2{,}0 - 0{,}2 \cdot \log(t_{Last})\,; \qquad T_{PVB} \leq 10°C \tag{2}$$

G_{PVB} Schubübertragungsmodul [N/mm²]

T_{PVB} Temperatur PVB-Folie [°C]

t_{Last} Belastungsdauer[s]

Mit diesem Ansatz lässt sich die Verbundwirkung ebenso ein Teilverbund in Anhängigkeit von Temperatur und Belastungsdauer für das Verbundsicherheitsglas modellieren.

Ein weiteres Konzept beschreibt Kutterer [4] in seiner Arbeit. Hier wird von einem monolithischen Glas (Summe der Einzelgläser), bei dem die Spannungen und Verformungen bestimmt werden, ausgegangen und ein Erhöhungsfaktor $\sigma_{v,l}/\sigma_{m,l}$, sieh in Gleichung (3) und (4) für eine 4-seitige Lagerung, für die Spannungen bzw. Verformungen für den Teilverbund bestimmt. Dieser Ansatz ist aber nur für rechteckige Gläser 2-seitig bzw. 4-seitig gelagerte Gläser hergeleitet worden und ist nur bedingt für den Einsatz von beliebigen Geometrien anwendbar.

$$\frac{\sigma_{v,l}}{\sigma_{m,l}} = \frac{4+4\cdot\frac{h_{PVB}}{t_{G,ges}}+2\cdot\pi^2\cdot k}{3\cdot\left(1+2\cdot\frac{h_{PVB}}{t_{G,ges}}\right)^2\cdot 1+\pi^2\cdot k} \tag{3}$$

$$k = [1 + 1{,}35 \cdot (a/b)^{1,8}] \cdot \frac{E_G \cdot h_{PVB} \cdot t_{G,ges}}{4 \cdot G_{PVB} \cdot a^2}\,; \tag{4}$$

$\sigma_{v,l}$ maximale Oberflächenzugspannung der Verbundglasscheibe

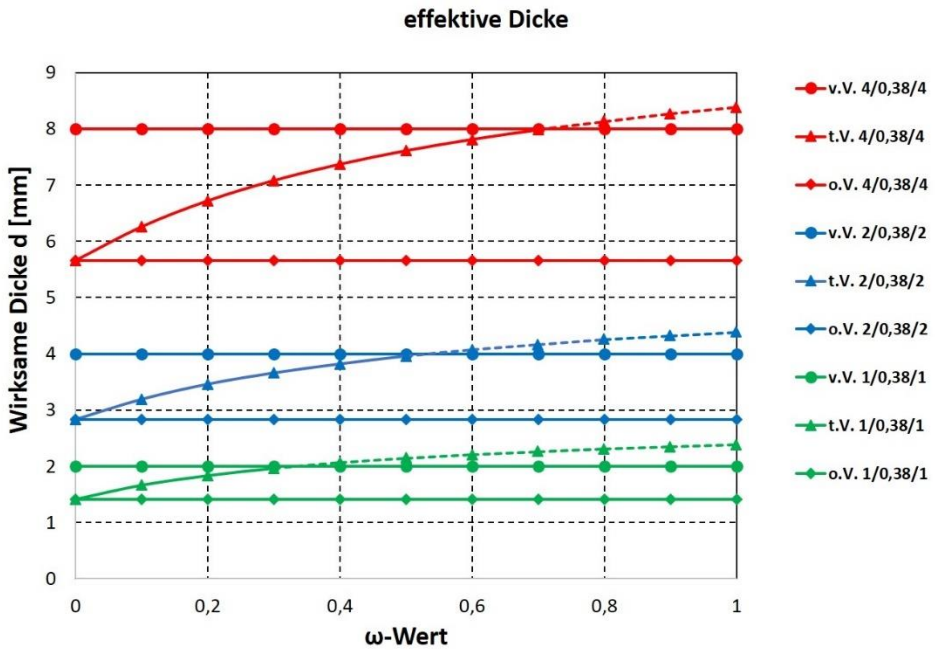
$\sigma_{m,l}$ maximale Oberflächenzugspannung einer monolithischen Scheibe

h_{PVB} Dicke PVB-Folie

$t_{G,ges}$ Summe der Glasdicken (ohne PVB-Folie)

a/b Seitenverhältnis

Das in der prEN 16612 [5] dargelegte ω-Verfahren wurde für die Anwendbarkeit bei Dünngläsern genauer untersucht. Hier wurde zufolge unterschiedlicher ω-Werte, die die Verbundwirkung für unterschiedliche Temperaturen und Belastungsdauern beschreiben, die effektive Glasdicke ermittelt. Die Ergebnisse für die effektive Glasdicke für die Spannung- bzw. Verformungsermittlung ist in Abbildung 5 dargestellt. Auch hier zeigt die Analyse, dass dieses Verfahren mit abnehmender Glasdicke nur mehr beding anwendbar ist. Die volle Verbundwirkung wird schon bei einem Ansatz von einem kleinen ω-Wertes erreicht.



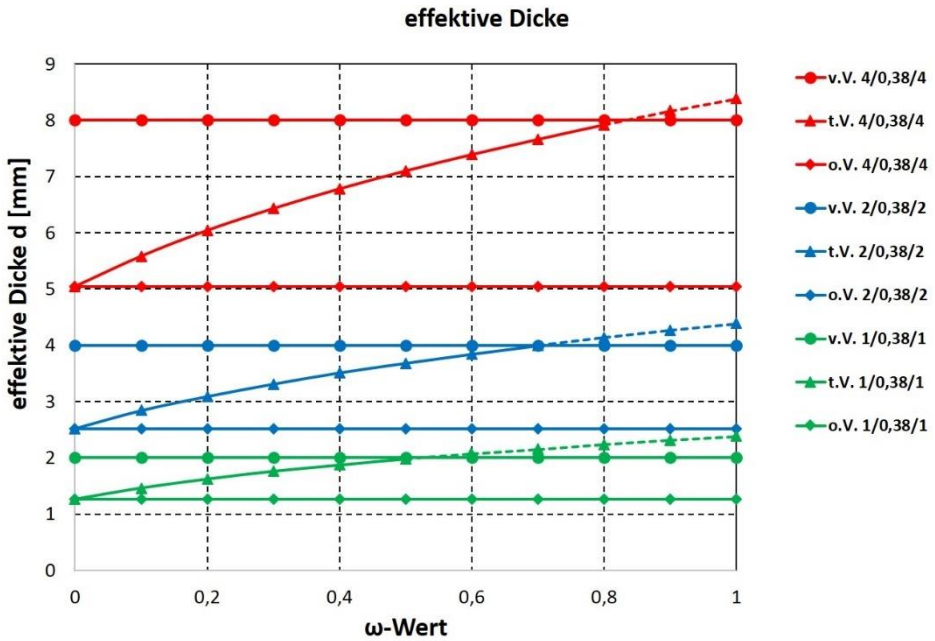


Abbildung 5: Ergebnisse der Bestimmung der effektiven Ersatzdicke nach dem ω-Verfahren

6 Rheologisches Verhalten der PVB Folie

Die PVB-Folie zählt zu den viskoelastischen Stoffen, die sowohl elastische als auch viskose Eigenschaften aufweisen. Die zugehörigen rheologischen Stoffgesetze sind nicht mehr als Beziehungen zwischen den Momentanwerten von Spannung und Verformung bzw. von Spannung und Verformungsgeschwindigkeit darstellbar, sondern werden daneben auch von ihrer Belastungsvorgeschichte wesentlich beeinflußt.

Die viskoelastischen Eigenschaften von Thermoplasten (Polyvenylbutyral PVB) hängen generell von folgenden Faktoren ab:

- Temperatur: Je niedriger die Temperatur ist, desto stärker überwiegen die elastischen Anteile;
- Belastungshöhe, -dauer, -geschichte und -geschwindigkeit: Je höher z.B. die Verformungsgeschwindigkeit ist, desto stärker überwiegen die elastischen Anteile;
- Einwirkung chemischer Einflüsse, wie z.B. die Witterung führt zu Alterungserscheinungen durch chemische und strukturelle Materialveränderungen auf eine Reduktion des viskosen Verhaltens hin. [6]

In dem gegebenen Fall der analysierten Fassade beeinflusst das rheologische Verhalten die Steifigkeit der Verglasung und somit die Kräfte die von der Unterkonstruktion aufgenommen werden muss.

7 Langzeitfestigkeit

Der Einfluss der zyklischen Belastung auf die Festigkeit wurde ebenso in die Analyse einbezogen. Einen Ansatz bietet die Untersuchung von Hilcken [7] in der die Abnahme der Festigkeit bei zyklischen Belastungen mit der Bestimmung des Modifikationsfaktors k_{mod} beschrieben ist. Mit der Gleichung (5) kann der Modifikationsfaktor k_{mod} in Abhängigkeit der Belastungsart (z.B. zyklische Schwellbelastung) unter der Zuhilfenahme der Koeffizienten in Tabelle 1 ermittelt werden.

Glasart	Konstante c_1	Konstante c_2	Risswachstumsparameter n_c
Floatglas	0,90	0,09	12,9
ESG	0,33	0,60	10,5

Tabelle 1: Konstanten c_1, c_2, n_c zur Berechnung des Modifikationsfaktors k_{mod}

$$k_{mod} = \frac{c_1}{\left(\sum_{i=1}^{k} t_{fc,i} \cdot \left(\zeta_i \cdot \frac{\sigma_{max,i}}{\sigma_{max,1}}\right)^{n_c}\right)^{1/n_c}} + c_2; \tag{5}$$

Bei genauer Kenntnis der zyklischen Belastungsart kann diese Abminderung bestimmt werden und erreicht mit dem Ansatz für eine Dauerbelastung sein unteres Limit.

8 Berechnung des Lichtleitsystems aus Dünnglas

Schlussendlich wurden die Spannungen und Verformung, unter der Berücksichtigung der zuvor beschriebenen Einflüsse mit dem am besten geeigneten und zu Verfügung stehenden FE-Programm (ABAQUS) mittels Schalen und Volums-Elementen simuliert. Ergebnisse der Spannungen und Verformungen sind in der Abbildung 6 dargestellt.

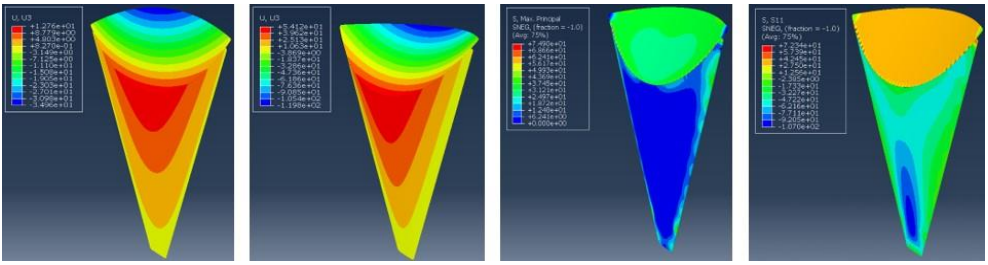


Abbildung 6: Ergebnisse von Berechnungen des Lichtleitsystems aus Dünnglas

9 Wissenswertes

Diese Untersuchung wurde im Rahmen des Forschungsprojektes „Joser Ressel Zentrum für Dünnglastechnologie für Anwendungen im Bauwesen“ durchgeführt. Das von der Christian Doppler Forschungsgesellschaft geförderte Projekt wird von den Wirtschaftspartnern LISEC Austria GmbH, SFL Engineering GmbH und Hydro Building Systems Germany GmbH unterstützt.

Literatur

[1] C. WRULICH, Infinity light, Diplomarbeit FH-Joanneum, 2019

[2] J. NEUGEBAUER et.all, Adaptive Façades Systems made from Thin Glass, Glass Performance Days, Tampere, Finnland, 2019

[3] F. WELLERSHOFF, Nutzung der Verglasung zur Aussteifung von Gebäudehüllen, Shaker Verlag, Aachen, 2006

[4] M. KUTTERER, Verbundglasplatten – Näherungslösungen zur Berücksichtigung von Schubverbund und Membrantragwirkung, Shaker Verlag, 2002

[5] prEN 16612, Glas im Bauwesen - Bestimmung des Belastungswiderstandes von Glasscheiben durch Berechnung und Prüfung

[6] F. ENSSLEN, Zum Tragverhalten von Verbund-Sicherheitsglas unter Berücksichtigung der Alterung der Polyvinylbutyral-Folie, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2005

[7] J.HILCKEN, Zyklische Ermüdung von thermisch entgespanntem und thermisch vorgespanntem Kalk-natron-Silikatglas, Springer Vieweg Verlag, 2015,

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Four different types of Glass Structures

Rob Nijsse, Faidra Oikonomopoulou, Telesilla Bristogianni, Fred Veer, Ate Snijder

Delft University of Technology, The Netherlands.

Summary: Four types of glass structures will be dealt with accompanied by realised examples of these structures. The four types are:

1. Structures made from flat glass panels. Represented by two Glass Bridges between buildings in Rotterdam (NL) and Arnhem (NL).
2. Structures made from corrugated glass panels. Represented by the Facades of the Museum MAS in Antwerp (B) and the National Library in Doha (Qatar).
3. Structures made from cast glass blocks. Represented by the Crystal Houses in Amsterdam.
4. Structures made from massive glass bars in bundles. Represented by the Glass Truss Bridge in Delft (NL) and the Glass Swing.

1 Structures made from flat glass panels

Flat glass panels are, in general, possible up to the largest size of 6 by 3.2 meter. Larger panels are possible but very costly. For safety reasons these panels must always be laminated, preferably 3 layers, hence the central layer is protected against vandalism. The glass panels may act as floor, beam, fin/ column, wall and roof. Therefore; all elements of a normal building can be made completely out of laminated glass panels. Only in the connections and the supports minimal steel elements are necessary to let the glass structure preform in a structural safe way.

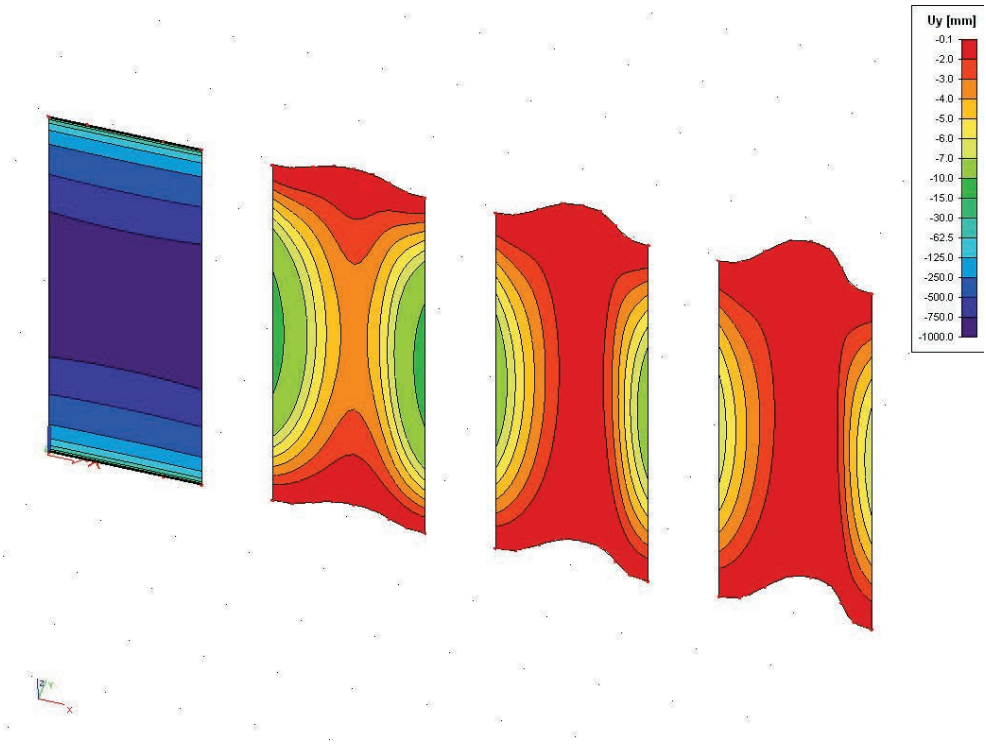
A good example of this possible building method of using flat glass panels is a glass bridge that connects two building. Being always controversial what material has to be used in this physical connection, glass provides both esthetical pleasure and structural integrity. Two examples are shown in the pictures accompanying this text: the Glass bridge in Rotterdam, built in 1994, designed by architect Dirk Jan Postel (Kraayvanger architects) and the Glass Bridge in Arnhem, built in 1996, designed by Wiegerinck Architecten.

Picture 1: Glass bridge Rotterdam, all glass elements of the bridge made from flat glass panels. Note the effect of reflections of the surroundings.

Picture 2: Glass Bridge Burgers's Zoo, Arnhem. With a glass stair, a sandblasted glass floor and silhouettes of birds of prey to prevent birds from bumping against the invisible glass.

2. Structures made from corrugated glass panels

A clever, and material saving, way to improve the structural performance of a flat glass panel is to make it undulating or corrugated. In this way the effect is found in the moment of inertia I where depth to the power 3 is dictating. So if we turn a 10 mm thick flat panel into a corrugation of 150 mm, the effect on the stiffness is approached by a factor of 3375 (150^3 / 10^3). See also picture 3.



Picture 3: The effect of corrugating a glass panel of 6 by 3 meter, from flat to very curved, on the resulting deformation due to (storm)wind load.

Also the corrugated glass has esthetical values; the sun light shines on it with multiple reflections, changing at each time of day. Corrugated glass is produced in large ovens at around 600 degrees Celsius. If you place a mould of the intended shape and place a flat glass panel of the correct length on it, the flat panel sags at around 600 degrees Celsius in the shape of the mould. By controlled cooling down residual stresses in the glass are avoided. The Museum in Antwerp, the MAS, realised in 2010, designed by Neutelings Riedijk Architects, was realised with these corrugated glass panels in the facade. The highest part is 11meters tall. See picture 4.

Picture 4: The Museum at the Stream (MAS) in Antwerp during the final stages of the execution.

The second example is the National Library of Qatar, realised 2017, architect OMA, where the four facades of this pointedly shaped building are realised in corrugated insulated glass units. The largest façade is 80 meters long and in the centre 17 meters high. Since this a an earthquake prone area the whole façade is hung from the roof and, hence, can follow transversal movements. Also large wind forces can be dealt with in this way. Longitudinal movements during an earthquake are taken up by elastically deformation in connecting details. Especially at the sharp corners this proved to be difficult but possible.

Picture 5: The national Library of Qatar in Doha, sunset image in the desert.

3. Structures made from cast glass stones

An important way to produce all glass building elements is by pouring molten glass in a solid form of any shape: a mould. The production of these elements is very complicated due to the strict cooling scheme you have to follow to avoid both crystallisation (= not transparent anymore) and shrinking differences. Shrinking differences during the cooling down process will cause internal stresses that can lead to cracking of the cooled down object or serious residual stresses in the glass. An interesting, and beautiful, building realised in cast glass stones is the Chanel, now Hermes, store in the PC Hooftstraat in Amsterdam (NL), built 2014 / 2015.. The façade was made from about 7000 cast glass stones. With an UV hardening adhesive, a wind load bearing wall / facade of 12 by 9 meters was created. The inspiration for this façade was given by the architect MVRDV as: let us replace everything in the original, end 19th century, facade by glass. So not only the ceramic bricks but also the wooden window- and doorframes were replaced by glass elements.

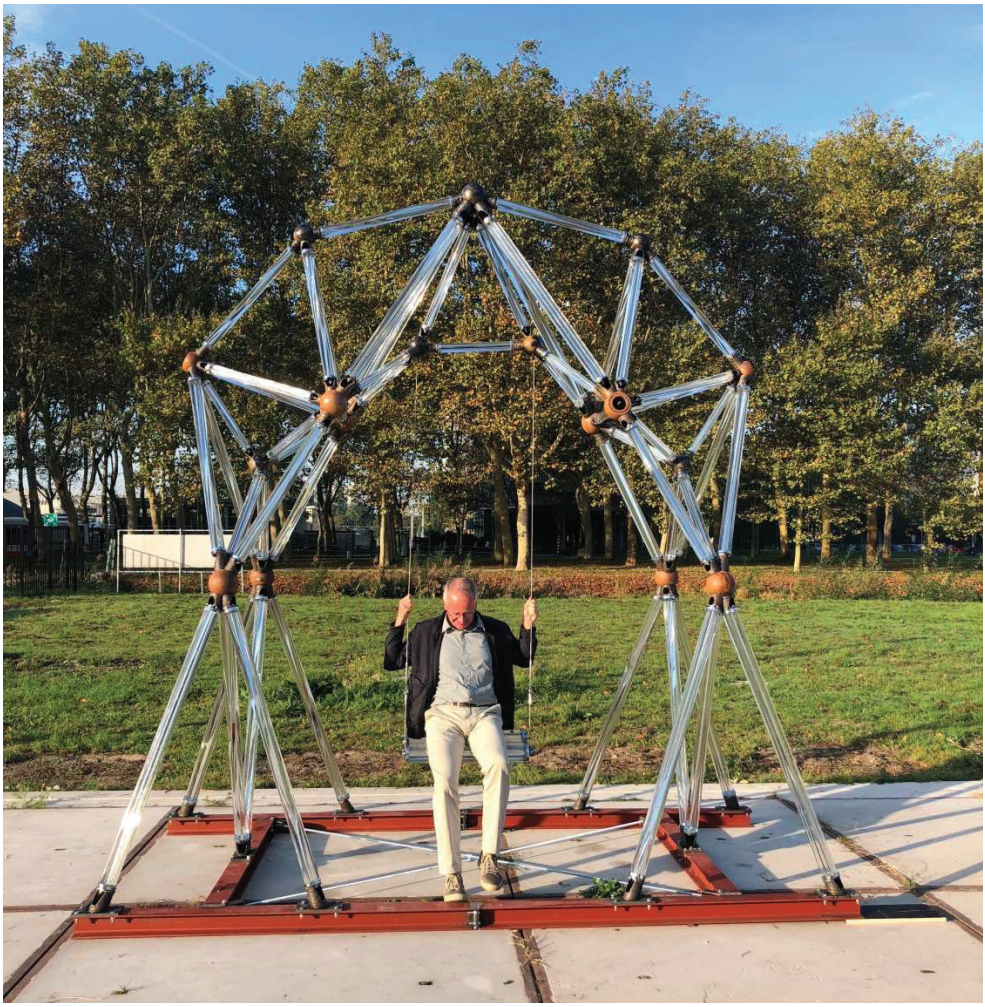
Picture 6: Evening image of the Hermes shop in Amsterdam. Note the mix at the upper part of real bricks with glass ones.

5. Structures made from massive glass bars in bundles

The glass industry produces mostly flat glass panels. Some industries make other interesting glass products. For instance the German firm Schott produces massive glass bars in diameter up to 30 mm an glass cylinders in diameter up to 300 mm. The TU Delft, as architect, structural engineer and builder, made structural, and safe, elements of these massive glass bars by making a bundle of these glass elements with, in the centre of the bundle, a, threaded, massive steel bar. This (threaded) steel bar delivers extra safety during vandal attacks and allows connections to be made easily by bolts and nuts. Basically, with these massive glass bars bundles all types of structure can be made: Trusses, Spatial Trusses, Vierendeel Beams, Frames etc. At the TU Delft we made a truss, that spans 14 meter, with a steel upper- and lower cord and glass bundle diagonals. Due to a hesitant client:" Is this bridge structurally safe? Glass breaks so easily", we organised a group of 60 students that marched and danced on this bridge. Deformation stayed within limits and not cracking, or other damage, appeared.

Picture 7: The Glass Truss Bridge tested by a group of 60 marching students in the Dutch rain.

Another example of this structures made from massive glass bars in a bundle is the Glass Swing the TU Delft made for the 2018 Glastec exhibition/ Fair in Dusseldorf. Here the TU Delft was also architect, structural engineer and builder of this structure. By parametric design an material optimal and aesthetically appealing structure was realised. The nodes in this structure were made from steel spheres on which by 3D robotic welding the connecting detail for the glass bundle bars was built up.



Picture 8: The elementary structure of the Glass Swing.

Literature

Knaack, Ulrich, „Konstruktiver Glassbau“, Rudolf Muller Verlag, Köln, 1998.

The Institution of Structural Engineers, “Structural use of glass in buildings”, SETO London, 1999.

Nijsse, Rob, “Glass in Structures”, Birkhauser Verlag, Basel, 2003.

L.J. Sluys / F.A. Veer e.o., Heron magazine, volume 63, no 1 / 2, , TU Delft, Delft, 2018.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Berechnung von punktförmig gelagerten absturzsichernden Verglasungen

Klaus Rabenseifner, Jochen Menkenhagen

Fachgebiet Baustatik und Baukonstruktion, Universität Duisburg-Essen

Zusammenfassung: Fassadenverglasungen oder raumhohe Verglasungen, müssen neben statischen Anforderungen häufig auch absturzsichernde Funktionen übernehmen. Mit der DIN 18008-4 wurden im Jahre 2015 zwei rechnerische Verfahren eingeführt, mit denen Verglasungen mit absturzsichernder Funktion nachgewiesen werden können. Diese Verfahren sind jedoch für linienförmig gelagerte und nicht für punktförmig gelagerte Verglasungen zulässig. Der nachfolgende Beitrag zeigt, dass rechnerische Nachweise punktförmig gelagerter Verglasungen möglich sind. Derzeit ist eine Versuchsreihe in Planung, deren Ergebnisse, zusammen mit numerischen Untersuchungen als Grundlage dazu dienen sollen, ein anwenderfreundliches und praxistaugliches Bemessungskonzeptes für punktgehaltene absturzsichernde Verglasungen zu entwerfen.

1 Absturzsicherung durch Verglasungen

1.1 Einleitung

Zurzeit wird am Fachgebiet Baustatik und Baukonstruktion ein Bemessungskonzept für punktgehaltene absturzsichernde Verglasungen erarbeitet, da ein Solches zum jetzigen Stand nicht existiert. Die Grundvoraussetzung für ein erfolgreiches Nachweisverfahren ist zum einen die sichere Bemessung von Bauteilen, zum anderen aber auch die Praxistauglichkeit des Bemessungskonzeptes. Das in der DIN 18008-4 enthaltene vereinfachte Nachweiskonzept, eignet sich sehr gut für die Bemessung von zwei- und vierseitig linienförmig gelagerten Verglasungen mit absturzsichernder Funktion. Das Verfahren ist jedoch in seiner Anwendbarkeit deutlich beschränkt, da es auf der Theorie eines Zweimassenschwingermodells beruht, und sich damit das dynamische Verhalten einer stoßbelasteten Verglasung nur grob abschätzen lässt. Die zweite Methode, die in der DIN 18008-4 enthalten ist, stellt eine dynamische Analyse im Zeitbereich dar, welche sehr hohe Grundlagenkenntnisse des Anwenders erfordert, die aber auch hervorragende

Ergebnisübereinstimmungen mit Pendelschlagversuchen liefert [1, 2]. Die Komplexität des vorhandenen Bemessungskonzeptes führt dazu, dass Anwender in der Praxis hauptsächlich auf Anhang B der DIN 18008-4 zurückgreifen, der Verglasungen mit bereits nachgewiesener Stoßsicherheit enthält. Für punktgehaltene Verglasungen gibt es zurzeit noch kein rechnerisches Bemessungskonzept. Es können lediglich einige wenige Verglasungen nach Anhang B der DIN 18008-4 gewählt werden, deren Stoßsicherheit durch Pendelschlagversuche sichergestellt ist. Für die Entwicklung eines entsprechenden Nachweisverfahrens sind umfangreiche Voruntersuchungen erforderlich. Diese können zu großen Teilen numerisch durchgeführt werden, müssen aber auch in einem gewissen Umfang experimentell durchgeführt und bestätigt werden. Die numerischen Untersuchungen helfen dabei, die notwendigen Parameter zur Erstellung eines Bemessungskonzeptes vorab zu ermitteln. Auf Grundlage vorliegender Versuchsergebnisse werden nachfolgend Berechnungen von punktgehaltenen absturzsichernden Verglasungen mittels volldynamisch transienter Analyse vorgestellt.

1.2 Allgemeines

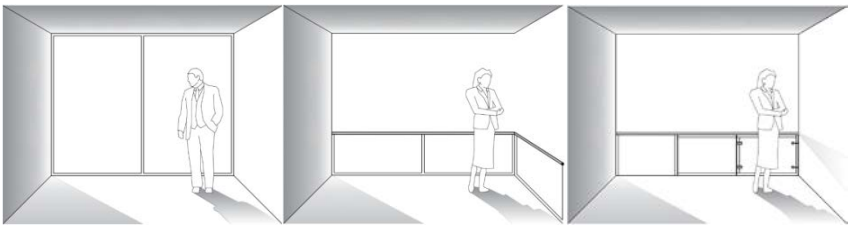


Abbildung 1: Beispiele für Verglasungen der Kategorie A, B und C (von links nach rechts)

In der aktuell gültigen Norm DIN 18008-4 sind absturzsichernde Verglasungen je nachdem wie sie sich am Lastabtrag beteiligen (siehe Abb. 1) in die Kategorien A, B und C eingeteilt. Verglasungen der Kategorie A müssen statische Lasten und zusätzlich die Absturzsicherung übernehmen. Kategorie B beschreibt am unteren Rand linienförmig eingespannte Verglasungen, die am oberen Rand zusätzlich durch einen Handlauf verbunden sind, welcher einen Teil der horizontalen Nutzlasten abtragen kann. Kategorie C enthält Verglasungen, die nicht allein die absturzsichernde Funktion übernehmen, sondern nur als Geländerausfachungen dienen. Die Bemessung der absturzsichernden Verglasungen kann nach Anhang A bis C der Norm DIN 18008 - 4 erfolgen. Anhang A der DIN 18008-4 regelt den Nachweis der Verglasung mit Bauteilversuchen (Pendelschlagversuch). Es gibt keine Anwendungsgrenzen für Pendelschlagversuche, so dass jede Glasscheibe damit auf Stoßsicherheit geprüft und nachgewiesen werden kann, sofern die technischen Voraussetzungen für den Versuch, wie z.B. die Versuchstemperatur und der Luftdruck der Reifen (Doppelreifenpendelkörper) eingehalten sind, und die Verglasung wie im Einbauzustand gelagert wird. Anhang B beinhaltet Tabellen, die Verglasungen der Kategorie A und C enthalten, deren Stoßsicherheit bereits durch Versuche erbracht wurde. Verglasungen der Kategorie B sind nicht enthalten. Anhang C liefert zwei rechnerische Nachweisformate. Im vereinfachten Nachweisverfahren, welches für zwei- und vierseitig linienförmig gelagerte Verglasungen angewendet werden darf, werden Spannungsnachweise mit statischen Ersatzlasten geführt. Eine weitere Nachweismöglichkeit gemäß Anhang C

stellen volldynamisch transiente Analysen dar. Hiermit können sowohl zwei-, als auch drei- oder vierseitig linienförmig gelagerte Verglasungen rechnerisch nachgewiesen werden, indem ein Pendelschlagversuch simuliert wird. Dabei ist darauf zu achten, dass die Steifigkeit des Pendelkörpers im erstellten Modell zutreffend abgebildet werden kann. Zur Überprüfung des Modells werden Verifizierungskurven für Hauptzugspannungen der Verglasung und für die Beschleunigung des Pendelkörpers vorgegeben. Die Diskretisierung des Pendelschlagversuches ist nicht vorgegeben, so dass es verschiedene Möglichkeiten gibt, Pendelkörper numerisch abzubilden [1, 3, 4]. Rechnerische Nachweise von punktgehaltenen Verglasungen mit Stoßsicherheit enthält die Norm zum jetzigen Zeitpunkt nicht.

2 Stand der Technik und Forschung

Durch Personen verursachte Beanspruchungen von absturzsichernden Bauteilen wurden bis ins Jahr 2003 mit der sogenannten ETB-Richtlinie („Bauteile die gegen Absturz sichern“) ermittelt, die weitestgehend auf den Forschungsergebnissen aus [5] beruht. Glaskonstruktionen konnten jedoch mit der Richtlinie nur unzutreffend nachgewiesen werden, da z.B. ein Glaskugelsack als Pendelkörper für einen Pendelschlagversuch verwendet wurde, der keine reproduzierbaren und zutreffenden Ergebnisse mit Wiederholgenauigkeit liefern kann [2, 6]). Im Jahre 1999 wurde in [7, 8] die Stoßbeanspruchung einer allseitig linienförmig gelagerten Verglasung beim Aufprall eines Menschen untersucht. Die Versuche zeigten, dass man mit einem Doppelreifenpendelkörper die besten Ergebnisse bei Pendelschlagversuchen erzielt. Die Auswertung der Ergebnisse führte zur bauaufsichtlichen Einführung der „Technische Regeln für die Verwendung von absturzsichernden Verglasungen“ (TRAV) im Jahre 2003. Die ETB-Richtlinie wurde zuvor ebenfalls bauaufsichtlich eingeführt, galt aber im Allgemeinen für absturzsichernde Bauteile und war nicht speziell auf Glas ausgerichtet. Die TRAV beinhaltete linienförmig gelagerte Verglasungen im Sinne der „Technischen Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen“ (TRLV), wenn diese stoßsicher sein mussten. Es erfolgte eine Einteilung nach der Art der Bauausführung (Kategorien: A, B und C). Die Stoßsicherheit konnte mittels Pendelschlagversuch in Anlehnung an die DIN 12600: 1996-12 durchgeführt werden, oder es konnte eine Verglasung mit bereits nachgewiesener Stoßsicherheit verwendet, oder ein Nachweis über sogenannte Spannungstabellen geführt werden in denen zulässige Kurzzeitspannungen für verschiedene Glaserzeugnisse enthalten waren. Durch den fortlaufenden Normungsprozess wurde im Jahr 2015 bundesweit die Glasbaunorm DIN 18008 bauaufsichtlich eingeführt. Hiermit wurde auch für den konstruktiven Glasbau das sogenannte semiprobabilistische Sicherheitskonzept eingeführt. Absturzsichernde Verglasungen sind seitdem in Teil 4 der Normenreihe DIN 18008 geregelt. Die Einteilung von Verglasungen in die Kategorien A, B und C wurden aus der TRAV übernommen. Auch der Pendelschlagversuch ist weiterhin ´Bestandteil der DIN 18008 und darf nach wie vor für den Nachweis der Stoßsicherheit angewendet werden. Gemäß Anhang B der DIN 18008 - 4 können, wie zuvor in der TRAV, Verglasungen mit nachgewiesener Stoßsicherheit verwendet werden. Neu hinzu kamen zwei rechnerische Nachweise, welche die Spannungstabellen aus der TRAV ersetzen. Das „Vereinfachte Nachweisverfahren“, dessen Grundlage ein Zweimassenschwingermodell bildet [1, 6], und das für zwei- oder vierseitig gelagerte Verglasungen anwendbar ist, wird mittels statischer Ersatzlasten berechnet. Des Weiteren kann ein Nachweis mit einer volldynamisch transienten Analyse des Stoßvorganges geführt werden, der für alle Arten von Linienlagerung anwendbar ist. Punktgehaltene

Verglasungen mit Nachweis der Stoßsicherheit sind aktuell nur im Anhang B der DIN 18008-4 enthalten, rechnerische Bemessungsverfahren existieren nicht. Im Bereich von linienförmig gelagerten Verglasungen, kann auf die Forschungsergebnisse aus [1, 2, 4, 6–13]) zurückgegriffen werden. Für punktförmig gelagerte Verglasungen unter dynamischer Beanspruchung existieren jedoch bisher nur Ergebnisse in [9, 12].

3 Durchgeführte numerische Berechnungen von Pendelschlagversuchen

Zur FE-Simulation des Pendelschlagversuches, wurde auf die Software ANSYS zurückgegriffen. Zunächst wurden linienförmig gelagerte Verglasungen berechnet, damit das Rechenmodell ausreichend verifiziert werden konnte. Die Diskretisierung des Pendelkörpers erfolgt mit den realen Abmessungen und mit einem linear-elastischen Stoffgesetz (siehe Abb. 2). Dieser wird unmittelbar vor der Verglasung positioniert, so dass eine Anfangsgeschwindigkeit (ermittelt mit dem Energieerhaltungsgesetz) entsprechend der Fallhöhe des Pendels eingegeben werden kann. Die Einstellungen des FE-Modells wurden über die Materialeigenschaften vorgenommen, so dass die Referenzkurven zur Verifizierung aus der DIN 18008 - 4 nachgerechnet werden konnten. Des Weiteren wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt, bei denen der Pendelkörper z.B. vereinfacht als Zylinder diskretisiert wurde. Die Berechnungen zeigten, dass die reale Modellierung der Luftfüllung der Reifen oder der Ansatz eines hyperelastischen Materialgesetzes für eine Aussage über die Stoßfestigkeit des Glases nicht notwendig sind. Die Untersuchungen in [1, 3, 4, 14, 15] bestätigen diese Aussage. Die Glasscheibe wurde unter Ansatz des vollen Schubverbundes mit Schalenelementen abgebildet. Die in der DIN 18008 - 4 enthaltenen Verifizierungskurven konnten so ausreichend genau reproduziert werden (siehe Abb. 2).

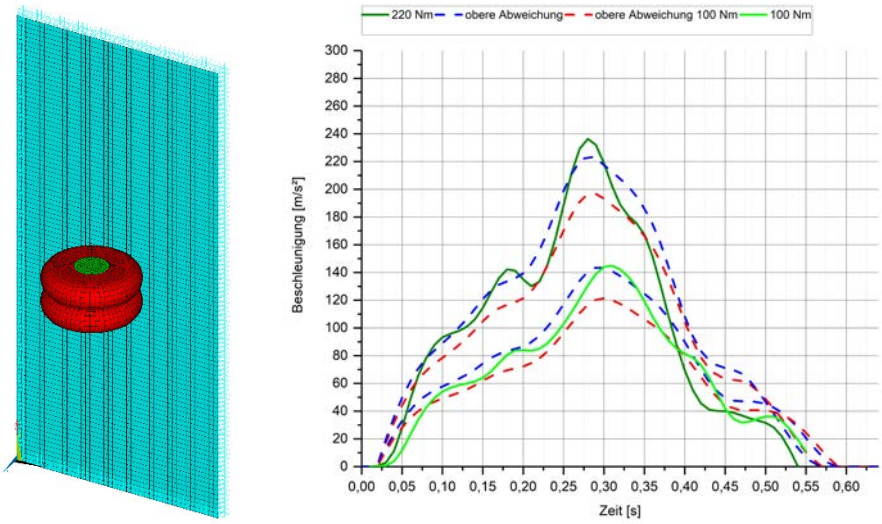


Abbildung 2: FE-Modell eines allseitig linienförmig gelagerten Referenzmodells mit den Abmessungen 876x1938x8mm entsprechend DIN 18008-4 mit den zugehörigen Verifizierungskurven

Die Einstellungen des verifizierten Referenzmodells wurden fortlaufend für die Entwicklung eines punktgehaltenen Berechnungsmodells verwendet (siehe Abb. 4).

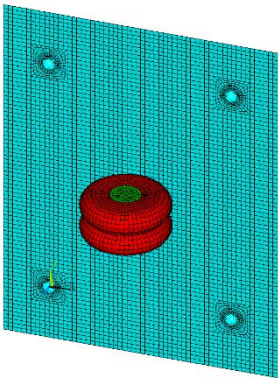


Abbildung 4: punktgelagertes FE-Modell

Zunächst wurde eine mit vier Punkthaltern gelagerte Verglasung modelliert, da hierzu Versuchsergebnisse für eine 10mm dicke Verbundsicherheitsglasscheibe mit den Abmessungen 876x1938mm aus [9] vorlagen, die von den Autoren des Beitrags zur Verfügung gestellt wurden. Da für punktgehaltene Verglasungen die DIN 18008 - 3 gilt, fand auch dieser Normenteil bei der Modellierung Berücksichtigung. Es ist vorgesehen, dass das Modell im Bohrungsbereich verifiziert werden muss, da eine unsymmetrische und zu grobe Vernetzung im Bohrungsbereich bei der Berechnung zu Problemen führt. Hierzu muss eine statisch bestimmt gelagerte Scheibe mit vorgegebenen Abmessungen modelliert werden, die durch Randmomente beansprucht wird. Die auftretenden Spannungen im Bohrungsbereich der Glasplatte müssen mit einer analytischen Lösung verglichen werden, und dürfen keine großen Abweichungen aufweisen. Liegen die Spannungswerte außerhalb des zulässigen Bereiches, muss die Vernetzung so angepasst werden, dass die geforderten Werte erreicht werden (siehe Abb. 5).

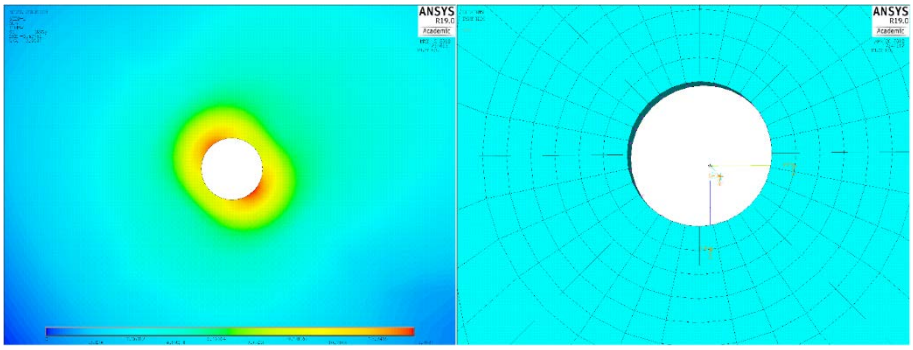


Abbildung 5: Verifizierung im Bohrungsbereich gemäß der bauaufsichtlichen Zulassung [16] und Federlagerung im Bohrungsbereich

Das System wurde anschließend unter statischer Beanspruchung berechnet und die Richtigkeit der Ergebnisse zusätzlich mit Ergebnissen der Software SJ-Mepla bestätigt.

Danach wurde mit dem erstellten Modell eine transiente Analyse durchgeführt, wobei die FE-Einstellungen des bereits verifizierten Referenzmodells übertragen wurden. Die berechneten Dehnungen über die Zeit in horizontaler und vertikaler Ausrichtung wurden nun mit den Versuchsergebnissen aus [9] verglichen (siehe Abb. 7). Die FE-Ergebnisse liefern eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchen aus [9, 12]. Zur abschließenden, sicheren Beurteilung von punktgehaltenen Verglasungen reichen die Ergebnisse jedoch nicht aus. Diese ist erst dann möglich, wenn die numerischen Berechnungsergebnisse durch eine ausreichende Anzahl von experimentellen Untersuchungen verifiziert und bestätigt wurden.

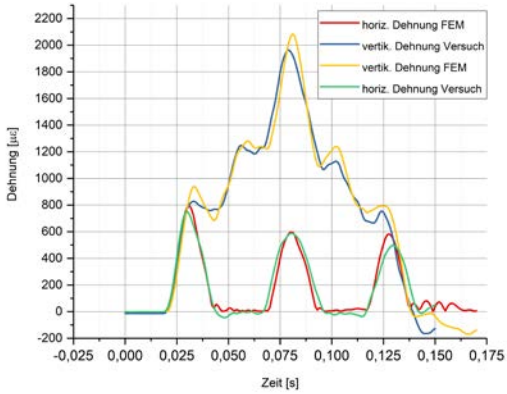


Abbildung 6: Vergleich der Dehnungen aus der FE-Berechnung mit den Versuchsergebnissen aus [9]

4 Bewertung der Ergebnisse

In [9] wurde wissenschaftlich belegt, dass Auswertungen von Pendelschlagversuchen sehr anspruchsvoll sein können. Vergleicht man mehrere Pendelstellen miteinander, erhält man für jeden Messpunkt unterschiedliche Zeitverlaufsdiagramme. Damit kann eine Trendlinie erarbeitet werden, Auswertungen der Ergebnisse stellen aber eine sehr große Hürde dar. Aus diesem Grund bietet es sich an, repräsentative Einflussparameter zu ermitteln, mit deren Hilfe die physikalischen Eigenschaften einer punktgehaltenen, dynamisch beanspruchten Verglasung ausreichend beschrieben werden können. Wie bereits in [9] erwähnt, reicht es aus, die maximalen Dehnungen der Glasscheibe, die Pendelbeschleunigung senkrecht zur Glasoberfläche, die Kontaktzeit zwischen Glas und Pendel, die Pendelfallhöhen und die Kontaktfläche zwischen Pendelkörper und Glas zu betrachten. Die Abhängigkeit der Parameter voneinander kann anhand einer multiplen Regressionsanalyse mit einer Abhängigkeit von 99% gezeigt werden. Somit lässt sich das dynamische Verhalten von Verglasungen, dass durch einen weichen Stoß hervorgerufen wird, anhand weniger Parameter beschreiben. Hilfreich ist hierbei, dass sich z. B. aus den Dehnungen weitere Parameter, wie die Spannungen ableiten lassen. Dennoch sind weitere Untersuchungen notwendig, da die Berechnungen immer auf Basis von idealen Bedingungen durchgeführt wurden. Versteifungseffekte, Verformungseinflüsse der Unterkonstruktion oder seitliche Beschleunigungen eines Doppelreifenpendelkörpers lassen sich mit einem FE-Modell ohne

vorherige experimentelle Bestimmung dieser Effekte nicht berücksichtigen. Zur weiteren Prüfung der Berechnungen, wurden Verglasungen nachgerechnet, deren Stoßsicherheit bereits gegeben ist, da sie in der DIN 18008 - 4 Anhang B als Stoßsicher angegeben sind. Dazu wurden jeweils die ungünstigsten Abmessungen ausgewählt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse zeigt Abbildung 7. Es ist deutlich zu erkennen, dass die rechnerischen Nachweise für alle Verglasungen gelingen, mit Ausnahme der dünnsten Verglasung (6mm Dicke). Die DIN 18008 – 4 fordert für die volldynamisch transiente Analyse eine Basisenergie von 100 Nm. Dieser Ansatz wurde auch in [1, 4, 6, 14] mit ausreichender Genauigkeit untersucht. Die geforderte Basisenergie entspricht einer Fallhöhe von 200mm. Für den Pendelschlagversuch werden je nach Kategorie der Verglasung deutlich höhere Fallhöhen (max. 900mm) gefordert. Diese Fallhöhen wurden bei den Vergleichsberechnungen angesetzt und zeigen, dass mit Ausnahme der dünnsten Verglasung, der Nachweis trotzdem gelingt. Da aber auch für die gewählte dünne Verglasung der Nachweis nach Tabelle B2 gegeben ist, liegt der Berechnungsansatz deutlich auf der sicheren Seite (siehe Abb. 7, rote Balken).

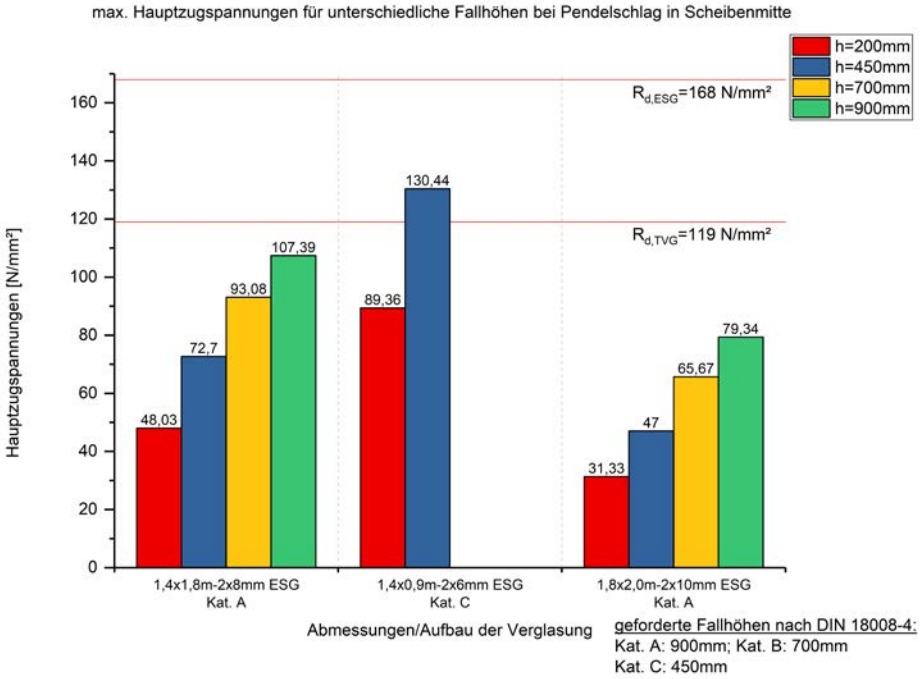


Abbildung 7: Maximale Hauptzugspannungen für verschiedene Verglasungen gem. DIN 18008 – 4 Tab. B2 unter Ansatz unterschiedlicher Fallhöhen

5 Zusammenfassung

Die Berechnungen des Stoßvorganges bei punktgehaltenen Verglasungen zeigen, dass sich Versuchsergebnisse sehr gut mittels einer volldynamisch transienten Analyse berechnen lassen. Diese Tatsache bildet eine sehr gute Grundlage für weitere Untersuchungen in diesem

Bereich. Dennoch ist eine solche Berechnung nur bedingt praxistauglich, da die Eingabe und Modellierung von dynamischen Problemstellungen in der Regel den üblichen Softwareumfang übersteigen. Daher sollen die gewonnenen Erkenntnisse in ein Bemessungskonzept einfließen, das derzeit entwickelt wird.

Literatur

[1] J. Schneider, Festigkeit und Bemessung punktgelagerter Gläser und stoßbeanspruchter Gläser, *Dissertation*, Technische Universität Darmstadt **2001**.

[2] R. Rück, G. E. Völkel, *Untersuchung von 4-seitig linienförmig gelagerten Scheiben bei Stoßbelastung*, *Forschungsbericht Nr. 25-30438*, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart **1999**.

[3] B. Weller, S. Reich, P. Krampe, *Stahlbau* **2011**, *80 (S1)*, 88 – 92. DOI: 10.1002/stab.201120011.

[4] J. Schneider, S. Schula, A. Burmeister, *Stahlbau* **2011**, *80 (S1)*, 81 – 87. DOI: 10.1002/stab.201120010.

[5] W. Struck, Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen, Vorschlag für ein Prüfverfahren, *BAM-Bericht Nr. 37* **1976**.

[6] S. A. Brendler, Rechnerisches Bemessungskonzept für absturzsichernde Glastafeln, *Dissertation*, TU Braunschweig **2007**.

[7] R. Rück, Stoßbeanspruchung einer vierseitig linienförmig gelagerten Verglasung durch menschliche Körper und Ersatzkörper, *Festschrift zum 60. Geburtstag von H.-W. Reinhardt* **1999**.

[8] R. Rück, *Tragverhalten von Mehrscheiben-Isolierglas: Verhalten eines vierseitig linienförmig gelagerten Zweischeiben-Isolierglasselements bei statischer und stossartiger Einwirkung unter Berücksichtigung der Scheibenkopplung*, Schriftenreihe Otto-Graf-Institut, Vol. 86, Universität Stuttgart, Stuttgart **2002**.

[9] A. Pacios Álvarez, S. Postigo Pozo, M. C. Huerta Gómez de Merodio, *Stahlbau* **2011**, *80 (S1)*, 61 – 66. DOI: 10.1002/stab.201120008.

[10] R. Rimböck, B. Eierle, *Bautechnik* **2012**, *89 (4)*, 249 – 256. DOI: 10.1002/bate.201100009.

[11] T. Pyttel, H. Liebertz, J. Cai, *International Journal of Impact Engineering* **2011**, *38 (4)*, 252 – 263. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2010.10.035.

[12] S. Postigo, A. Pacios, C. Huerta, *Bol. Soc. Esp. Ceram. Vidr.* **2011**, *50 (5)*, 273 – 278. DOI: 10.3989/cyv.362011.

[13] J. Pelfrene, J. Kuntsche, S. van Dam, W. van Paepegem, J. Schneider, *International Journal of Impact Engineering* **2016**, *88*, 61 – 71. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2015.09.008.

[14] Institut für Statik, *Abschlußbericht zur experimentellen und rechnerichen Bestimmung der dynamischen Belastung von Verglasungen durch weichen Stoß*, Bauforschung, T 2935, Fraunhofer-IRB-Verl., Stuttgart **2000**.

[15] F. Heyder, *Stahlbau* **2003**, *2003 (72)*, 52 – 57.

[16] S. A. Brendler, S. Schneider, *DIBt Mitteilungen 6/2004*.

Minisymposium
Bewertung der Robustheit von Tragwerken

Organisator:

- **Yuri Petryna**
  Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Zur Verknüpfung von Robustheit, Redundanz und Duktilität innerhalb der Zuverlässigkeit von Tragsystemen

Karsten Geißler, Gregor Korpas

Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau, Technische Universität Berlin

Zusammenfassung: Robustheit, Duktilität und Dauerhaftigkeit muss der Ingenieur neben der Berechnung bzw. Bemessung immer im Hinterkopf haben, wenn er ein Tragwerk entwirft. Robustheit ist die Fähigkeit des Tragwerkes, bei einer unplanmäßigen Einwirkung oder dem Ausfall eines bestimmten Bauteils nicht schlagartig zu versagen. Die Zuverlässigkeit eines Tragsystems ist abhängig von der Bauteil-Zuverlässigkeit, die durch die Bemessung gewährleistet wird, sowie von im System verfügbaren Redundanzen (dem Umlagerungsvermögen). Eine ausreichende Duktilität der betreffenden Bauteile ist dabei eine notwendige Bedingung für die Ausnutzung des Umlagerungsvermögens innerhalb des Tragsystems. Im Beitrag wird die Theorie zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit für die vorhandene Duktilität eines Bauteils für den allgemeinen Fall hybrider Bauteile angegeben und damit die theoretische Grundlage beschrieben, wie duktiles Verhalten gegenüber verformungsarmem Verhalten hinsichtlich der erforderlichen Sicherheitsbeiwerte abzustufen ist.

1 Einleitung

Durch die Tragwerksberechnung und Bemessung der einzelnen Bauteile wird die ausreichende Zuverlässigkeit des Tragsystems gegenüber Versagen gewährleistet. Sie beinhaltet mögliche Streuungen von Materialeigenschaften und Einwirkungen, aber auch Unsicherheiten der Modellbildung(en) und deckt gewisse Ungenauigkeiten, allerdings keine groben Fehler, bei Planung und Bauausführung ab. Grobe Fehler müssen durch ein Qualitätssicherungssystem eliminiert werden, das ganz wesentlich durch den Prüfingenieur (im Vier-Augen-Prinzip) umgesetzt wird. Weiterhin ist in diesem Zusammenhang eine regelmäßige Überwachung des Tragwerks während der Nutzungsphase (beginnend mit der ersten Abnahme auf der Baustelle) zur frühzeitigen Erkennung von Schäden anzuführen.

Rechnerisch beschrieben wird die Zuverlässigkeit mittels des Zuverlässigkeitsindex oder alternativ der Versagenswahrscheinlichkeit. Die Zuverlässigkeit muss dabei stets als operative Größe verstanden werden. Grundsätzlich sind die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT), der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Ermüdungssicherheit (GZE) hinsichtlich der mindestens erforderlichen Zuverlässigkeit zu unterscheiden. Normativ ist eine Modifizierung dieser Zielzuverlässigkeit entsprechend der möglichen Schadensfolgen vorgesehen, den sogenannten Schadensfolgeklassen. Daraus lassen sich die Zuverlässigkeitsklassen RC 1 bis RC 3 ableiten. Das Ziel bei der Festlegung der Zielzuverlässigkeit ist die Sicherstellung eines Optimums zwischen der Wahrscheinlichkeit eines Schadens mit dessen Auswirkung auf die Gesellschaft und der Wirtschaftlichkeit, d. h. einem möglichst effizienten und ressourcensparendem Bauen.

Tabelle 1 Ziel-Zuverlässigkeitsindizes für die einzelnen Grenzzustände [2]

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung	-	1,5 bis 3,8[1)]
Gebrauchstauglichkeit	3,0	1,5

[1)] abhängig von der Prüfbarkeit und Schadenstoleranz

Grundsätzlich stellt sich die Frage, inwieweit sich die bereits lange bekannten Zuverlässigkeitsanalysen für Bauteile bzw. das Tragsystem quantitativ mit den Eigenschaften Robustheit, Redundanz und Duktilität verknüpfen lassen. Nach Klärung der Begrifflichkeiten wird dazu am Beispiel des Stahlverbundträgers die Berechnung der Wahrscheinlichkeit der vorhandenen Duktilität erläutert. Letztere ist eine zentrale Bedingung für die Möglichkeit der Ausnutzung von Redundanzen innerhalb des Tragsystems, die wiederum einer zuverlässigkeitstheoretischen Analyse direkt rechnerisch zugänglich ist.

2 Begrifflichkeiten

Eines der Ziele bei der Planung muss es sein, ein möglichst robustes Bauwerk zu entwerfen [5]. Für viele Bauingenieure ist die Begrifflichkeit recht abstrakt, da eine Quantifizierung für die zahlreichen unterschiedlichen Tragwerke kaum möglich ist. Nachfolgend werden zunächst die wichtigsten Begriffe in diesem Kontext angesprochen, vgl. [1].

Robustheit

Allgemein ist Robustheit die Fähigkeit eines Tragwerks bei unplanmäßigen Einwirkungen, beispielsweise deutlicher Überbelastung, Anprall oder Bauteilausfall durch Terrorismus, nicht vollständig und/ oder mit Ankündigung zu versagen. Im Regelfall muss ein gewisses Umlagerungsvermögen innerhalb des Tragsystems vorhanden sein. Eine Schädigung kann sich z.B. durch eine deutliche Rissbildung oder große Verformungen ankündigen. Auch eine Überbemessung (natürlich in gewissen Grenzen) kann zu einem robusteren Bauwerk führen. In [6] ist ein quantitativer Lösungsansatz angegeben. Der Term unterscheidet den Überlastungsfaktor ρ^* und den Schädigungseinfluss $D(\lambda)$. Der Überlastungsfaktur beinhaltet die rechnerischen Reserven im Bauteil sowie weiterhin Systemreserven beispielsweise

durch Bildung von plastischen Gelenken und anschließender Momentenumlagerung. Der Schädigungseinfluss beinhaltet den Versagenspfad. Es wird dabei grundsätzlich zwischen einem progressiven oder alternativ langsamen, sich ankündigendem Versagen, unterschieden.

$$R = \rho^* \cdot D(\lambda) \text{ mit } \rho^* = \frac{\lambda_{fail}}{\lambda_{design}} \tag{1}$$

Redundanz

Redundanz ist ein Teilaspekt der Robustheit innerhalb des Überlastungsfaktors. Ein redundantes Tragsystem versagt nicht sofort bei Ausfall eines oder auch mehrerer seiner Einzelkomponenten (Bauteile). Statisch unbestimmte Systeme ermöglichen vor allem durch Bildung von plastischen Gelenken Momentenumlagerungen im Tragwerk. Grundvoraussetzung hierfür ist eine ausreichende Rotationskapazität der Querschnitte (bzw. ausreichende Duktilität) an den Stellen der plastischen Gelenke.

Duktilität

Duktilität beinhaltet eine Aussage über das Verformungsvermögen der Querschnitte oder Querschnittsteile. Dabei können Materialien (Spannungs-Dehnungs-Beziehung), Querschnitte (Momenten-Krümmungs-Beziehung), Anschlüsse (Momenten-Rotations-Beziehung) und Tragwerke (Last-Verformungs-Beziehung) beschrieben werden. Man unterscheidet in ein plötzliches Versagen ohne Ankündigung (oft ingenieurmäßig als sprödes Verhalten bezeichnet, obgleich der Begriff spröde eher einer Materialeigenschaft zuzuordnen ist), ein verformungsarmes Verhalten und ein duktiles Verhalten, welches große Verformungen vor dem Versagen beinhaltet. Eine „ausreichende Duktilität“ ist die Voraussetzung für die Bildung plastischer Gelenke als häufigen Fall bei der Ausnutzung von Systemreserven.

Dauerhaftigkeit

Dauerhaftigkeit ist die Voraussetzung zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks während der gesamten Nutzungsdauer. Dauerhaftigkeit kann bspw. durch Wahl bestimmter Baustoffe entsprechend der Umweltbedingungen, Begrenzung von maximalen Spannungen und oder Rissbreiten, Beachtung konstruktiver Regeln wie Oberflächenbewehrungen sowie Betondeckungen oder die Sicherstellung einer ordnungsgemäßen Entwässerung gewährleistet werden.

3 Ausreichend duktiles Bauteilverhalten – normative Regelungen

Ausreichend duktiles Bauteilverhalten ist die notwendige Voraussetzung für die rechnerische Berücksichtigung von im System vorhandenem Umlagerungsvermögen (Redundanz) durch Fließgelenke, die meist Momentengelenke sind. Die nach Bildung des Fließ- bzw. plastischen Gelenkes (welches im neuen System erhalten bleibt) durch weitere Laststeigerungen verursachte zusätzliche Verdrehung (Rotationsanforderung oder -bedarf) muss durch das Bauteil in diesem Bereich verfügbar sein (Rotationsvermögen). Entsprechend ist die zeitliche Abfolge (Versagenspfad) der einzelnen Fließgelenkbildungen wichtig.

Die Fließgelenktheorie zur Ermittlung der Systemtraglast existiert seit etwa 60 Jahren, s. z. B. [9], [10]. Für die Berechnung der Traglast gilt, dass die von den äußeren Einwirkungen geleistete Arbeit genauso groß ist wie die Arbeit der plastischen Momente in den Fließgelenken. Je höher der Grad der statischen Unbestimmtheit (bei ausreichend duktilem Verhalten im Bereich der Fließgelenke), desto größer sind die Traglastreserven gegenüber der elastischen Berechnung. Rechnerische Kriterien für ausreichende Duktilität gibt es seit längerem auch normativ für Bauteile des Stahlbaus [4] sowie Stahlbetonbaus [3]. Duktiles Bauteilverhalten ist dabei für Stahlbauteile über eine Zuordnung typischer Querschnitte in eine der vier Querschnittsklassen geregelt, s. Bild 1. Für Querschnitte der Klasse 1 kann ohne weitere Berechnung ein ausreichendes Verformungs- bzw. Rotationsvermögen für die Bildung von Fließgelenken vorausgesetzt werden.

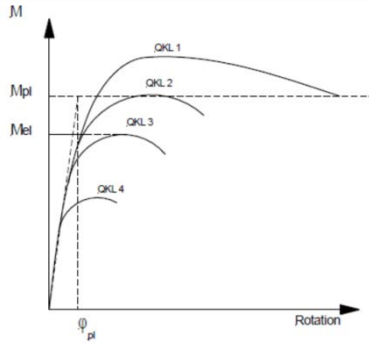
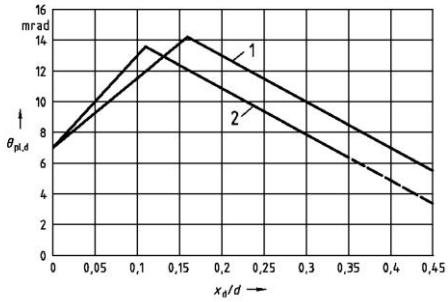


Bild 1 Prinzipielles Momenten-Rotations-Verhalten für die Querschnittsklassen 1 bis 4

Die ausreichende Duktilität für ein Fließgelenk im Stahlbetonbau basiert auf dem zunächst allgemeinen Kriterium, dass der Rotationsbedarf Θ_{erf} kleiner als die Rotationsfähigkeit bzw. -vermögen Θ_{pl} sein muss. Das plastische Rotationsvermögen wird aus dem Produkt von plastischen Krümmungen und Länge des plastischen Bereiches berechnet, siehe z. B. [11]. Die in der Literatur teilweise angegebene Näherung für die Länge des plastischen Gelenkes $L_{pl} \approx$ d .. 2·d kann problematisch sein, da ein reines Biegerissgelenk eine deutlich geringere Längenausdehnung und damit ein geringeres Rotationsvermögen als ein Schubrissgelenk an einem Innenstützbereich mit schrägen Biege-Schubrissen aufweist. Eine bessere Lösung bietet immer die Integration der berechneten Krümmungen über der gesamten Länge des plastischen Bereiches.

Die plastische Krümmung ist für die maximale Beanspruchung als Differenz der Gesamtkrümmung, die zur Bruchkrümmung im maßgebenden Schnitt führt, und der gerade bei Fließbeginn der Bewehrung auftretenden elastischen Krümmung zu berechnen. Für die Bruchkrümmung kann je nach Querschnitt und Bewehrungsgrad das Versagen des Betons in der Druckzone oder der Bewehrung in der Zugzone maßgebend werden.

Die bezogene Druckzonenhöhe sollte möglichst mit $x / d = 0{,}35$ (maximal mit 0,45) begrenzt werden, da die Rotationsfähigkeit mit zunehmender Druckzonenhöhe stetig abfällt. In Bild 2 ist der typische Verlauf der plastischen Rotationsfähigkeit über der bezogenen Druckzonenhöhe dargestellt, wobei links vom Hochpunkt Stahlzugversagen und rechts (verformungsarmer) Betondruckbruch zu verzeichnen ist. Eine ähnliche Darstellung erhält man bei Abtragen des Bewehrungsgrades auf der Abszisse.



Legende
1 für C12/15 bis C50/60
2 für C100/115

Bild 2 Grundwert der plastischen Rotationsfähigkeit für Stahlbetonbauteile nach EC 2-1-1 [3]

Allgemeingültige Kriterien für ausreichend duktiles Verhalten von Bauteilen beliebiger Materialkombinationen sind derzeit nicht bekannt. Sie sind auch schwer anzugeben, denn das Rotationsvermögen hängt neben den Materialparametern zusätzlich von der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ab – diese kann einen wesentlichen Beitrag zur Gesamtverformung des Hybridträgers leisten.

4 Vorhandene Duktilität des Stahlverbundträgers

Nachfolgend wird die Berechnung der vorhandenen Duktilität am Beispiel eines Stahlverbundträgers als typischem Hybridträger erläutert. Dazu wird zunächst ein Algorithmus zur deterministischen Berechnung des Last-Verformungs-Verhaltens auf Querschnitts- und Bauteilebene beschrieben. Dieser ist notwendig, da eine rein elastische und eine rein plastische Betrachtung das Verformungsverhalten natürlich nur punktuell widerspiegelt, benötigt wird aber die gesamte Verformungscharakteristik. Die Betrachtung auf Bauteilebene wird notwendig, da die Verbundfuge sogar bei vollständiger Verdübelung einer Verformungsbeziehung folgt und nicht allgemein als starr angenommen werden kann. Im Anschluss an die deterministische Analyse des Verbundträgers wird die zuverlässigkeitstheoretische Berechnung von dessen Verformungsverhalten erläutert. Abschließend wird ein allgemeingültiger Vorschlag der erforderlichen Duktilität für die Möglichkeit von Fließgelenken und damit der Ausnutzung von Redundanzen im Tragsystem unterbreitet.

4.1 Last-Verformungs-Verhalten des Stahlverbundträgers

Das Last-Verformungs-Verhalten ist auf folgenden drei Ebenen a-c zu diskutieren:

a) auf der Basis des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der unterschiedlichen Materialien,

b) auf der Basis des Querschnittsverhaltens abhängig von Querschnittsform, Materialien und Spannungsumlagerungen im Querschnitt aufgrund plastischen Verhaltens in den einzelnen Querschnittsteilen

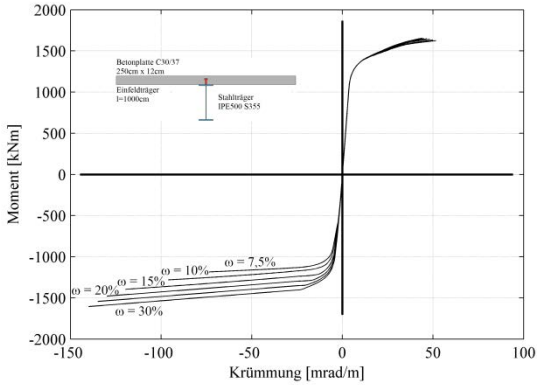


Bild 3 Querschnittsverhalten des Stahlverbundträgers - Momenten-Krümmungs-Beziehung

c) auf der Basis des Trägerverhaltens in Form von Last-Verformungs-Kurven

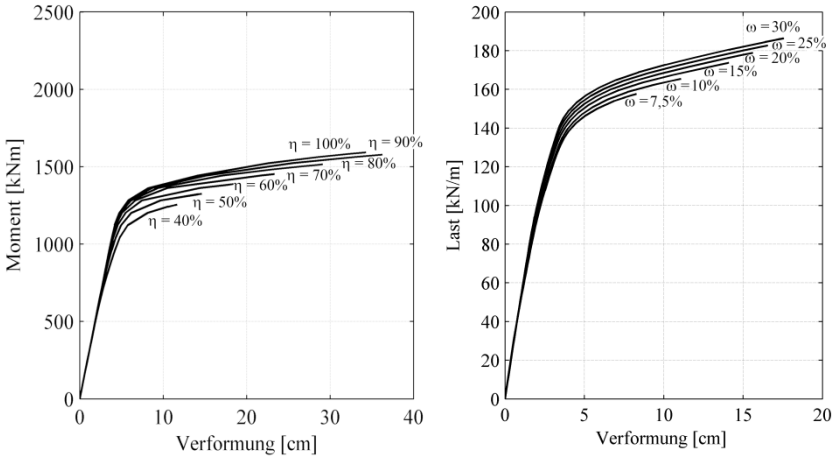


Bild 4 Last-Verformungs-Kurven für einen einfeldrigen Stahlverbundträger mit unterschiedlichem Verdübelungsgrad η und einen zweifeldrigen Stahlverbundträger (letzterer mit dem Systemwechsel durch das plastische Gelenk)

Der Verlauf der Umlagerungen kann in mehrere Bereiche unterteilt werden (s. Bild 5 links). Die Umlagerung ist nachfolgend definiert als Quotient der Momente nach der E-Theorie mit einer konstanten Steifigkeitsverteilung und den tatsächlichen inneren Momente im Querschnitt nach Umlagerung durch Steifigkeitsunterschiede. Zunächst verhält sich das System umlagerungsfrei. Danach beginnt bei Rissbeginn und daraus resultierender Steifigkeitsreduzierung des Innenstützbereichs die Momentenumlagerung. Wird die Last weiter erhöht, beginnt zunächst der Untergurt und anschließend der Obergurt im Stützbereich zu fließen. Dies hat eine weitere Steifigkeitsreduzierung zur Folge. Mit dem zusätzlichen Fließgelenk in Feldmitte steigt die Verformung überproportional an (s. Bild 5 rechts).

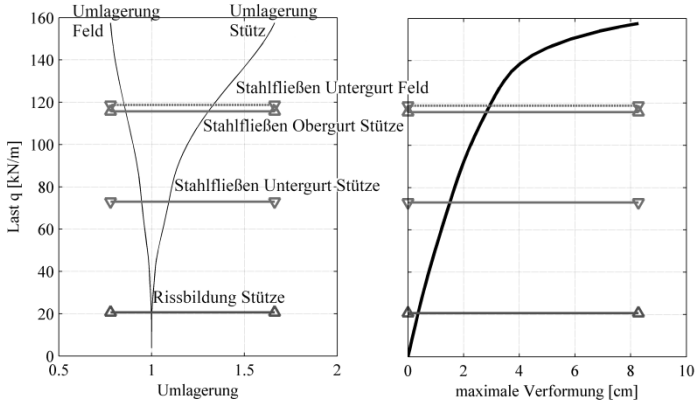


Bild 5 Last-Verformungs-Verhalten und Umlagerungsvermögen des Stahlverbundträgers

4.2 Probabilistische Analyse

Die vorab erläuterten Berechnungen für den Stahlverbundträger werden nach dem Monte-Carlo-Prinzip mit streuenden Materialeigenschaften vielfach durchgeführt. Die Ergebnisse für den Versagensfall sind als Punktwolken dargestellt, s. Bild 6.

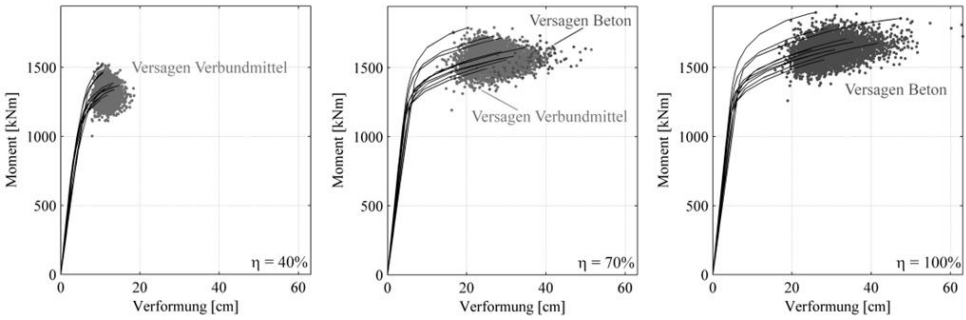


Bild 6 Ergebnisse probabilistischer Berechnungen für den Stahlverbund-Einfeldträger

4.3 Kriterien für die erforderliche Duktilität von Hybridträgern

Ein allgemeingültiger Vorschlag zur erforderlichen Duktilität bzw. erforderlichen Rotationskapazität von Hybridträgern ist aufgrund der Vielzahl der Materialkombinationen und Verbundfugeneigenschaften schwierig. Folgend werden zwei Ansätze diskutiert:

a) Vergleichende Beurteilung der statistischen Ergebnisse durch einfache Kriterien der Verformungs- bzw. Rotationscharakteristiken.

   Es werden zwei gleichzeitig zu erfüllende Abgrenzungskriterien zur Charakterisierung ausreichend duktilen Verhaltens vorgeschlagen (vgl. Bild 7 und [8]):

   Kriterium 1: $$\mu(w_{pl}) - 1{,}5 \cdot \sigma(w_{pl}) \geq 2 \cdot w_s \qquad (1)$$

   $\mu(w_{pl})$ Mittelwert der Verformungen bei (plastischem) Versagen w_{pl}
   $\sigma(w_{pl})$ Standardabweichung von w_{pl}

w_s elastische Verformung an der Fließgrenze

Kriterium 2: $\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$ 10 (2)

α_1 Anstieg der (mittleren) elastischen Anfangsverformung

α_2 Anstieg der Flächenhalbierenden der Versagensellipse

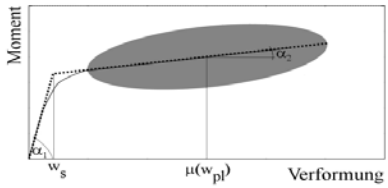


Bild 7 Kriterien der Biegemoment-Verformungs-Kurven aus probabilistischer Berechnung

Das Kriterium 1 drückt den Abstand der Fraktilwerte der plastischen zur elastischen Verformbarkeit des Trägers aus. Gleichzeitig muss Kriterium 2 erfüllt sein, das die Verformbarkeit im plastischen Bereich kennzeichnet.

b) Direkte zuverlässigkeitstheoretische Auswertung der ermittelten statistischen Verteilung für die plastische Rotationsfähigkeit Θ_{pl} durch Gegenüberstellung mit dem Rotationsbedarf Θ_{erf} :

$$g = \Theta_{pl} - \Theta_{erf} = 0 \quad (3)$$

mit $\Theta_{pl} = \Theta_{ges} - \Theta_{el}$

Im Ergebnis ergibt sich eine Wahrscheinlichkeit, mit der die Grenzzustandsgleichung erfüllt ist. Die Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex β_{erf} dieses Nachweises sind noch zu diskutieren, vorgeschlagen wird zunächst β_{erf} = 1,65.

In Bild 8 sind beispielhaft Ergebnisse für einen Stahlverbund-Einfeldträger mit der Stützweite 10 m dargestellt. Die statistischen Kennwerte für den Versagenszustand resultieren hier aus jeweils 10.000 Berechnungen. Jeder rote Punkt in den Teilbildern zeigt einen Versagensfall. Die Auswertung der beiden Kriterien ergibt erwartungsgemäß, dass der Stahlverbundträger sehr duktil ist und im betrachteten Fall des positiven Biegemomentes über eine ausreichende plastische Rotationsfähigkeit verfügt.

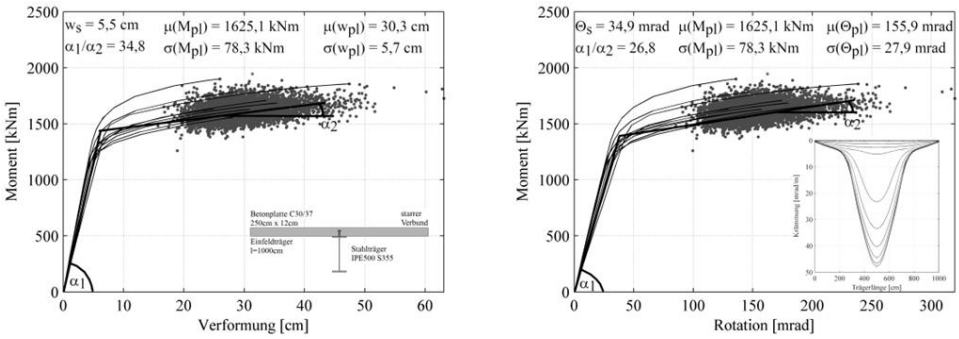


Bild 8 Biegemoment-Verformungs-Kurven (links) sowie Biegemoment-Rotations-Kurven (rechts) eines Stahlverbundträgers bis zum Versagen, jeweils 10.000 Simulationsrechnungen

Der Nachteil der vereinfachten Einstufung ist der Nichteinbezug der vom System abhängigen quantitativen Rotationsanforderung. Zur expliziten Berücksichtigung dieser kann eine direkte Auswertung der Grenzzustandsgleichung unter Berücksichtigung der statistischen Kennwerte der Rotationsfähigkeit vorgenommen werden (Methode b). Aus diesem Nachweis der ausreichenden Duktilität bei einer Rotationsanforderung von beispielsweise 22 mrad, die man zusätzlich als verteilte Größe formulieren kann, ergibt sich hier der Zuverlässigkeitsindex für die Rotationskapazität des Stahlverbundträgers zu $\beta_{vorh} = 7{,}9$.

Durch die probabilistische Auswertung der Duktilität ist ein direkter quantitativer Zugang dieser verteilten Größe in die Berechnung der Zuverlässigkeit des Tragsystems mit gegebenenfalls innerer Redundanz gegeben.

Literatur

[1] DIN 1055-100:2001-3: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept. Beuth-Verlag, Berlin, 2001

[2] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung Beuth-Verlag, Berlin, 2010

[3] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung, Beuth-Verlag Berlin

[4] DIN EN 1993-1-1: 2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung, Beuth-Verlag Berlin

[5] GEIßLER, K. Sicherheit, Robustheit, Duktilität, Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Tragwerke – Eine Grundsatzdiskussion. Stahlbau 88, H. 3, 2019, S. 270-293

[6] HARTE, R.; KRÄTZIG, W. B.; PETRYNA, Y. S. Die Robustheit von Tragwerken – ein vergessenes Entwurfsziel? Bautechnik 84, H. 4, 2007, S. 225-234

[7] GEIßLER, K.; KORPAS, G. Ermittlung der Sicherheitselemente bei der verformungsorientierten Bemessung von hybriden Trägern. Stahlbau 87, H. 2, 2018, S. 115-127

[8] KORPAS, G. Beitrag zur Ermittlung der Sicherheitselemente bei der verformungsorientierten Bemessung von hybriden Trägern, Dissertation TU Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, 2019

[9] GIRKMANN, K. Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken, Der Stahlbau, Heft 16, 1932

[10] ROIK, K.; LINDNER, J. Einführung in die Berechnung nach dem Traglastverfahren, Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1972

[11] KÖNIG, G.; POMMERENING, D.; TUE, N. V. Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 492, 1999

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Ein Verfahren zur Quantifizierung der Robustheit von Tragwerken

Yuri Petryna

Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

Zusammenfassung: Die Robustheit ist für Tragwerke extrem wünschenswert. Allerdings fehlt für diese Tragwerkseigenschaft bislang eine allgemein akzeptierte Definition und Instrumente ihrer Quantifizierung beim Entwurf. Dieser Beitrag analysiert einige in der Literatur bekannte Definitionen von Robustheit und stellt anschließend seine eigene, mechanisch geprägte Definition zur Diskussion. Das Verfahren wird anhand eines Beispiels aus dem Konstruktiven Ingenieurbau illustriert.

1 Einleitung

Die Reaktion von Tragwerken auf ungewöhnliche oder extreme Einwirkungen kann sehr unterschiedlich ausfallen. Manche bleiben weitgehend frei von Schädigungen, den Anderen droht der plötzliche Verlust der Tragfähigkeit. Die Robustheit für Tragwerke ist in der Praxis wünschenswert. Allerdings fehlt für diese Tragwerkseigenschaft eine allgemein akzeptierte Definition und Instrumente ihrer Quantifizierung beim Entwurf. Unter zahlreichen wissenschaftlichen Diskussionen wird in diesem Beitrag auf die ausführliche Analyse der Problematik in [1] und [2] verwiesen. Robustheit wird dementsprechend als Tragwerkseigenschaft definiert, die ermöglichtes, auf die unerwarteten Schäden oder Veränderungen im Tragwerk angemessen zu reagieren bzw. diese ohne (progressives) Versagen zu überstehen. Darin ist wichtig zwischen den planmäßigen und unerwarteten Einwirkungen zu unterscheiden, die zusammenwirkend ein Versagen verursachen oder auch nicht. Für die Robustheit eines Tragwerks sind mehrere Aspekte verantwortlich, wie in [1] ausführlich erläutert. Die meisten Hinweise enthalten dabei die Regeln einer guten konstruktiven Ausbildung und Ausführung, lassen aber eine quantitative Überprüfung des Ergebnisses bei der Tragwerksplanung in der Regel nicht zu. Manche Vorschläge verbinden Robustheit mit Duktilität, wie in [3], die anderen, wie in [1],[2] warnen explizit davor Robustheit mit Duktilität zu verwechseln. Dieser Beitrag stellt seine eigene, mechanisch geprägte Definition der Robustheit zur Diskussion, die eine Quantifizierung beim Entwurf ermöglicht. Der Vorschlag wird anhand eines repräsentativen Beispiels aus dem Konstruktiven Ingenieurbau illustriert.

2 Definition und Quantifizierung von Robustheit

Robustheit eines Tragwerks wird als Eigenschaft definiert, unter planmäßigen bzw. ständigen Einwirkungen nicht zu versagen im Falle eines unerwarteten Schadens bzw. einer unerwarteten Veränderung im System oder in seinen Einzelteilen. Daher kann die Robustheit einerseits durch die Reduktion der Traglast in Bezug auf die planmäßigen Einwirkungen quantifiziert werden, beispielsweise durch das Verhältnis von Lastfaktoren λ_D/λ_0. Hier bezeichnen λ_0 den Versagenslastfaktor des Originalsystems und λ_D den Versagenslastfaktor im geschädigten System, beide in Bezug auf die gleichen planmäßigen Einwirkungen.

Jeder Schaden am Tragwerk, wie beispielsweise ein Riss oder plastische Verformung, beeinflusst in der Regel seine Steifigkeit und Festigkeit, und somit auch die Deformationsfähigkeit und Versagensmechanismen. Das Maß der Schwächung oder Schädigung des Tragwerks zeigt sich in der Erhöhung der damit verbundenen Formänderungsarbeit unter vorgegebener Einwirkung und zwar unabhängig davon, ob es eine Schädigung oder plastische Deformation, eine Lagersetzung oder andere strukturelle Veränderung sei. Eine Schädigung erfordert für ihre Realisierung zusätzliche Energie. Daher kann das Ausmaß des Schadens durch die Erhöhung der gesamten Formänderungsarbeit indirekt quantifiziert werden.

Um das Maß der Verletzbarkeit relativ zu definieren, bietet sich das Verhältnis der Traglast zu der Formänderungsarbeit, z.B. λ_0/W_0, wobei λ_0 den Lastfaktor und W_0 die Formänderungsarbeit am Tragwerk bei diesem Lastfaktor bezeichnen. λ_0/W_0 quantifiziert indirekt die integrale Verformbarkeit des Tragwerks. Zum Zweck der Quantifizierung von Robustheit kann die Veränderung der Verformbarkeit infolge eines Schadens eine Auskunft über das Ausmaß des Schadens liefern.

Zusammenfassend wird vorgeschlagen, die Robustheit durch folgende Formel zu quantifizieren:

$$R = \frac{\lambda_D}{\lambda_0}\left(\frac{\lambda_D}{W_D}\frac{W_e}{\lambda_e}\right), \tag{1}$$

wobei λ_D und λ_0 die Versagenslastfaktoren in dem ungeschädigten und geschädigten System in Bezug auf die gleichen planmäßigen Einwirkungen bezeichnen; λ_e und W_e den Lastfaktor und die korrespondierende Formänderungsarbeit bei beliebigem linear-elastischem Verhalten des Originalsystems unter gleicher Einwirkung; W_D bezeichnet die Formänderungsarbeit des geschädigten Systems beim Lastfaktor λ_D. Aus (1) wird ersichtlich, dass der Klammerausdruck ein Verhältnis der Verformbarkeit in einem ungeschädigten und einem geschädigten Zustand darstellt, die mittels der Formänderungsarbeit bewertet wurden.

Diese Definition liefert den Wert $R = 1$ im Fall, wenn Traglast und die Formänderungsarbeit sich infolge eines Schadens nicht ändern. Die Robustheit tendiert gegen $R = 0$, wenn die Traglast stark abfällt oder der Schaden viel zu große Formänderungsarbeit verursacht. Damit liegt das relative Maß der Robustheit immer im Intervall $[0,1]$. Für die Berechnung der Robustheit ist erforderlich die Formänderungsarbeit eines Tragwerks unter vorgegebener Belastung, linear oder nichtlinear, im elastischen oder im Versagenszustand zu berechnen. Das ist eine auf jeden Fall machbare Aufgabe.

3 Beispiel

Zur Illustration des vorgeschlagenen Robustheitsmaßes werden zwei Portalrahmen aus Stahl betrachtet, die unter vertikaler und horizontaler Lasteinwirkung stehen. Beide Rahmen sind konstruktiv gleich ausgebildet. Der einzige Unterschied besteht in der Steifigkeit des Riegels (Abb. 1). Die Robustheit der Rahmen wird im Hinblick auf die Versagenslast und den Versagensmechanismus bei gleichen vorgegebenen Einwirkungen und einem unerwarteten Schaden am Auflager analysiert und bewertet. Daraus lässt sich ein Vergleich der beiden Tragkonstruktion direkt ableiten.

3.1 Tragwerk und Belastung

Das Tragwerk besteht aus zwei Stützen, die unverschieblich gelenkig gelagert sind, und einem biegesteif angeschlossenen Riegel (Abb. 1). Es werden insgesamt zwei baugleiche Rahmen betrachtet und verglichen. Beide Rahmen bestehen aus Stahl mit dem Elastizitätsmodul $E = 200000\ MPa$. Die Stützen der beiden Rahmen weisen das Profil HEB 200 auf. Der Riegel von Rahmen 1 besitzt dasselbe Profil HEB 200, derjenige von Rahmen 2 das Profil HEB 500 und ist damit deutlich steifer.

Die Belastung besteht aus einer vertikalen Kraft $P_V = 0.02\ MN$ in der Mitte des Riegels und einer horizontalen Last $P_H = 0.01\ MN$ am linken Rand des Riegels. Dieser Lastfall, auch als Bemessungslastfall bezeichnet, wird mit einem Lastfaktor λ proportional bis zum Versagen gesteigert. In diesem Beitrag werden ausschließlich die statische Beanspruchung und das statische Verhalten bis zum Versagen betrachtet. Dynamische Effekte und deren Einfluss auf die Robustheit sind explizit ausgeschlossen.

3.2 Nichtlineare Berechnung, Traglast und Versagensmechanismen

Unter vorgegebener Belastung können sich entweder ein Materialversagen oder ein Stabilitätsversagen ergeben. Die vorläufige Untersuchung zeigte, dass ein Materialversagen durch inakzeptable plastische Verformungen deutlich früher zustande kommt als ein Stabilitätsversagen. Damit wird auf die Stabilitätsanalyse in diesem Beitrag verzichtet.

Das Versagen von beiden Rahmentragwerken unter vorgegebener Belastung kommt durch die Ausbildung von 2 Fließgelenken und damit von einer kinematischen Kette zustande. Die nichtlineare Berechnung kann in diesem Fall im Rahmen der Fließgelenktheorie erfolgen. Es wird dabei einfachheitshalber angenommen, dass das plastische Moment eines Querschnitts dem Erreichen der Fließspannung an den äußeren Fasern entspricht. Der Unterschied zu dem vollplastischen Moment des Querschnitts mit dem Profil HEB kann quantitativ zwar bis zu 30% betragen, beeinflusst aber die bevorstehende Analyse qualitativ nicht.

Die Berechnung der beiden Rahmentragwerke erfolgt in zwei Schritten. Zunächst wird eine lineare Analyse durchgeführt, um festzustellen bei welchem Lastfaktor und an welchem Ort sich das erste Fließgelenk ausbildet. Dann wird das statische System entsprechend modifiziert und eine zweite lineare Berechnung wird durchgeführt. Daraus wird ermittelt, bei welchem Lastfaktor und an welchem Ort sich das zweite Fließgelenk ausbildet. Dieser Zustand entspricht auch der Ausbildung einer kinematischen Kette und dem globalen

Versagen des Systems. Der entsprechende Lastfaktor λ definiert auch die Versagenslast, d.h. die Kombination bzw. die Skalierung der vorgegebenen Einzellasten beim Versagen.

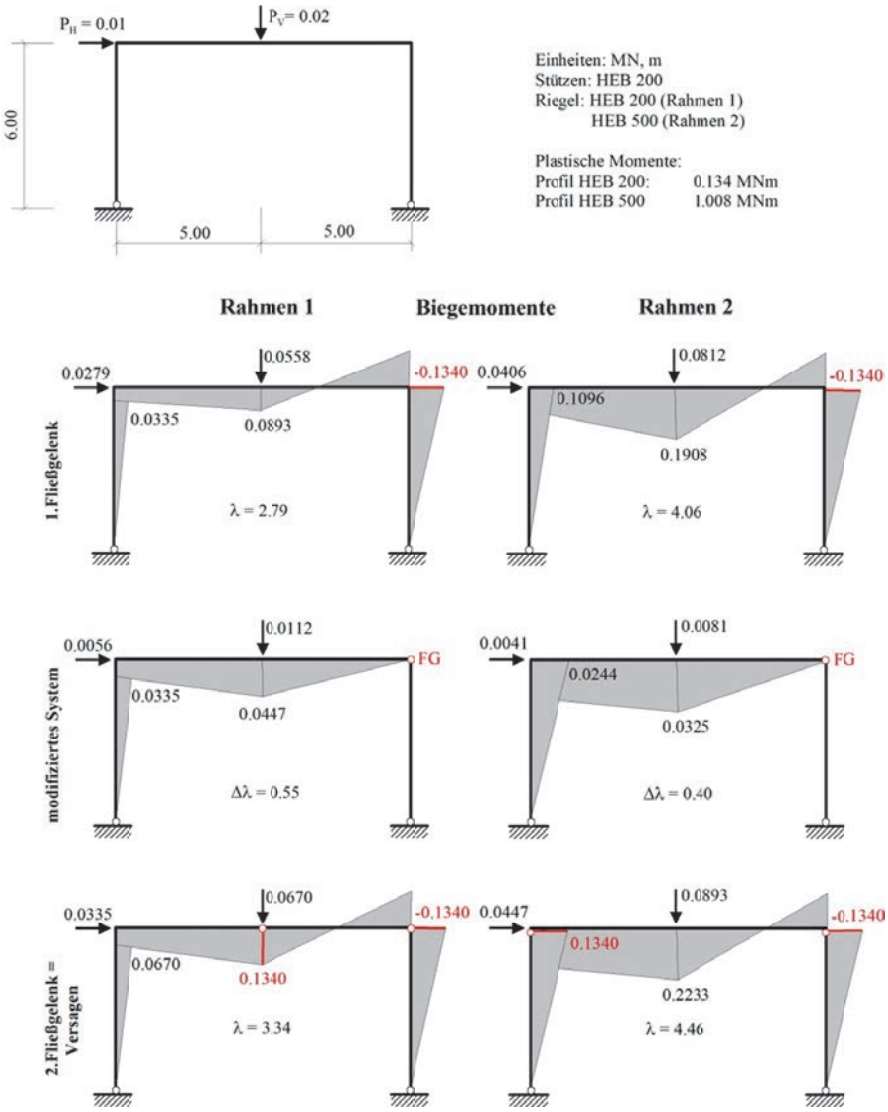


Abbildung 1: Nichtlineare schrittweise Berechnung und Traglastermittlung mittels Fließgelenkverfahrens

Die skizzierten Berechnungsschritte sind in Abb. 1 für die beiden Rahmentragwerke selbsterklärend dargestellt. Die Orte der Fließgelenke und die entsprechende Werte der plastischen Momente sind rot markiert. Die Berechnung kann manuell oder mit Hilfe der linearen Finite-Elemente-Methode erfolgen und befindet sich im Rahmen von typischen Aufgaben bei der Tragwerksplanung.

Aus Abb. 1 wird sofort ersichtlich, dass die Versagensmechanismen der beiden Rahmen

sich unterschieden. Rahmen 1 bildet Fließgelenke in der rechten Stütze und im Riegel aus, während Rahmen 2 durch die Ausbildung von zwei Fließgelenken an den Anschlüssen der beiden Stützen mit dem steifen Riegel versagt.

Zusätzlich zu der Ermittlung der Traglast werden die charakteristischen Verschiebungen an den Orten und in der Richtung der Lasteinwirkung berechnet. Hier werden sie konform zu den Einzelkräften P_H und P_V mit V_H und V_V bezeichnet.

3.3 Tragverhalten bei unerwartetem Lagerschaden

Die Robustheit der beiden Rahmentragwerke wird hier in Bezug auf ein unerwartetes Versagen des rechten Lagers betrachtet, das eine horizontale Verschiebung ermöglicht. Dieser Schaden ist beträchtlich aber nicht untypisch. Er führt zu einer Veränderung des statischen Systems, d.h. aus einem einfach statisch unbestimmten entsteht ein statisch bestimmtes System (Abb. 2).

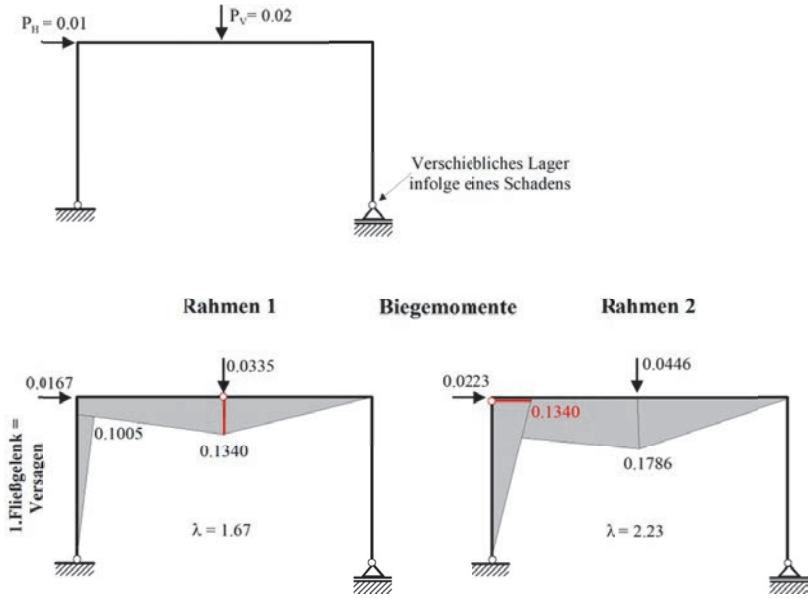


Abbildung 2: Traglastermittlung im Fall eines verschieblichen Lagers (Lagerschaden)

Die Berechnung bis zum Versagen vereinfacht sich zu einem einzigen Schritt mit der Ermittlung des Lastfaktors und des Ortes für die Ausbildung des ersten Fließgelenks. Die entsprechenden Angaben sind Abb. 2 zu entnehmen. Auch hier wird der Unterschied im Versagensmechanismus deutlich. Das Fließgelenk in Rahmen 1 entsteht im Riegel, dasjenige in Rahmen 2 an der Anschlussstelle der linken Stütze zum Riegel.

3.4 Bewertung und Vergleich der Robustheit

Die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen sind für Rahmen 1 in Tab. 1 und für Rahmen 2 in Tab. 2 zahlenmäßig zusammengefasst. Neben den Lastfaktoren λ sind die absoluten Werte der beiden wirkenden Lasten P_H, P_V und die zugehörigen Verschiebungen

V_H, V_V angegeben. Dabei sind Ergebnisse der beiden Berechnungen, ohne und mit dem Schaden am rechten Lager, aufgeführt. Die entsprechenden Last-Verschiebungs-Diagramme sind Abb. 3 zu entnehmen.

Rahmen 1 ohne Schaden					
Lastfaktor λ	P_H [MN]	P_V [MN]	V_H [mm]	V_V [mm]	Arbeit [MNm]
2,79	0,0279	0,0558	161,7	47,5	3,5819
3,35	0,0334	0,0669	292,5	86,3	9,9786
Rahmen 1 mit Lagerschaden					
Lastfaktor λ	P_H [MN]	P_V [MN]	V_H [mm]	V_V [mm]	Arbeit [MNm]
1,67	0,0167	0,0335	392,4	116,4	5,2336

Tabelle 1: Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung für Rahmen 1

Rahmen 2 ohne Schaden					
Lastfaktor λ	P_H [MN]	P_V [MN]	V_H [mm]	V_V [mm]	Arbeit [MNm]
4,06	0,0406	0,0812	134,0	7,3	3,0184
4,465	0,0446	0,0893	163,4	8,9	4,0431
Rahmen 2 mit Lagerschaden					
Lastfaktor λ	P_H [MN]	P_V [MN]	V_H [mm]	V_V [mm]	Arbeit [MNm]
2,23	0,0223	0,0446	161,4	8,3	1,9879

Tabelle 2: Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung für Rahmen 2

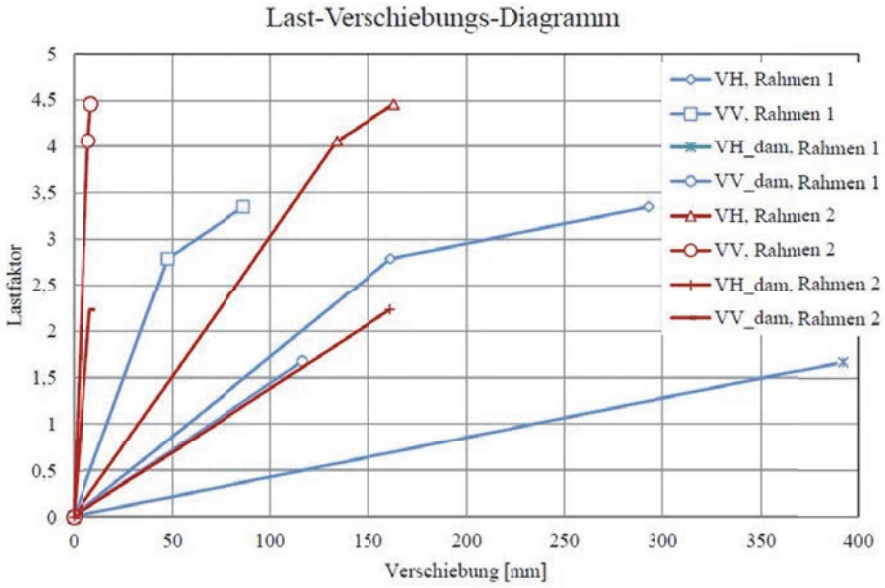


Abbildung 3: Ergebnisse nichtlinearer Berechnungen in Form von Last-Verschiebungs-Diagrammen für alle Szenarien

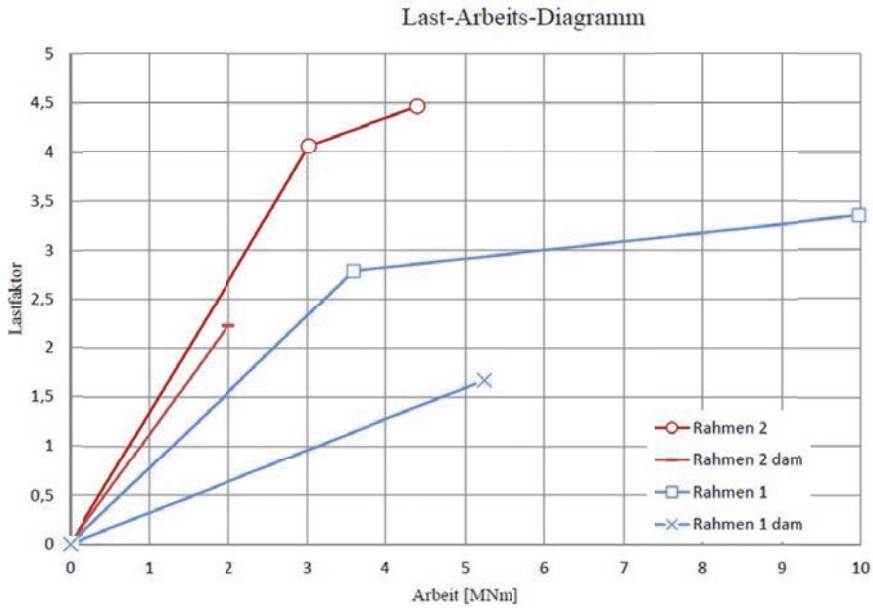


Abbildung 4: Vergleich der Formänderungsarbeit für Rahmen 1 und 2 mit und ohne Schaden

Daraus wird unmittelbar ersichtlich, dass Rahmen 2 deutlich steifer reagiert und eine höhere Traglast aufweist. Rahmen 1 ist dagegen deutlich duktiler im Verhalten und erfährt wesentlich größere Verschiebungen bis zum Versagen als Rahmen 2.

Aufgrund der vorhandenen Kraft-Verschiebungs-Kurven (Tab. 1,2, Abb. 3) ist es möglich, die gesamte äußere Formänderungsarbeit bzw. die Deformationsenergie als die Fläche unter den jeweiligen Last-Verschiebungs-Diagrammen zu berechnen. Abb. 4 zeigt die entsprechenden Ergebnisse, aufgetragen gegen den Lastfaktor in charakteristischen Zuständen. Auch hier ist das duktilere Verhalten von Rahmen 1 leicht zu erkennen. Die Deformationsenergie im Versagenszustand bei Rahmen 1 ist mehr als doppelt so hoch wie bei Rahmen 2, trotz der kleineren Traglast.

Die Berechnung der Deformationsenergie ist zwar heute in der Bemessungspraxis nicht erforderlich, stellt aber keine grundsätzliche Schwierigkeit dar, weil die Daten für die äußeren Lasten und Verschiebungen vorhanden sind. Interessanterweise wird die Deformationsenergie bei den Finite-Elemente-Berechnungen, zumindest im Hintergrund, in der Regel automatisch als die innere Arbeit bei jedem Element und im Gesamtsystem erfasst. Diese Angaben könnten somit ebenfalls zur Verfügung gestellt werden, sowohl bei linearen als auch nichtlinearen Berechnungen.

Entsprechend dem in Abschnitt 2 formulierten Maß ergeben sich folgende Resultate für die Robustheit bei Rahmen 1 und 2 in Bezug auf das Verhalten beim unerwarteten Lagerschaden:

$$R_1 = \frac{\lambda_D}{\lambda_0}\left(\frac{\lambda_D}{W_D}\frac{W_e}{\lambda_e}\right) = \frac{1.67}{3.34}\left(\frac{1.67}{5.23}\frac{3.58}{2.79}\right) = 0.205, \tag{2}$$

$$R_2 = \frac{\lambda_D}{\lambda_0}\left(\frac{\lambda_D}{W_D}\frac{W_e}{\lambda_e}\right) = \frac{2.23}{4.46}\left(\frac{2.23}{1.98}\frac{3.01}{4.06}\right) = 0.418. \tag{3}$$

Daraus folgt, dass Rahmen 2 weist doppelt so hohe Robustheit auf wie Rahmen 1 auf. Die Reduktion der Traglast hinsichtlich der vorgegebenen Lastkombination P_H, P_V beträgt dabei bei Rahmen 1 und Rahmen 2 die gleiche Größe von $\frac{\lambda_D}{\lambda_0} = \frac{1.67}{3.34} = 0.5$ bei Rahmen 1 und $\frac{\lambda_D}{\lambda_0} = \frac{2.23}{4.46} = 0.5$ bei Rahmen 2. Das Verhältnis der Traglasten von Rahmen 1 und 2 beim Versagen bleibt somit etwa auf dem gleichen Niveau von $\frac{\lambda_1}{\lambda_2} = \frac{3.34}{4.46} = 0{,}75$ auch nach dem Lagerschaden. Daraus folgt, dass die größere Zunahme der integralen Nachgiebigkeit von Rahmen 1 für die kleinere Robustheit verantwortlich ist. D.h. die wirkenden Entwurfslasten leisten nach dem Lagerschaden bei Rahmen 1 deutlich größere Arbeit als bei Rahmen 2. Diese Arbeit dient als Indiz für die potentielle Schädigung Tragwerks.

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Dieser Beitrag ist meinem verehrten Kollegen Wilfried B. Krätzig† in Erinnerung an unsere gemeinsame Arbeit an Robustheit in [2] gewidmet. Anlehnend an dieser Arbeit wurde hier ein Verfahren und ein Maß für die Quantifizierung der Robustheit von Tragwerken vorgeschlagen, das einerseits auf der Reduktion der Traglast und andererseits auf der relativen Steigerung der Formänderungsarbeit basiert. Diese Vorgehensweise ist mechanisch wie baupraktisch begründet. Jeder Schaden reduziert die Fähigkeit des Tragwerks, auf die planmäßigen Einwirkungen angemessen zu reagieren. Eine Steigerung der Formänderungsarbeit quantifiziert dabei die integrale und progressive „Schwächung“ oder Schädigung des Tragwerks.

Es wurde an einem Beispiel aus dem konstruktiven Ingenieurbau gezeigt, dass dieses Maß eine adäquate Quantifizierung liefert und dabei keine besonderen Berechnungsschritte erfordert, die sonst bei der Tragwerksplanung nicht durchgeführt werden können.

In diesem Beitrag wurde aus Platzgründen die Behandlung von Stabilitätsproblemen und dynamischen Effekten beim Versagen von Tragwerken explizit ausgeschlossen. Diese Aspekte werden zum Teil bei der Tagung diskutiert und stellen zum Teil die Zielsetzung der weiteren Forschung dar.

Literatur

[1] Knoll, F., Vogel, Th. Design for Robustness. Introductory paper to the JCSS and IABSE WC 1 Workshop, BRE, Garston UK 2005, (http:// www.iabse.org)

[2] Harte, R. Krätzig, W. B., Petryna, Y.S. Robustheit von Tragwerken – ein vergessenes Entwurfsziel? Bautechnik 84 (2007), Heft 4, S. 225 – 234.

[3] Geißler, K. Sicherheit, Robustheit, Duktilität, Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Tragwerke – eine Grundsatzdiskussion, Stahlbau 88 (2019), Heft 3, S. 270-293.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Konzepte der Robustheit und darüber hinaus

Thomas Vogel

Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

Zusammenfassung: Die grundsätzlichen Konzepte der Robustheit sind bekannt und werden systematisch dargestellt. Mit Methoden der Risikoanalyse können nur Risiken quantifiziert werden, die als solche erkannt werden. Für erkannte Risiken ist es immerhin möglich, die beiden grundsätzlichen Alternativen "Alternativer Lastpfad" und "Begrenzung der Schadenfolgen" einander gegenüberzustellen. Das Versagen von Parallelsystemen aufgrund von systematischen Fehlern entzieht sich jedoch allen gängigen Konzepten. Dafür soll ein neuer Ansatz vorgestellt werden.

1 Einleitung

Robustheit kann definiert werden als „Fähigkeit eines Tragwerks und seiner Bauteile, Schädigungen oder ein Versagen auf Ausmaße zu begrenzen, die in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache stehen“ [1].

In der Vergangenheit geriet dieser Themenkreis jeweils durch spektakuläre Einstürze (Ronan Point, London 1968; Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, USA 1995) in den Fokus der öffentlichen Wahrnehmung, gefolgt von Perioden intensiver Forschung sowie Ergänzungen der Normen und der Bemessungspraxis.

Auch die Attacken vom 11. September 2001 erschütterten nicht nur die Öffentlichkeit, sondern auch die Fachwelt. In jenem Zeitpunkt hatte der Entwurf des Eurocodes Teil 1-7 einen fortgeschrittenen Stand erreicht. Als erste Reaktion auf die Ereignisse in den USA weigerte sich die entsprechende CEN-Arbeitsgruppe, terroristische Aktionen in den Anwendungsbereich einzubeziehen. Im Vorwort zum 3. Entwurf hielt sie fest:

„Dieser Teil behandelt keine außergewöhnlichen Einwirkungen aus Explosionen außerhalb von Gebäuden und aus Kriegs- und terroristischen Handlungen. […] Die Anwendung der Robustheitsstrategien als Schutzmaßnahme gegen Konsequenzen einer lokalen Schädigung sollten jedoch gewährleisten, dass das Ausmaß eines möglichen Gebäudeeinsturzes nach einer solchen nicht vorhergesehenen Handlung nicht unverhältnismäßig zur Ursache wird.“

Bis zum Schlussentwurf wurde die Robustheit zu einem zentralen Aspekt von Teil 1-7 der Eurocodes und der Kern des ersten zitierten Satzes hat als Ziffer 1.1(6) von [2] überlebt.

In der Zwischenzeit wurde offensichtlich, dass wohl die Sicherstellung von Robustheit die wirkungsvollste Antwort von Tragwerksplanern ist, um terroristischen Handlungen und anderen nicht vorhersehbaren Ereignissen zu begegnen.

Kapitel 1 bis 4 dieses Beitrags basieren auf verschiedenen Publikationen des Autors, insbesondere auf [3], und Kapitel 5 auf [4]. Kapitel 6 schließlich enthält neue Gedanken und Ansätze, die erst in Vorträgen diskutiert, aber noch nicht veröffentlicht wurden.

2 Die Robustheit und verwandter Begriffe

2.1 Der Begriff der Robustheit

Robustheit (engl. *robustness*) ist ein generischer Begriff, der sich im Ingenieurwesen in den letzten zwei Jahrzehnten durchgesetzt hat. Der Wortstamm lässt sich auf das lateinische Adjektiv *robustus*, für *fest*, *kräftig*, *stark* aber auch *aus Eiche*, *eichen* und dieses wiederum auf *robur* für *Hartholz*, *Kernholz*, *Eichenholz* zurückführen.

2.2 Vorangehende Begriffe und Anforderungen

Vorangehende und verwandte Begriffe sind *progressiver Kollaps*, *Redundanz* und *Verletzlichkeit* (engl. *vulnerability*).

Generelle Anforderungen bezüglich Robustheit lassen sich bereits in Normen der 1980er Jahre finden. Die Schweizer Einwirkungsnorm von 1989 [5] fordert zum Beispiel: "Es ist anzustreben, dass beim Ausfall eines einzelnen Tragelements nicht unverhältnismäßig große Teile des Gesamttragwerks versagen (progressiver Einsturz)."

In DIN EN 1990 [6] wird der Begriff der Robustheit nicht ausdrücklich verwendet, aber die entsprechende Anforderung in Ziffer 2.1(4)P wie folgt umschrieben: „Ein Tragwerk ist so auszubilden und auszuführen, dass durch Ereignisse wie Explosionen, Anprall oder menschliches Versagen keine Schadensfolgen entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen.“

2.3 Definitionen in Normen

Der Begriff *Robustheit* selbst erscheint in den Eurocodes erstmals in DIN EN 1991-1-7 [7] und ist dort in Ziffer 1.5.14 wie folgt definiert: „Robustheit, die Eigenschaft eines Tragwerks, Ereignisse wie Brand, Explosion, Anprall oder Folgen menschlichen Versagens so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen.“

Diese Definition ist vergleichbar mit der einleitend zitierten; die exemplarische Auflistung von Ereignissen und der Hinweis auf menschliches Verhalten ist jedoch unnötig einschränkend und lediglich im Kontext, in dem die Definition steht, gerechtfertigt.

Die Definition in der ISO-Norm für Offshore-Bauwerke [8] beschränkt die zu berücksichtigenden Ereignisse durch ihre Auftretenswahrscheinlichkeit: „Fähigkeit eines

Tragwerks Ereignissen mit einer angemessenen Wahrscheinlichkeit standzuhalten, ohne in einem Ausmaß geschädigt zu werden, das in keinem Verhältnis zur Ursache steht.“

2.4 Andere Definitionen

Müllers versucht in seiner Dissertation [9] die zu den Begriffen gehörenden Adjektive mit Verhaltensmerkmalen der Tragwerke zu verknüpfen (Abb. 1).

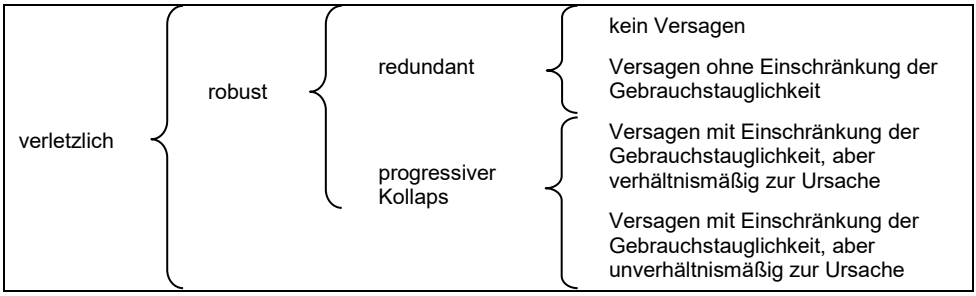


Abbildung 1 Begriffsabgrenzung bezüglich der Auswirkungen auf das Tragwerksverhalten nach Müllers [9]

Eine Liste von Definitionen lässt sich auch in [10] finden.

2.5 Definitionen der COST Aktion TU0601

Nach der neuesten Definition in [11] wird Robustheit als das Verhalten eines Systems aufgefasst, um Schädigung zu überleben, in Kombination von Verletzlichkeit und Schadenstoleranz. Diese beiden Begriffe sind gleichenorts wie folgt definiert:

l.

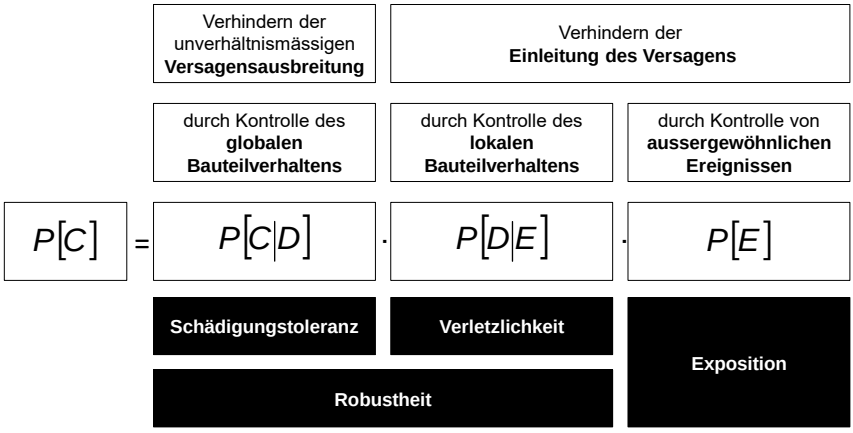


Abbildung 2 Definition der Robustheit in [11], basierend auf [10]
Bildbreite 140 mm

Abb. 2 zeigt grafisch die Zusammenhänge dieser Begriffe, ergänzt um die entsprechenden Wahrscheinlichkeiten. Dieser Aspekt wird in Kapitel 3.2 vertieft.

Schadenstoleranz, Verletzlichkeit und Robustheit sind Eigenschaften des Tragwerks; die Exposition weist jedoch auch Aspekte auf, die unabhängig vom Tragwerk sind (Abb. 2).

3 Risikoanalysen für Tragwerke

3.1 Anwendung

Explizite Risikoanalysen werden für die Tragwerksbemessung nur in Ausnahmefällen durchgeführt, da die Tragwerksnormen die meisten Fälle mit genügender Genauigkeit abdecken. Der Formalismus der Risikoanalyse ist jedoch geeignet, die verschiedenen Möglichkeiten der Risikoreduktion aufzuzeigen und zu systematisieren. Wenn eine Quantifizierung möglich ist, kann die Risikoreduktion auch mit den Kosten einer Maßnahme verglichen und daraus die Effizienz dieser Maßnahme beurteilt werden.

3.2 Ermittlung des Risikos

Nach Anhang B von [7] kann das vollständige Risiko R eines Tragwerkversagens wie folgt berechnet werden:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_{j}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} P(D_j \mid H_i) P(S_k \mid D_j) C(S_k) \tag{1}$$

mit:

N_H	Anzahl der verschiedenen Gefährdungen H_i
N_D	Anzahl der direkten möglichen lokalen Schädigungen D_j
N_S	Anzahl der verschiedenen Zustände S_k, die das Tragwerk nach der Schädigung aufweisen kann
$P(H_i)$	Auftretenswahrscheinlichkeit der i-ten Gefährdung H_i
$P(D_j\|H_i)$	bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des j-ten Schadenszustands des Tragwerks D_j für die i-te Gefährdung H_i
$P(S_k\|D_j)$	bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des k-ten nachteiligen Verhaltens S_k für den j-ten Schadenszustand D_j
$C(S_k)$	(monetarisierte) Schadensfolge des Zustands S_k.

Abgesehen von unterschiedlichen Bezeichnungen stimmen die Wahrscheinlichkeiten in Gl. (1) mit denjenigen überein, die in Abb. 2 aufgeführt sind. Die Strategien, um diese Wahrscheinlichkeiten zu reduzieren, sind in Kapitel 3.3 aufgelistet und führen zu den verschiedenen Methoden, um das vollständige Risiko zu begrenzen (Tab. 1)

Nach der Publikation von [7] ging die Forschung weiter, angeführt insbesondere vom Joint Committee for Structural Safety. Es zeigte sich, dass der Umgang mit Robustheit die Unterscheidung von direkten und indirekten Konsequenzen eines Tragwerkversagens erfordert. Direkte Konsequenzen treten innerhalb der Systemabgrenzungen des Tragwerks auf, indirekte außerhalb. Anstelle des Begriffs der Gefährdung, der nahe mit demjenigen der Einwirkung verwandt ist, wurde der Begriff Exposition verwendet, der auch fehlende

oder schwindende Tragwiderstände und menschliche Fehlleistungen umfasst. Die entsprechende Gleichung, zitiert aus [11], lautet:

$$R = \sum_i \sum_j C_{dir,ij} P\left(D_j \middle| E_i\right) P\left(E_i\right) + \sum_k \sum_i \sum_j C_{ind,ijk} P\left(S_k \middle| D_j \cap E_i\right) P\left(D_j \middle| E_i\right) P\left(E_i\right) \tag{2}$$

mit:

$C_{dir,ij}$	Konsequenzen (Kosten) eines (lokalen) Versagens D_j infolge einer Exposition E_i
$C_{ind,ijk}$	Konsequenzen (Kosten) eines ausgedehnten Schadens (Folgeschaden, indirekter Schaden) S_k als Folge des lokalen Schadens D_j infolge der Exposition E_i
$P(E_i)$	Auftretenswahrscheinlichkeit der Exposition E_i
$P(D_j\|E_i)$	bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des Schadens D_j gegeben die Exposition E_i
$P(S_k\|D_j \cap E_i)$	bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des ausgedehnten Schadens S_k gegeben das lokale Versagen D_j infolge der Exposition E_i.

3.3 Strategien zur Reduktion des Risikos

Die Analyse von Gl. (1) zeigt, dass das Risiko auf folgende drei verschiedene Arten reduziert werden kann:

- durch Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Gefährdungen $P(H)$
- durch Verringerung der Wahrscheinlichkeit bedeutender Schäden aus gegebenen Gefährdungen, d.h. durch Verringerung von $P(D|H)$.
- durch die Verringerung der Wahrscheinlichkeit ungenügenden Bauwerkverhaltens aufgrund vorgegebener Schäden, d.h. durch Verringerung von $P(S|D)$.

Diese Möglichkeiten sind auch in Anhang B von[7] erwähnt und durch Beispiele ergänzt.

Eine vierte Möglichkeit wäre die Verringerung der Schadensfolgen durch geeignete Maßnahmen.

3.4 Schwachstellen der Risikoanalyse

Die Berechnung des vollständigen Risikos eines Tragwerkversagens nach Gl. (1) oder (2) ist bereits in der Theorie nur gültig, wenn die Ereignisse, deren Auftretenswahrscheinlichkeiten summiert werden, voneinander unabhängig sind. In der Praxis ergeben sich weitere Schwierigkeiten, sowohl bei den Summationen als auch den Multiplikationen, die in den beiden Gleichungen enthalten sind.

Das Problem der Summationen ist, dass niemand garantieren kann, dass alle relevanten Summanden erfasst wurden. Während der Nutzungsdauer eines Bauwerks können neue Gefährdungen auftreten, an die niemand zuvor je gedacht hat. Auch an sich bekannte Risiken nehmen zu, je länger die Beobachtungszeit dauert, weil dann auch sehr seltene Ereignisse erfasst werden. Die Anzahl der direkten möglichen lokalen Schädigungen mag besser abgeschätzt werden können; die Geschichte des Bauwesens ist jedoch voll von Beispielen,

wo auch das nicht der Fall war. Die Anzahl und das Ausmaß von Folgeschäden schließlich hängen stark von den gewählten Systemabgrenzungen ab; bei entsprechender Abgrenzung lassen sich auch positive Aspekte eruieren.

Das Multiplizieren von Auftretenswahrscheinlichkeiten und Schadensfolgen oder Konsequenzen ist dem Risikobegriff inhärent und funktioniert gut, wenn die Auftretenswahrscheinlichkeiten groß genug sind, so dass sie statistisch erfasst werden können und genügend Fälle existieren, bei denen die Schadensfolgen erfasst werden konnten. Probleme treten auf bei Fällen mit sehr kleinen und allenfalls auch voneinander abhängigen Auftretenswahrscheinlichkeiten und bei sehr großen Schadensfolgen. Beide Faktoren müssen geschätzt werden, und deren Produkt kann praktisch beliebige Werte annehmen, wenn keine Fälle bekannt sind, um es zu eichen.

Der probabilistische Ansatz erreicht dann seine Grenzen, wenn willentliche Handlungen im großen Maßstab zu berücksichtigen sind, z.B. Terrorakte oder Kriegshandlungen.

4 Maßnahmen zur Reduktion des Risikos

Tab. 1 enthält in der ersten Spalte Bemessungsmethoden und andere Maßnahmen, die sich aus den in Kapitel 3.3 aufgeführten Strategien ergeben. Im Gegensatz zum Deutschen haben sich im Englischen für die ersten drei Methoden bereits einheitliche Bezeichnungen durchgesetzt, die auch abgekürzt werden. Diese werden deshalb auch aufgeführt. Um die internationale Koordination zu vereinfachen, werden in der Folge ebenfalls die englischen Abkürzungen verwendet.

Methode deutsch / *englisch*	reduziert	Maßnahme
Ereigniskontrolle / *event control (EC)*	Auftretenswahrscheinlichkeit und/oder Intensität des Ereignisses	• Überwachung • Qualitätskontrolle
Spezifischer Tragwiderstand / *specific load resistance method (SLR)*	Auftretenswahrscheinlichkeit eines lokalen Schadenszustands für Gefährdungen	• Tragwiderstand vorhalten • Steifigkeit gewährleisten • duktiles Verhalten fördern • Verfestigung berücksichtigen • überkritisches Verhalten berücksichtigen
Alternative Lastpfade / *alternate load path method (ALP)*	bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines ausgedehnten Schadens bei einem lokalen Versagen	• Alternativer Lastpfad • Solidarisierung • Zweite Verteidigungslinie • Opfer- und Sicherungselemente • Schutzelemente
Begrenzung der Schadensfolgen	indirekte Konsequenzen	• Abschnittbildung • Redundanz (der Einrichtungen)

Tabelle 1 Klassifizierung der Bemessungsmethoden nach[12]

Die zweite Spalte zeigt auf, wie das Risiko begrenzt oder reduziert wird. In der dritten Spalte sind Maßnahmen aufgeführt, die auf der entsprechenden Methode beruhen.

Häufig stehen alternative Lastpfade und Begrenzung der Schadenfolge durch Abschnittbildung in einem Widerspruch zueinander. Je grösser die Abschnitte, umso eher sind alternative Lastpfade vorhanden, umso grösser ist dann aber auch die Schadenfolgen, wenn der Abschnitt trotzdem einstürzt.

5 Quantifizierung von Robustheit

Verschiedene Autoren haben Quantifizierungen für die Robustheit vorgeschlagen, die zum Teil auch in [11] eingeflossen sind.

Keiner dieser Vorschläge mag aber wirklich zu überzeugen, sei dies, dass die Metrik ein falsches Verhalten honoriert, dem gesunden Menschenverstand widerspricht (große Robustheit bei kleinem Wert) oder pro Tragelement ein Wert zu berechnen ist. Eine detaillierte Kritik ist in [4] zu finden.

6 Parallelsysteme mit systematischen Fehlern

Ein Versagenstyp ist auch mit all den aufgeführten Methoden kaum in den Griff zu kriegen: Das Parallelsystem, das einen systematischen Fehler aufweist. Solche Systeme sind häufig, z.B. Dächer die in eine Richtung spannen und bei denen alle Träger identisch sind und ihren Lasteinflussbereich aufweisen. Versagt ein einziger Träger aus einem singulären Grund, vermögen wohl die Nachbarträger mindestens die ständige Last aufzunehmen. Haben jedoch alle Träger denselben Mangel (da sie ja nur einmal bemessen, konstruiert und gezeichnet und unter ähnlichen Bedingungen montiert und unterhalten worden sind), versagt das ganze Tragwerk.

Beispiele für solches Versagen sind die Einstürze

- der Siemens Arena in Ballerup DK, 2003
- der Eishalle in Bad Reichenhall D, 2006
- der Sporthalle "Riethüsli" St. Gallen CH, 2009

Was gegen solche Einstürze hilft ist Diversität. Je unterschiedlicher parallele Tragelemente sind, umso eher muss jedes einzeln angeschaut werden und die Chance steigt, dass nicht alle dieselbe (zu kleine) Tragreserve aufweisen. Ob dies im Rahmen der Digitalisierung bei parametrisierter Bemessung immer noch gilt, bleibt abzuwarten.

Literatur

[1] SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizer Norm Bauwesen SN 505 260, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

[2] DIN EN 1991-1-7. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth, Berlin, 2010

[3] VOGEL, T.; KUHLMANN, U.; RÖLLE, L. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In: Kuhlmann U. (Hrsg.) Stahlbau-Kalender 2014, Ernst & Sohn, Berlin, 2014, S. 559-610

[4] VOGEL, T. Robustness of Structures. In Proceedings, IABSE Workshop Safety, Failures and Robustness of Large Structures, S. 22-39

[5] SIA 160 Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Norm Bauwesen SN 505 160, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989

[6] DIN EN 1990 Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth, Berlin, 2010

[7] DIN EN 1991-1-7 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth, Berlin, 2010

[8] EN ISO 19902 Petroleum and natural gas industries – Fixed steel offshore structures. Brussels, 2007, S. 635

[9] MÜLLERS, I. Zur Robustheit im Hochbau – Stützenausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke; IBK Bericht Nr. 304, Institut für Baustatik und Konstruktion, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2007

[10] STAROSSEK, U.; HABERLAND, M. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures; Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 24 (2010), No. 6, S. 519-528

[11] SØRENSEN, J.D. (Ed.) Theoretical framework on structural robustness. In: Faber, M. (chair), Robustness of Structures, Final Report of COST Action TU0601, Part B, Klokner Institute, CTU Prague, 2011 http://www.cost-tu0601.ethz.ch/Documents/Final%20Report/ COST_TU0601_theoretical_framework_structural_robustness.pdf

[12] CANISIUS, T. D. G. (Ed.): Structural robustness design for practising engineers, in Faber, M. (chair), Robustness of Structures, Final Report of COST Action TU0601; Part C, Klokner Institute, CTU Prague, revised version Sept. 2011 http://www.cost-tu0601.ethz.ch/Documents/Final%20Report/ COST_TU0601_structural_robustness_design_practising_engineers_Version1_2-11Sept11.pdf

Minisymposium
Building Information Modeling (BIM)

Organisator:

- **Norbert Gebbeken**
  Institut für Mechanik und Statik, Universität der Bundeswehr München

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Komplexität berechenbar machen: das parametrische Engineering des Kuwait International Airport

Matteo Brunetti, Dr. Lucio Blandini

Werner Sobek AG, Stuttgart

Zusammenfassung: Der vorliegende Beitrag beschreibt den Einsatz digitaler Werkzeuge zur Parametrisierung der Planung des neuen Terminal 2 am Kuwait International Airport. Im Detail werden die Erstellung der Berechnungsmodelle und das Post-Processing für die Berechnung und Bemessung beschrieben.

1 Einleitung

Die Digitalisierung bietet der Baubranche sowohl bei der Planung als auch bei Fertigung eine Vielzahl an neuen Möglichkeiten. Dies gilt insbesondere bei der Realisierung von komplexen Geometrien und Tragwerken, wie sie in der Vergangenheit nur schwer vorstellbar, geschweige denn plan- oder baubar waren. Angesichts dieser neuen Möglichkeiten haben sich in den letzten Jahren in vielen Fällen auch die von Architekten entwickelten Entwürfe verändert. Das Streben nach immer komplexeren Gebäuden wiederum hat fast zwangsläufig dazu geführt, dass sich auch die Rolle der Ingenieure weiterentwickeln musste. Die Entwicklung angepasster digitaler Werkzeuge war unerlässlich, um die Komplexität planerisch beherrschbar zu machen. Ziel der Planung ist nach wie vor eine optimale Materialisierung von Kraftflüssen; die neuen Tragwerke lassen sich nicht einfach auf klassische Systemkomponenten zurückführen. Die Vereinfachung durch standardisierte statische Systeme ist zwar weiterhin wichtig für Plausibilitätskontrollen – sie ist aber bei weitem nicht mehr ausreichend: Die mittlerweile erforderliche Rationalisierung eines Entwurfs in der planerischen Umsetzung ist in vielen Fällen nur durch Parametrisierung möglich. Die Optimierung bezieht sich dabei nicht nur auf den Entwurf selbst, sondern auch auf sämtliche Prozesse in Planung und Ausführung.

Abbildung 1: Aufsicht auf das neue Terminalgebäude am Kuwait International Airport (Copyright: Foster + Partners, London)

Das Büro Werner Sobek beschäftigt sich bereits seit geraumer Zeit mit den Neuerungen, die durch die digitale Revolution erforderlich bzw. möglich werden [1], [2]. Bei einem Teil seiner Projekte wirkt das Büro bereits bei sehr frühen Entwurfsphasen mit. Bei anderen Projekten liegt der Schwerpunkt auf dem Übergang von der Planung hin zur baulichen Umsetzung [3]. Das Unternehmen konnte so sein Wissen entlang der gesamten Prozesskette konsequent ausbauen und weiterentwickeln. Dies ist wichtige Voraussetzung für eine erfolgreiche Beratung des jeweiligen Auftraggebers, unabhängig von der Frage, ob es der entwerfende Architekt, der beauftragende Entwickler oder die ausführende Firma ist. Dieses über viele Jahre aufgebaute Know-how spielte auch eine wichtige Rolle für die Beauftragung mit der Planung von Terminal 2 des Kuwait International Airport. Bei diesem Projekt waren verschiedene parametrische Modelle ebenso wie selbst entwickelte Programme unabdingbar, um die geometrische und konstruktive Komplexität des Tragwerks planerisch zu meistern und realisierbar zu machen. Im Folgenden wird dieser Prozess näher beschrieben.

2 Projektbeschreibung und Tragwerk

Der internationale Flughafen von Kuwait wird in den kommenden Jahren konsequent ausgebaut, um das Emirat zu einem neuen Luftdrehkreuz in der Golfregion zu machen. Um dieses Ziel zu erreichen, wird bis 2022 ein von Foster + Partners entworfenes Terminalgebäude (T2) realisiert [4]. Mit einer Kantenlänge von fast 1,2 km, einer lichten Höhe von bis zu 25 m und einer Dachfläche von rund 320.000 m² ist das Gebäude schon allein aufgrund seiner Größe ein außergewöhnliches Projekt. Die besondere Herausforderung für die Ingenieure lag aber hauptsächlich in dem komplexen Tragwerk aus Stahl und Stahlbeton, das es hier zu planen, zu bemessen und zu realisieren galt. Das Dachtragwerk spannt bis zu 145 m und kragt bis zu 50 m aus. Es bietet so einen natürlich verschatteten Eingangsbereich und einen großzügigen und flexiblen Innenbereich.

Abbildung 2: Die markante Auskragung des Daches sorgt für einen großzügigen sonnengeschützten Eingangsbereich (Copyright: Foster + Partners, London)

Die Tragwerks- und Fassadenplanung für das neue Terminal wurde bis zur Ausschreibung von Arup London erbracht. Nach der Ausschreibung übernahm Werner Sobek die Ausführungsplanung. Der Auftrag von Werner Sobek umfasste dabei sowohl die Berechnung, Bemessung und Weiterentwicklung des Tragwerks auf Grundlage der Ausschreibungsunterlagen als auch die Vorbereitung und Koordination des BIM-Modells bis zu einer Detailgenauigkeit von LOD 400. Außerdem wurden für einige komplexe Bauteile (wie zum Beispiel das Schalentragwerk des Dachs) parametrische 3D-Modelle definiert, die als Grundlage für die Fertigung dienen.

Im Tragwerk des Terminals erkennt man fünf Hauptsysteme: 1) Das Haupttragwerk aus Stahlbeton; 2) das Schalentragwerk aus Stahl und Stahlbeton; 3) die Stahlfachwerkträger; 4) das Sekundärdachtragwerk; 5) die Fassade. Das Haupttragwerk aus Stahlbeton ist durch Elemente gekennzeichnet, die typisch für den Brückenbau sind. Es besteht aus 90 Haupthohlstützen mit einer max. Seitenlänge von 3 bis 9 m und einer Höhe von 25 bis 45 m. Die Ausmaße und die Lasten dieser Stützen sind vergleichbar mit Brückenpfeilern und Gebäudekernen. Zwischen den Stützen spannen rippenartige Bogenträger („Ribs“). Die Querschnittshöhe dieser Träger liegt zwischen 2,2 m für die kleinen Achsen und 5,4 m für die größte Spannweite.

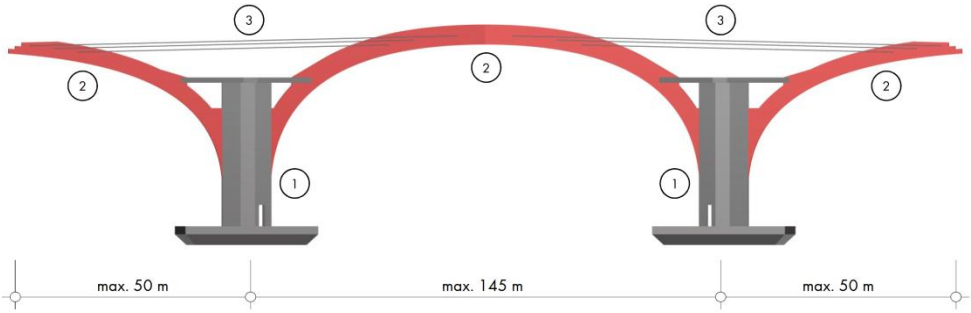


Abbildung 3: Querschnitt durch das Tragwerkssystem des neuen Terminal; 1) Hohlstützen 2) Querrippen („Ribs“) 3)Schrägkabel (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

Die Auskragungen im Außenbereich werden ebenso von „Ribs“ unterstützt, die durch ein System von Schrägkabeln kurzgeschlossen sind. Entlang der Außenkante des Gebäudes spannen Längsrippen („Spines“), die auch die Lasten aus der Fassade übernehmen. Quer- und Längsrippen bestehen aus vorgespannten Stahlbetonfertigteilen; sie unterteilen das Terminalgebäude in insgesamt 136 Felder. Den oberen Abschluss dieser Felder bildet jeweils eine aussteifende doppelt gekrümmte Schale, die aus vorgefertigten Kassetten („Shell Cassettes“) besteht.

Die Kassetten bestehen aus seitlichen ebenen Stahlblechen und aus Stahlbetonpaneelen. Die Höhe der Stahlbleche variiert in Abhängigkeit von der Schalenkrümmung; dadurch sind die Bleche am Rand (wo die Krümmung üblicherweise stärker ist) höher. Dies wirkt sich vorteilhaft auf das Tragverhalten aus. Die Stahlbleche übertragen die Lasten in axialer Richtung und auf Biegung. Die 160 mm dicken Stahlbetonpaneele sind für die Übertragung der Membrankräfte quer zu den Stahlblechen zuständig. Mit ihrer Oberfläche aus sandfarbenem Sichtbeton prägen sie in der Unteransicht gleichzeitig auch das Erscheinungsbild des Terminals. Eine weitere Besonderheit des Schalentragwerks sind die Fugen zwischen den Kassetten. Die Auswirkungen thermischer Effekte auf das Tragwerk können so durch kleine Bewegungen deutlich reduziert werden; dies ist wichtig, da das Tragwerk ansonsten keine Bewegungsfugen hat. Da es durch diese Fugen keinen direkten Kontakt zwischen den Paneelen gibt, erfolgt der Kraftfluss zwischen angrenzenden Kassetten über exzentrische geschraubte Verbindungskreuze.

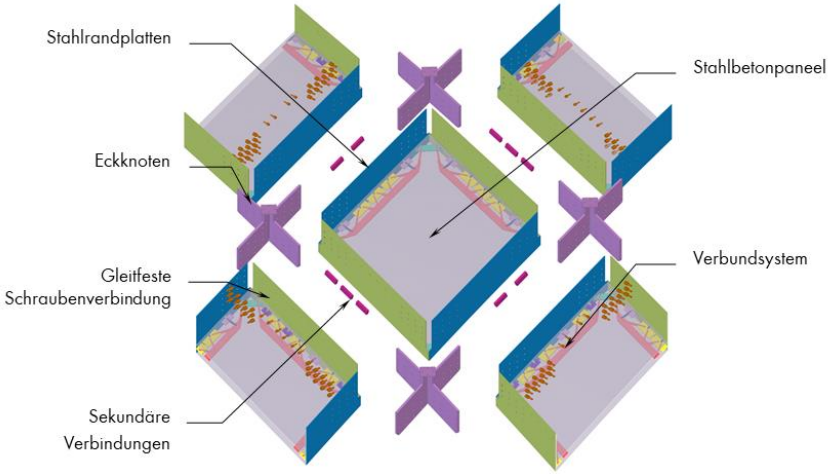


Abbildung 4: Explosionsdarstellung der „Shell Cassettes“ und der dazugehörigen Verbindungsknoten (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

Am Rand des auskragenden Bereichs und entlang der Symmetrieachsen wird das Schalentragwerk des Dachs durch räumliche Fachwerkträger ausgesteift; auch im Zentralbereich, wo das Schalentragwerk eine Spannweite von bis zu 105 m hat, wird das Schalentragwerk durch einen Stahlfachwerkträger ausgesteift. Diese Fachwerkträger tragen wesentlich dazu bei, das Ausmaß von Verformungen so gering wie möglich zu halten, gleichzeitig aber das leichte Erscheinungsbild, das den architektonischen Entwurf prägt, zu gewährleisten. Ein gedämmtes Aluminiumdach bildet den oberen Abschluss des Terminals.

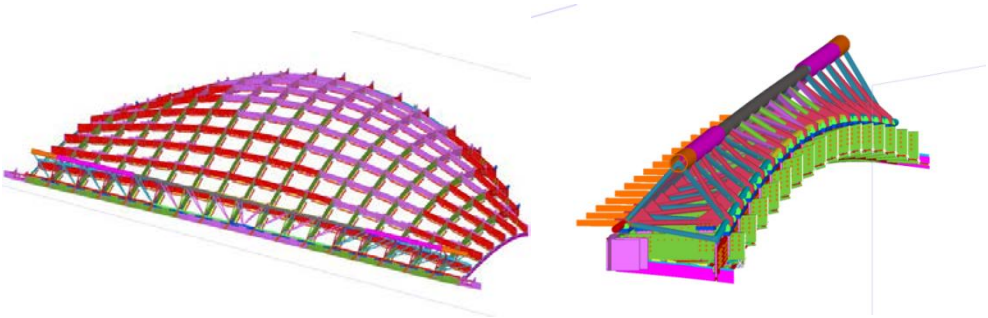


Abbildung 5: Fachwerkträger am Rand des auskragenden Bereichs (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

Trotz seiner großen Abmessungen wurde das Dach ohne Dehnfugen geplant, um Risiken hinsichtlich Funktionalität und Wartung auszuschließen. Diese Wahl hatte umfangreiche Auswirkungen auf das hochgradig unbestimmte statische System. Hinzu kamen komplexe Langzeiteffekte aus der Interaktion zwischen Stahl und Stahlbeton sowie die komplexe Geometrie. All dies machte die Planung des neuen Terminals zu einer besonders anspruchsvollen Herausforderung.

3 Parametrische Modellierung des Gesamtmodells

Angesichts der oben geschilderten Randbedingungen stellte die Entwicklung eines statischen Gesamtmodells die Planer vor besondere Herausforderungen. Die komplexe Interaktion aller Elemente und die Empfindlichkeit des Systems für Steifigkeitsänderungen erforderten manche Vereinfachungen, um den Rechenaufwand unter Kontrolle zu halten. Diese Annahmen wurden mit Sensitivitätsanalysen und durch die Prüfung von Grenzzuständen validiert. Das Schalentragwerk besteht aus 37.000 Kassetten, für die Stahlbleche mit variabler Dicke (zwischen 10 und 20 mm) und Höhe (zwischen 560 und 1300 mm) verwendet wurden. Die Verbundwirkung der variablen Stahlbleche mit den aussteifenden Betonpaneelen wurde mit mehreren FE-Modellen untersucht, um im Gesamtmodell die richtige Steifigkeitsänderung zu treffen.

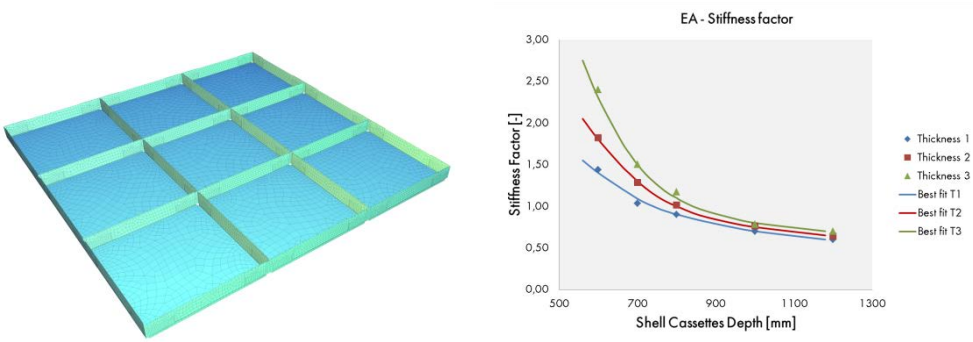


Abbildung 6: FE-Steifigkeitsuntersuchungen des Dachschalentragwerks in Abhängigkeit von Blechstärke und Blechhöhe (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

Zusätzlich zur Grundparametrisierung der Geometrie und zu den komplexen Kassetten-Elementen erhöhten das nichtlineare Verhalten, die Bedeutung der Bauzustände und die Langzeiteffekte die Parameter des Gesamtmodells deutlich. Das FE-Modell wurde von den Tragwerksplanern durch eine intern programmierte Schnittstelle zwischen Grasshopper und SOFiSTiK erstellt. Alle Parameter wurden mithilfe von Grasshopper und C# zugewiesen; die Geometrie wurde als Text-File für SOFiSTiK exportiert. Die Kassetten wurden mit einzelnen FE-Schalenelementen und einzelnen Stäben modelliert, jeweils mit modifizierten Steifigkeitseigenschaften, um die o.g. Untersuchungen widerzuspiegeln. Angesichts dieser Randbedingungen war eine parametrische Modellierung des Gesamtmodells der einzige gangbare Weg, um das Gesamtbild mit vertretbarem Aufwand vor Augen zu behalten bzw. um unterschiedliche Optionen in einem angemessenen Zeitraum prüfen zu können. Die unterschiedlichen Bauteile wurden mit getrennten Scripts generiert, so dass bei jeder Änderung gezielt nur bestimmte Komponenten geändert werden konnten. Die Elemente wurden so gruppiert und nummeriert, dass eine Reproduktion der Bauphasen in der Planung möglich war. Dies war allein schon wegen der bereits genannten komplexen Interaktion aller Bauteile Grundvoraussetzung für eine richtige Abbildung des Tragverhaltens.

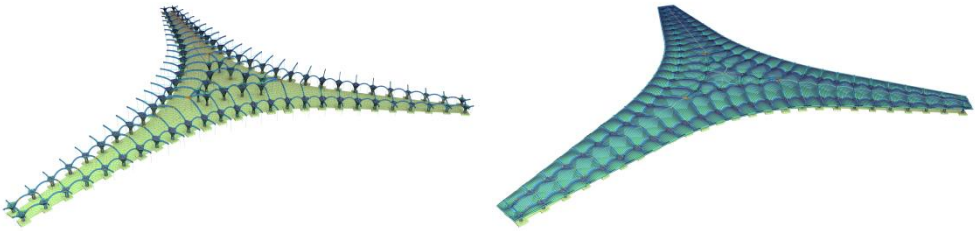


Abbildung 7: Gesamtmodell mit unterschiedlichen Bauzuständen (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

Die große Menge an Finite Elemente im Gesamtmodell hätte ohne entsprechende Maßnahmen zu unangemessen langen Rechenzeiten geführt. Hilfreich war hier die Erzeugung kleinerer Teilmodelle. Ermöglicht wurde diese Flexibilität durch die parametrische Erstellung der FE-Modelle. Durch die Input-Parameter bei Grasshopper und die programmierten Komponenten konnten in kurzer Zeit 20 Teilmodelle erzeugt werden. Die Auswirkungen unterschiedlicher Lösungsansätze konnten in diesen Teilmodellen sehr schnell und mit überschaubarem Aufwand untersucht werden, bevor sie dann zum Gesamtmodell hinzugefügt wurden. Insgesamt wurden über hundert Revisionen des Gesamtmodells und der 20 Teilmodelle gerechnet, was einer Gesamtrechenzeit von ca. 20 Millionen Sekunden bzw. 230 Tagen entspricht. Jede Revision des Gesamtmodells hatte eine Gesamtanzahl von ca. 360.000 Punkten und eine Datenmenge von ca. 130 GB.

Gesamtmodell	Datenmenge: 130 GB Rechenzeit: 200.000 Sekunden
Gesamt Post-Processing	Datenmenge: 3 TB Anzahl Dateien: 1,5 Millionen

Abbildung 8: Zahlen des Gesamtmodells und des Post-Processing

4 Workflow und Post-Processing

Angesichts der schieren Menge an zu verarbeitenden Daten war die Auswertung und die Interpretation der Ergebnisse eine weitere Herausforderung. Nachdem detaillierte Modelle entwickelt worden waren, mussten die hierbei erzielten Ergebnisse wieder auf überschaubare Informationen heruntergebrochen werden. Auch bei diesem Post-Processing kamen digitale Werkzeuge, unter anderem selbst entwickelte Scripts, zum Einsatz, um den Informationsaustausch zwischen unterschiedlichen Programmen zu ermöglichen. So wurden zum Beispiel die Daten von Rhino zu SOFiSTiK und dann von SOFiSTiK zu Rhino oder von Excel zu SOFiSTiK und dann zurück nach Excel exportiert. Zusätzlich zu der schon beschriebenen Erstellung der Geometrie aus Grasshopper für SOFiSTiK wurden umgekehrt auch Informationen aus SOFiSTiK in Grasshopper exportiert, z.B. um die verformte Geometrie des Tragwerks zu erstellen; dies spielte für die Festlegung der Überhöhung eine wichtige Rolle.

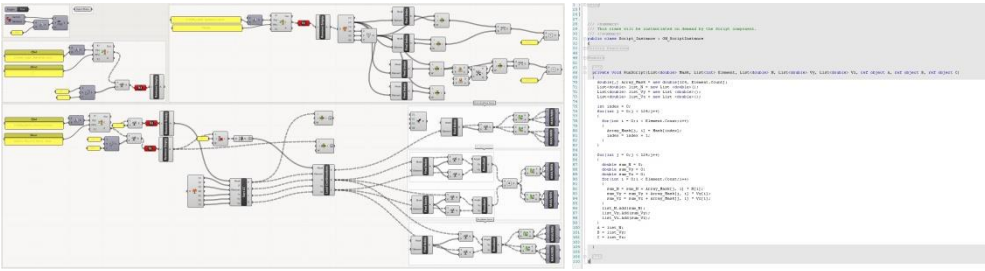


Abbildung 9: Beispiele der von den Autoren entwickelten Scripts

Die Autoren entwickelten (gestützt auf bei anderen Projekten gesammelte Erfahrungen) auch Ad-hoc-Lösungen für die Bemessung von Tragwerkselementen, Verbindungen und Einbauteilen. Hierbei wurden Programmiersprachen wie C# und VBA eingesetzt. Die Bemessung des Schalentragwerks wurde zum Beispiel komplett in Excel ausgeführt. Der gesamte Prozess wurde in VBA programmiert und automatisiert, von der Sortierung der Ergebnisse über die Bemessung der Kassetten bis hin zur graphischen Ausgabe [5]. Ebenso wurde die Bemessung der Verbindungen zwischen Kassetten und Ortbeton-Stützen programmiert. In diesem Fall kam die Programmiersprache C# zum Einsatz. Ein speziell entwickeltes Script ermöglichte eine automatisierte Kombination der maßgebenden Kräfte und die graphische Auswertung an der zugeordneten Stelle. Durch die Variabilität der komplexen Geometrie sind die Verbindungen zwischen Kassetten und Stützen immer unterschiedlich; aus diesem Grund war eine automatisierte Zuordnung und Parametrisierung der Einbauteile unabdingbar. Die Zuordnung der Ergebnisse zur jeweils passenden Geometrie war eine Herausforderung, die sich durch das ganze Projekt zog. Trotz der Komplexität des Tragwerks und der verwendeten Werkzeuge wurden die Ergebnisse der Berechnungen immer wieder durch einfachere Plausibilitätsanalysen validiert. So war es möglich, über den gesamten Planungsprozess ein Grundverständnis für das Tragverhalten und die komplexe Zusammenhänge zu bewahren.

5 Fazit

Digitale Methoden und Werkzeuge verändern das Bauwesen bereits heute in erheblichem Umfang; in der Zukunft werden sie noch wesentlich stärker dazu beitragen, die Prozesse von der Planung bis zur Ausführung zu beeinflussen und zu verbessern. Die Ingenieurbaukunst nutzt diese Entwicklung, um komplexe Tragwerke immer besser berechen- und baubar zu machen. Der menschliche Faktor verliert dabei keineswegs an Bedeutung – er wird im Gegenzug immer wichtiger. Der Ingenieur kann und muss digitale Werkzeuge bewusst steuern. Die größte Gefahr bei der Erstellung großer und detaillierter Berechnungsmodelle mit parametrischer Eingabe ist eine Auswertung ohne ausreichenden Verstand: Wenn Ergebnisse nicht angemessen bewertet und im Gesamtkontext hinterfragt und verifiziert werden, kann dies zu fatalen Fehler in der Planung führen. Trotz aller Leistungskraft von digitalen Werkzeugen – letztlich muss immer der Mensch kritisch hinterfragen, interpretieren und verstehen. Nur durch eine solche interaktive und kreative Rolle kann sichergestellt werden, dass die Digitalisierung einen echten Mehrwert für die gebaute Umwelt schafft, der über die bloße Realisierung ikonischer Architekturobjekte hinausgeht.

Danksagung

Die Autoren danken der ausführenden Firma Limak Insaat Kuwait für die gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit. Der größte Dank geht an das Projektteam bei Werner Sobek, insbesondere an Guido Nieri, Jens Walter, Fabian Braun, Andreas Hoier und Marian Wieser für die Unterstützung beim Gesamtmodell. Frank Heinlein danken die Verfasser für die konstruktiven Rückmeldungen zum Manuskript.

Literatur

[1] SOBEK, W.; KLEIN, D.; WINTERSTETTER, T. Hochkomplexe Geometrie. Das neue Mercedes-Benz-Museum in Stuttgart. In: Beratende Ingenieure 10, 2005, S. 16-21.

[2] BLANDINI, L.; SCHUSTER, A.; SOBEK, W. The Railway Station Stuttgart 21 – Structural Modelling and Fabrication of Double Curved Concrete Surfaces. In: Proceedings of the Design Modelling Symposium Berlin 2011, Springer Edition, S. 217-224.

[3] WINTERSTETTER, T.; TOTH, A.; SOBEK, W. ET AL. National Museum of Qatar. Stahlbau 86, Heft 4 (2017), S. 346-350.

[4] JOSEFFSON, K. Symmetry as Geometry Kuwait International Airport. Architectural Design 83, 2 (2013).

[5] BLANDINI, L.; NIERI, G.; SOBEK, W. Das Schalentragwerk des Kuwait International Airport Terminal 2 – Bemessung und Ausführung einer komplexen Megastruktur in Zeiten der Digitalisierung. Stahlbau 88, Heft 3 (2019), S. 194-202.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Hat mit BIM die Statik ausgedient?
Die Automatisierung der Tragwerksplanung

Martin Fischnaller

AJG Ingenieure GmbH

Zusammenfassung: BIM ist in der Fachwelt angekommen. Die Fragestellung hat sich gewandelt von „Soll ich mich damit befassen?“ in „Wie befasse ich mich damit und welche Auswirkungen hat das?“.
Dieser Beitrag befasst sich mit den Einflüssen von BIM auf die Baustatik und Tragwerksplanung und mit den Folgen für die Praxis. Fragen von zunehmender Automatisierung werden ebenso beleuchtet, wie die Frage nach der Effizienz von digitalen Planungsmethoden und digitalen Modellen für die Tragwerksplanung. Im Kern steht die Frage: Hat mit BIM die herkömmliche Statik ausgedient?

1 Warum BIM?

BIM basiert auf einem digitalen Bauwerksmodell, das idealerweise im Zuge der Planung eines Bauwerkes erstellt wird.

Die Planung erfolgt objektbasiert und bindet alle für das Bauwerk erforderlichen Fachdisziplinen mit ein. Die Bauteile werden als dreidimensionale Objekte in das digitale Modell eingepflegt und durch zusätzlich benötigte Bauteilinformationen ergänzt. So ist beispielsweise ein Wand- oder Fundamentobjekt nicht nur ein geometrischer Volumenkörper, sondern besitzt alle für das entsprechende Objekt erforderlichen Eigenschaften wie Material, Aufbau, Wärmedurchgangswiderstand oder statisches Modell. Zusätzlich können dem Objekt Informationen zu Bauphasen, Bauzeiten und Kosten zugeordnet werden. In diesem Zusammenhang wird häufig von zusätzlichen Dimensionen (4D oder 5D) gesprochen. Die einzelnen Eigenschaften werden von den Fachdisziplinen wie Architektur, Haustechnik und Tragwerksplanung definiert und in den jeweiligen Berechnungen verarbeitet.

Daraus entsteht ein über die Planungsdisziplinen hinweg einheitliches und konsistentes Bauwerksmodell. Schnittstellen werden vermieden, Teilplanungen zusammengeführt und koordiniert, Fehler vermieden und die Planungsqualität insgesamt gesteigert.

2 BIM in der Tragwerksplanungs-Praxis

BIM besteht aus Informationen: Geometrieinformationen zum einen und zum anderen zahlreiche zusätzliche Informationen, die zur Herstellung des Bauwerks für dessen Betrieb und schlussendlich zum Rückbau erforderlich sind.

Das BIM-Modell wird im Zuge der Vorplanung erstellt. Es enthält alle Informationen, die in diesem Planungsstadium erforderlich sind, z. B. Geometrie und Baustoffeigenschaften, jedoch noch keine Detailinformationen. Aus dem dreidimensionalen Modell können beliebige Ansichten und Schnitte abgeleitet und dargestellt werden (Abbildung 1). Gleiches gilt für alle Bauteilinformationen, die bei der ganzheitlichen Modellbildung vollständig in der Datenbasis vorliegen und ausgewertet werden können. Dies können beispielsweise Massen, Stückzahlen oder Volumina sein, die in entsprechenden Bauteillisten dargestellt und weiterverarbeitet werden können.

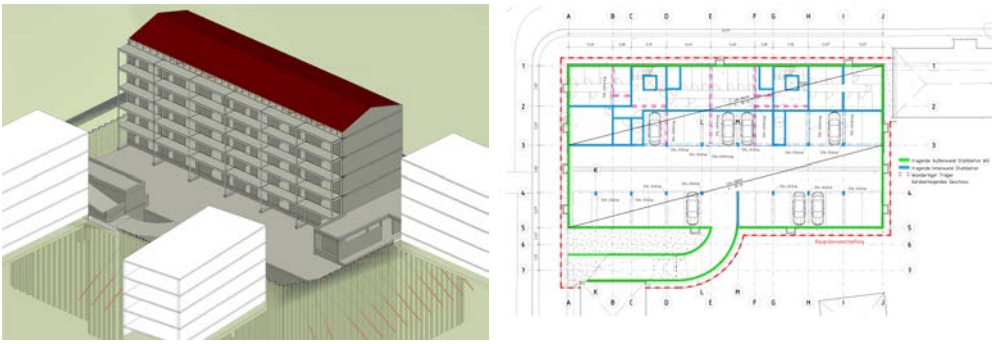


Abbildung 1: Vorplanungsmodell und Grundriss
© AJG Ingenieure GmbH

Im weiteren Planungsverlauf wird das Modell weiter verfeinert, mit zusätzlichen Informationen versehen und Berechnungen zum Tragwerk durchgeführt. Für die Tragwerksberechnungen werden die Daten des Modells direkt weiterverarbeitet. Diese Daten sind im Modell enthalten und können entsprechend als analytisches Modell visualisiert werden (Abbildung 2). Mit den Informationen des analytischen Modells werden die Tragwerksnachweise geführt. Abbildung 3 zeigt Ausschnitte aus der Berechnung des Bauwerks unter Berücksichtigung der Bauabschnitte.

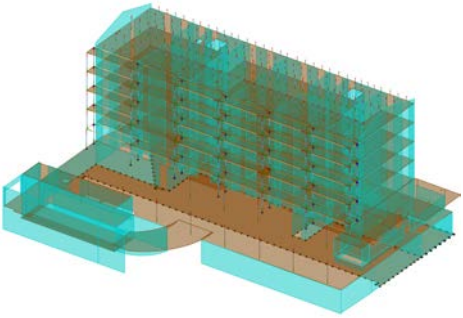


Abbildung 2: Analytisches Modell
© AJG Ingenieure GmbH

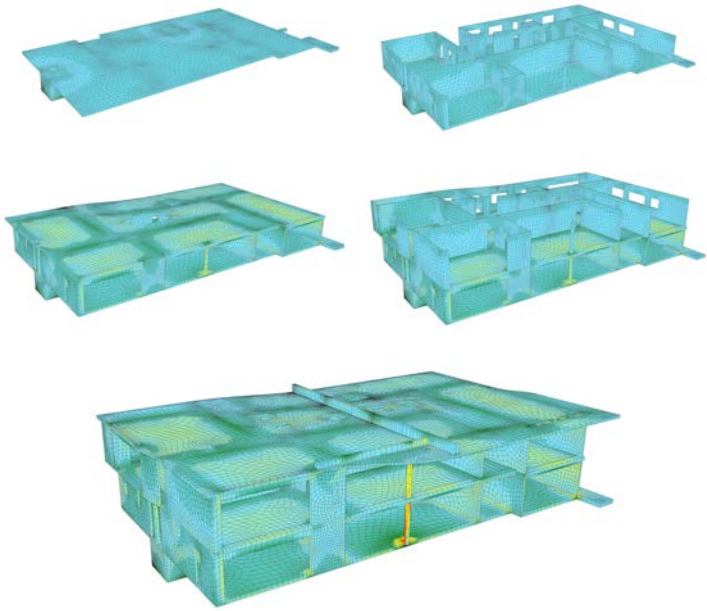


Abbildung 3: Berechnung nach Bauabschnitten
© AJG Ingenieure GmbH

Die Dokumentation der Tragwerksplanung kann weiterhin klassisch mit Berechnungsdokumenten und zugehörigen Positionsplänen erfolgen, die aus dem Modell als Modellansichten erstellt werden. Die Gliederung erfolgt dabei weiterhin in Einzelpositionen, die die Nachvollziehbarkeit vereinfachen und eine unabhängige Prüfung ermöglichen (Abbildung 4).

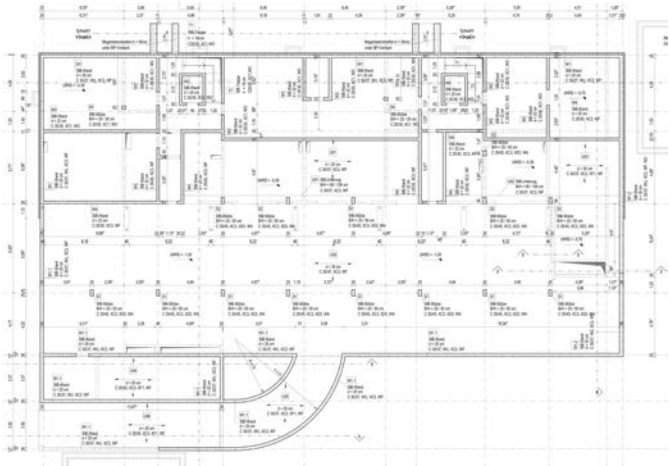


Abbildung 4: Positionsplan
© AJG Ingenieure GmbH

Für die Ausführungsplanung werden alle relevanten Informationen zu den Bauteilen eingearbeitet und das Modell wird schlussendlich verfeinert und detailliert (Abbildung 5). Dies betrifft sowohl die Geometrie, Details als auch die Bewehrung, die ebenfalls dreidimensional geplant wird. Aus dem nun vorliegenden Modell werden Darstellungen (Pläne und Visualisierungen) für die Baustelle abgeleitet und können in gewohnter Art und Weise zur Verfügung gestellt werden.

Abbildung 5: Modell in der Ausführungsplanung
© AJG Ingenieure GmbH

3 BIM im Planungsteam

Die Tragwerksplanung ist nur ein Teilaspekt bei der Planung eines Bauwerks. Daher ist der BIM-Gedanke der Zusammenarbeit aller Planer an einem Modell konsequent und sinnvoll.

Das folgende Beispiel zeigt Ausschnitte aus dem Gesamtmodell eines Projektes (Abbildung 6), das durch die Zusammenarbeit mit dem Architekten (studioGA in München) und Tragwerksplaner entstand. Die Planung erfolgte dabei an einem Gesamtmodell, das zwischen den Mitarbeitern laufend und in Echtzeit synchronisiert wurde. Neue Kommunikationswege und eine veränderte, offene und enge Kommunikationskultur sind notwendige und erfreuliche Folgen dieser Arbeitsweise.

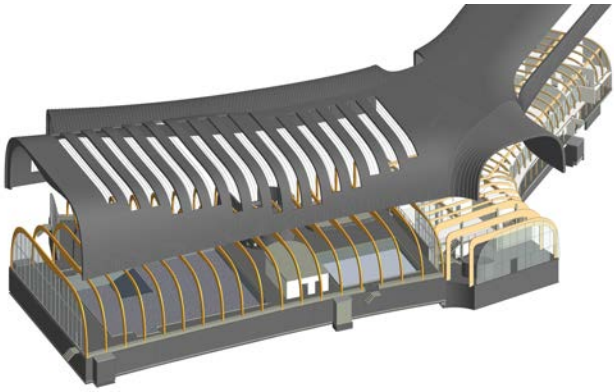


Abbildung 6: Vorplanungsmodell Architektur (studioGA) und Tragwerksplanung
© studioGA, München, AJG Ingenieure GmbH und Delta-X GmbH, Stuttgart

Dabei ist die Zusammenarbeit nicht auf einen Partner beschränkt. Die direkte Integration der Hauptplaner - im Hochbau sind das typischerweise Objektplanung, Tragwerksplanung und technische Gebäudeausrüstung - in ein gemeinsames Modell führt das Konzept von BIM weiter.

Abbildung 7 zeigt ein Projekt, in dem alle Informationen zu Architektur, Tragwerk und TGA in einem Modell zusammengeführt wurden.

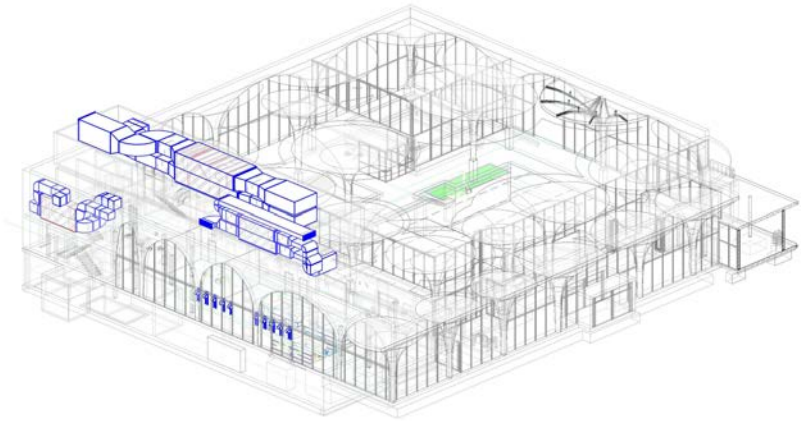


Abbildung 7: Vorplanungsmodell Architektur (studioGA), Tragwerksplanung und TGA (IWT)
© studioGA, München, AJG Ingenieure GmbH und IWT GmbH, Hannover

4 Das Tragwerksmodell

Die Kernaufgabe der Tragwerksplanung liegt, wie der Name schon sagt, im Entwurf und in der Berechnung des Tragwerks für ein Bauwerk. Dafür abstrahiert der Tragwerksplaner das Bauwerk in ein Tragwerksmodell, das die Tragwirkung ausreichend genau und realistisch erfasst.

BIM ermöglicht neben dem physikalischen, geometriebeschreibenden Modell ein zweites, in Abbildung 2 eingangs dargestelltes analytisches Modell oder Berechnungsmodell, das an das physikalische Modell gekoppelt ist. Auf der Grundlage dieses analytischen Modells können die Berechnungen im Rahmen der Tragwerksplanung durchgeführt werden.

Das analytische Modell wird zunächst vom Programm anhand der geometrischen Vorgaben und objektbasierten Eigenschaften automatisch generiert. Eine Stütze erhält beispielsweise einen Stab und eine Geschossdecke eine Fläche (Abbildung 8). Wie beide Elemente nun weiterverarbeitet werden, also ob z.B. die Fläche als Platte oder als Schale beschrieben werden soll, muss vom Tragwerksplaner festgelegt werden. Gleichermaßen verhält es sich mit der Frage, ob das Tragwerk als dreidimensionales Gesamtmodell oder in Teilmodellen in 2D oder 3D berechnet werden soll.

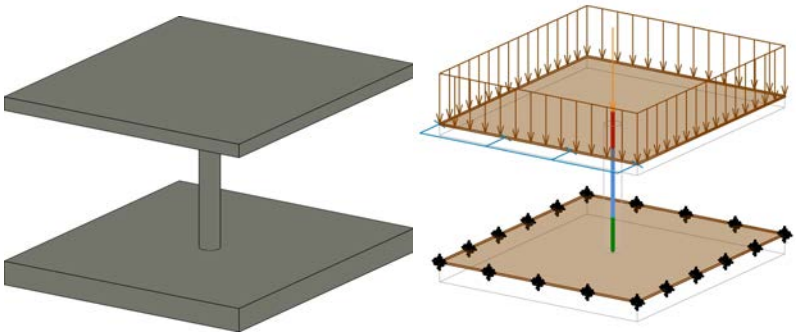


Abbildung 8: Physikalisches und analytisches Modell Stab und Fläche
© AJG Ingenieure GmbH

Es bleibt weiterhin Aufgabe der Tragwerksplanung das Tragwerkssystem festzulegen, es analytisch und numerisch zu beschreiben, Materialmodelle zu definieren und die Berechnungsmethode zu wählen. Damit stellt sich schnell heraus, dass die grundlegenden Aufgaben des Tragwerksplaners mit BIM nicht großartig verändert werden. Einzig die Modellbildung als Basis für die Berechnung kann aus dem physikalischen Modell abgeleitet werden und gestaltet sich bei intelligenter Modellierung ggf. einfacher.

Nun ist es allerdings so, dass ein analytisches Modell im Zuge der Erstellung des BIM-Modells automatisch generiert wird. Das geschieht auch dann, wenn das BIM-Modell von einem nicht mit der Tragwerksplanung befassten Fachplaner, z.B. dem Architekten, erstellt wird. Die Gefahr besteht, wie bei jeder Automatisierung, dass das Modell ohne kritische Prüfung für die weiteren Berechnungen verwendet, und dem Programmalgorithmus blind vertraut wird.

Nachdem ein BIM-Modell grundsätzlich ein geometrisch dreidimensionales Modell ist, wird im ersten Schritt automatisch auch ein dreidimensionales analytisches Modell erzeugt. Das verleitet dazu, auch das Tragwerk grundsätzlich als dreidimensionales Gesamtmodell zu berechnen, unabhängig davon, ob dies statische sinnvoll oder notwendig wäre. Ein allzu argloser Umgang mit dreidimensionalen Berechnungsmodellen birgt jedoch Risiken, die sogar standsicherheitsrelevant sein können. Beispiele dafür sind die unzureichende Berücksichtigung des Bauablaufes, der Boden-Bauwerks-Interaktion, der Anschlusselemente oder der Fugen. Die besonderen Eigenschaften eines dreidimensionalen Gesamtmodells müssen baustatisch berücksichtigt werden.

Aufgrund des dreidimensionalen Bauwerksmodells, dem größtenteils automatisch erzeugten analytischen Modell und den zahlreichen Einflussfaktoren (z.B. Anschlusssteifigkeiten) sind vertiefte Plausibilitätskontrollen für das Tragsystem erforderlich. Die Auswirkungen von Annahmen und die Sensibilität von streuenden Einflussgrößen auf das Tragverhalten müssen umso intensiver überprüft werden, desto komplexer das Tragwerksmodell wird.

Die aktuell vorgesehenen Nachweiskonzepte in der Baustatik erfordern ein mehr oder weniger umfangreiches Eingreifen des kompetenten Tragwerksplaners in den Abstrahierungspro-

zess einer (BIM-) Modellierungssoftware. Sowohl die realitätsnahe Abbildung, die normengerechte Nachweisführung als auch die spätere konstruktive Durchbildung müssen berücksichtigt werden.

Durch die Verbreitung der FE-Methode in Kombination mit immer leitungsfähigeren Computersystemen ist es aus Sicht des Autors jedoch nur eine Frage der Zeit, bis die derzeitigen finiten Elemente in Form von Stäben oder Schalen vollständig durch FE-Volumenelemente abgelöst werden. Zusammen mit einem geänderten Nachweiskonzept, z.B. auf Basis von Spannungen und nichtlinearen Materialmodellen, könnte die bisherige Nachweisführung grundsätzlich verändert werden.

Damit wäre es auch für jemanden ohne spezielle Fachkenntnisse in der Tragwerksplanung ein Leichtes, geometrische Strukturen vollständig in FE-Modellen abzubilden und durch entsprechende Berechnungsprogramme in statischer Hinsicht nachweisen zu lassen. Die eigentliche Modellierungsaufgabe ist ja nicht eine Abstraktion einer geometrischen Struktur, sondern die geometrische Struktur selbst.

Die Folgen liegen auf der Hand: Vermeintlich jeder mit Modellierungskenntnissen könnte eine statische Berechnung durchführen. Eine gute Berechnungssoftware könnte Hinweise für die Modellierung geben, Ergebnisse analysieren und Probleme aufzeigen.

Allerdings erscheint es (noch) unmöglich, dass ein auch noch so intelligentes Computerprogramm ein Tragwerk mit allen seinen Randbedingungen und seiner Sensitivität in Gänze durchdringt und bewerten kann. Vielmehr besteht die Gefahr, dass wichtige Randbedingungen durch automatisierte Prozesse doch unzureichend oder falsch eingeschätzt werden.

Insofern ist die fortschreitende Automatisierung durchaus differenziert zu betrachten. Einerseits kann sie Vorteile z.B. hinsichtlich Effizienz oder Minimierung von Schnittstellen bringen. Andererseits wird die gesetzlich und gesellschaftlich eingeforderte Standsicherheit mehr und mehr in die Hände von Computerprogrammen gegeben.

Daraus wird die Wichtigkeit der Steuerung der Modellbildung und der Nachweisprozesse durch den erfahrenen Tragwerksplaner deutlich. Er muss das Modell selbst hinsichtlich deren Eignung zur Abbildung des Tragverhaltens kritisch prüfen und verifizieren. Insofern ist eine Automatisierung der Tragwerksplanung nur bis zu einem gewissen Grad möglich. Vielmehr erfordert eine zunehmende Automatisierung zusätzliche und vermehrte Kontrollprozesse, die nur durch fachkundige und gut ausgebildete Tragwerksplaner durchgeführt werden können.

5 Fazit

Mithilfe von BIM wird der Prozess der Tragwerksplanung vollständig digitalisiert. Das Bauwerk wird digital gebaut, bevor es real gebaut wird. Der Tragwerksplaner und Bauingenieur wird zum digitalen Baumeister.

Die Tragwerksplanung beschäftigt sich seit jeher mit Modellen für ein Bauwerk. Nun kommt das BIM-Modell hinzu. Die grundlegende Arbeit der Tragwerksplanung bleibt aber auch mit BIM dieselbe. Die Tragwerksplanung muss weiterhin standsichere und wirtschaftliche Bauwerke liefern. Allerdings verschiebt sich die Arbeitsweise von einer eher analog geprägten hin zu einer voll digitalen und integralen Planung. Die vertieften Kenntnisse der technischen

Mechanik werden aber weiterhin als Grundlagen abverlangt. Darüber hinaus müssen komplexe dreidimensionale Tragwerkssysteme durch einfache Ersatzsysteme verifiziert werden. Das kann nur durch umfangreiches Know-how und Erfahrung vom Tragwerksplaner geleistet werden. Je mehr die Tragwerksplanung automatisiert wird, desto mehr unabhängige Kontrollprozesse müssen durchgeführt werden.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Baustatik in Zeiten von BIM – Die Rolle der Hochschulausbildung

Norbert Gebbeken

Universität der Bundeswehr München, Institut für Mechanik und Statik, Forschungszentrum RISK, Werner-Heisenberg-Weg 37, 85577 Neubiberg
E-Mail: norbert.gebbeken@unibw.de

Zusammenfassung: Die Digitalisierung von Planen, Ausführen und Betreiben wird die Prozesse am Bau verändern. Parallel dazu erfolgt die Entwicklung und Implementierung der Künstlichen Intelligenz in der Bauwirtschaft. All dies wird zu mehr Ganzheitlichkeit und mehr Miteinander der am Bau Beteiligten führen. Das Arbeiten im Team muss deshalb stärker in der Hochschulausbildung gelernt werden. Trotzdem bleiben für Ingenieure die MINT-Fächer die entscheidende Grundlage. Die Basis wird in der Planung der so genannte dreidimensionale digitale Zwilling der baulichen Anlage. Er ist jedoch das Modell, nicht die Realität. Die dreidimensionale Planung erscheint vielen als neue Errungenschaft. In der Baustatik wird aber bereits seit den achtziger Jahren dreidimensional numerisch modelliert und gerechnet. Verändert nun BIM zukünftig die baustatische Modellbildung? Welche Rolle spielen die physikalischen Grundlagen zukünftig? Wie finden Verifikation und Validierung der digitalen Modelle statt? Der Beitrag versucht, Antworten auf drängende Fragen zu geben.

1 Der Prozess

Im Jahr 2015 wurde die „planen-bauen 4.0 GmbH“ gegründet. Sie geht zurück auf eine Empfehlung der Reformkommission Bau von Großprojekten. Sie hat die Aufgabe, die Digitalisierung der gesamten Wertschöpfungskette Planen, Bauen und Betreiben in Deutschland zu gestalten, zu koordinieren und zu unterstützen. Sie soll helfen, Gefahren zu identifizieren und für die Minimierung von Risiken Lösungen zu entwickeln. Die Wertschöpfungskette umfasst dabei den gesamten Lebenszyklus von Bauwerken inklusive Rohstoffherstellung, Errichtung, Betrieb und Erhaltung, Rückbau und Recycling.

Weiterhin gibt es den Verein „BuildingSMART“. Dieser Interessenverband von Unternehmen, Lehreinrichtungen und Privatpersonen aus allen Bereichen des Bauwesens

hat sich zum Ziel gesetzt, die Projektabwicklung mittels effizienter Methoden integrierter Informationsverarbeitung durchgängiger und effektiver zu gestalten und damit qualitäts-, termin- und kostensicherer zu machen. Im Mittelpunkt steht dabei BIM als Planungsmethode auf Basis digitaler Bauwerksmodelle. Für eine offene BIM-Anwendung konzipiert und zertifiziert der Verein Standards wie „Industry Foundation Classes (IFC)“.

Das Zentrum Digitalisierung Bayern (ZD.B) ist eine deutschlandweit einzigartige Forschungs-, Kooperations- und Gründungsplattform, die als Impulsgeber in Zusammenarbeit mit Wirtschaft, Wissenschaft, Verbänden und öffentlichen Maßnahmen wirkt. Auf der Homepage des ZD.B heißt es: „Nachhaltige Bauwerke, leistungsfähige Infrastrukturen, smarte Städte und attraktive Regionen sind grundlegende Anforderungen von Bürgern und Wirtschaft an unseren zukünftigen Lebenswelten. Um diese Anforderungen zu erfüllen, bedarf es eines wirkungsvollen Zusammenspiels unterschiedlichster Akteure, geeigneter Prozesse und eine systematische Datenintegration. Ziel ist es, innovative Lösungen einer sektorübergreifenden Datennutzung mit Vertretern aus Wirtschaft, Wissenschaft und öffentlicher Hand, im Sinne eines digitalen Zwillings (Bauwerk, Quartier, Region), zu entwickeln und zu erproben. Für das Bauwesen ist BIM ein wichtiger Mosaikstein. Um das gesamte Potential einer Datenintegration für Quartiere und Regionen sichtbar und nutzbar zu machen, sollen darüber hinaus Daten aus anderen Sektoren (z.B. Mobilität, Energie, Gesundheit) mit geobasierten Informationssystemen (GIS) verknüpft werden.

Die „planen-bauen 4.0“ hat zwischenzeitlich einen Stufenplan für die Einführung von BIM in Deutschland im Auftrag des BMVI erarbeitet. Er wurde am 15. Dezember 2015 auf dem ersten deutschen BIM-Gipfel vorgestellt. Er sieht vor, dass ab 2020 die BIM-Planung im Bereich der Verkehrsinfrastruktur vorgeschrieben wird. Der Hochbau soll folgen. Insofern besteht dringender Handlungsbedarf in der Baupraxis bei der Umsetzung von BIM. Auf dem BIM-Gipfel rief Minister Dobrindt die Hochschulen auf, das Thema „BIM“ verstärkt in den Hochschulen zu behandeln.

An der TU München gibt es bereits das „Leonhard Obermeyer Center“. Es bündelt die wissenschaftliche Expertise von über 60 Forschern. Im Dialog mit Partnern aus Industrie und staatlichen Institutionen Forschungsschwerpunkte definiert. Für Fragen zu digitalen Methoden in Architektur, Bauingenieurwesen, Geodäsie und Geoinformatik bietet das LOC eine Plattform für die Zusammenarbeit. Das LOC versteht sich als „Think Tank“ für strategische Entwicklungen im Bereich der Digitalisierung der Bauwirtschaft. Die Mitglieder des LOC bieten unterschiedliche Lehrveranstaltungen zu BIM an.

Bereits im Jahr 2015 hat die Forschungsvereinigung „Baustatik-Baupraxis“ einen Arbeitskreis BIM eingesetzt, der untersuchen sollte, ob und wenn ja, welchen Einfluss BIM auf die Lehre in der Baustatik hat. Der AK-BIM war besetzt mit Mitgliedern der Forschungsvereinigung, Vertretern der Praxis, Software-Entwicklern und Vertretern der Verbände des digitalen Planens (Building-SMART, planen-bauen 4.0).

Der AK Baustatik-BIM hatte sich folgende Fragen gestellt:

- Was ist BIM?
- Wie steht die „Baustatik“ zum digitalen Planen und Bauen (BIM)?

- Wie kann oder muss BIM in die Lehre in der Baustatik integriert werden?
- Welche Empfehlungen kann der AK Baustatik-BIM geben?

Auf diese Fragen werden im Folgenden Antworten ergeben.

2 Definition BIM:

Building Information Modeling (BIM) beschreibt ein Vorgehen zur digitalen Planung, Ausführung und Bewirtschaftung von Gebäuden mit Hilfe von Software. Dabei werden alle relevanten Gebäudedaten digital erfasst, kombiniert und vernetzt. Das Gebäude wird als virtuelles Gebäudemodell auch geometrisch visualisiert. Building Information Modeling findet Anwendung sowohl im Bauwesen zur Bauplanung und Bauausführung als auch im Facility Management. BIM erlaubt die aktive Vernetzung aller Beteiligten über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerkes. Für die damit verbundenen Prozesse und Nahtstellen sind klar definierte Konventionen erforderlich.

So einfach diese Definition klingt, so komplex ist die Zusammenarbeit in der systemischen digitalen Informationskette aller am Bau Beteiligten und Gewerke. Die Verknüpfung von Planungsdaten erfordert einheitliche Standards bei der Software und bei den Datenbanken. Diese einheitlichen Standards werden derzeit erst erarbeitet. Die wesentlichen Entscheidungsprozesse lassen sich nicht digitalisieren. Entscheidungen werden auch weiterhin von Menschen getroffen. BIM setzt voraus, dass die Zusammenarbeit reibungslos funktioniert und die Transparenz für alle Beteiligten gegeben ist. In diesem Prozess findet weiterhin bei den einzelnen Fachplanern die „ganz normale“ Fachplanung statt. Doch die erforderlichen digitalen Nahtstellen sind etwas Neues. Die reibungslose Zusammenarbeit über die Gewerke hinweg funktioniert noch nicht. Einerseits fehlt es noch am Bewusstsein und andererseits an den nötigen Datentransfers.

Im Rahmen der Erarbeitung des Baustatik-BIM-Positionspapieres konzentrierte sich der AK-BIM auf für die Baustatik relevanten Bereiche: Architektur, Tragwerksplanung und Ausführungsplanung. Hier wird immer noch an mindestens zwei verschiedenen numerischen Modellen (digitale Zwillinge) gearbeitet, die miteinander gekoppelt werden, aber ansonsten unabhängig sind. Wichtig ist, dass die Datenmodelle übertragbar sind. Das kurzfristige Ziel ist die abgestimmte digitale 3D-Planung in der Architektur und in der Tragwerksplanung „Little BIM“. Inzwischen gibt es verschiedene Pilotprojekte, bei denen Architekten und Tragwerksplaner an einem einzigen digitalen Modell arbeiten.

Es muss betont werden, dass ein digitaler Zwilling, egal ob ein Gebäude, ein Tunnel, ein Auto oder ein Flugzeug, immer nur das Modell der Realität ist. Ingenieure arbeiten daran, das Modell so wirklichkeitsnah wie möglich zu entwickeln. Es wird aber nie die Realität sein. Deshalb ist es in der Automobilindustrie auch weiterhin erforderlich, bis zu 200 reale Prototypen in allen möglichen Situationen zu testen, bevor die Serienproduktion anläuft. Nur von der Bauindustrie wird verlangt, dass der erste Prototyp bereits Serienreife hat. Deshalb sind Bauingenieure bei der numerischen Modellbildung besonders gut. Das hat Tradition.

Die Baustatik ist seit Jahrzehnten Vorreiter der digitalen 3D-Analyse von Tragwerken. Die numerischen baustatischen Werkzeuge für die Entwicklung digitaler Zwillinge stehen seit ca. 40 Jahren grundsätzlich bereit (s. Tagungsbände Baustatik-Baupraxis 1 -13, 1981 bis heute). Gerade die Institute für Baustatik haben die 3D-Finite-Elemente-Methode entwickelt, die heute die wesentliche Basis der 3D-Tragwerksplanung im BIM bildet. Heinz Duddeck, Wilfried B. Krätzig, Ekkehard Ramm, Walter Wunderlich u.a. sind Pioniere der computer-orientierten Methoden. Die Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis sieht sich somit als methodische Wegbereiterin für BIM. Die bisherigen baustatischen Methoden unterstützen die Abstraktion, die für BIM erforderlich ist, optimal. Aufbauend auf dieser Historie, möchte die Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis BIM begleiten und fördern. Wie kann das am besten geschehen? Zur Beantwortung der Frage muss man sich die baustatischen Material- und Struktur-Elemente in den Computerprogrammen für die Tragwerksplanung ansehen.

Ein 3D-CAD-Gebäudemodell enthält die wesentlichen geometrischen Daten, die zur Entwicklung des statischen Modells für die Tragwerksplanung erforderlich sind. Die Entwicklung des Tragwerksmodells ist ein kreativer, geistig-schöpferischer Prozess, der nicht digitalisiert werden kann. Das Tragwerksmodell muss folgende allgemeine Forderungen erfüllen, die gesellschaftlich eingefordert werden:

1. Standsicherheit (nicht verhandelbar!)
2. Gebrauchstauglichkeit
3. Dauerhaftigkeit
4. Wirtschaftlichkeit
5. Nachhaltigkeit (z.B. CO2-Bilanz)
6. Ästhetik (Baukultur)

Diese 6 Punkte dienen zum Erhalt unserer Baukultur (vgl. auch Bundesstiftung Baukultur). Für die Tragwerksplanung werden unterschiedlichste numerische Modelle für Baustoffe, Bauweisen und Tragwerke benötigt. Neben einer Vielzahl an Materialmodellen für Baustoffe benötigen wir analytische Beschreibungen (i.d.R. Differentialgleichungen) und numerische Beschreibungen (finite Elemente) für folgende Strukturelemente:

1. Stäbe (Stützen, Balken, Fachwerksstäbe),
2. Ebene Flächentragwerke (Scheiben und Platten)
3. Schalen,
4. Kontinua,
5. Seile,
6. Bögen und
7. Membrane.

Zur Verbindung von bauteilen werden spezielle numerische Verbindungselemente benötigt für Gelenke, Einspannungen, Teileinspannungen u.s.w.

Mit Hilfe eines „digitalen Baukastens“, der alle oben aufgeführten numerischen Modelle (Bausteine des Statischen Systems) enthält, kann ein numerisches BIM-Tragwerksmodell entworfen werden. Um die 6 Forderungen zu erfüllen, muss bei der Tragwerksplanung noch die Berechnungsmethode festgelegt werden. Es stehen uns in der Statik und Dynamik grundsätzlich beispielhaft zur Verfügung:

- Geometrisch lineare Theorie (Theorie I. Ordnung, sehr kleine Verformungen)
- Geometrisch nichtlineare Theorien
    - Theorie II. Ordnung (kleine Verformungen)
    - Vollständig geometrisch nichtlinear (auch große Verformungen)
    - Stabilitätstheorie
- Physikalisch nichtlineare Theorien
    - Plastizitätstheorie
    - Traglasttheorie
- Gekoppelt geometrisch-physikalisch nichtlineare Theorien
    - Traglasttheorie II. Ordnung
    - Elasto-plastische Stabilitätstheorie

Einige dieser Methoden können mit Hilfe von Differentialgleichungen formuliert werden, die exakte Lösungen für das zugrundeliegende mechanische Modell liefern. Für die numerischen Analysen werden des Weiteren numerische Methoden benötigt, deren Lösungen methodenbedingt nicht exakte Lösung sind, sondern Näherungslösungen. Wesentliche numerische Methoden sind die

- Methode der finiten Elemente oder die
- Methode der finiten Differenzen.

Diese finiten Methoden haben viele Varianten, die je nach Anwendungsgebiet spezielle Eigenschaften haben und deren zweckmäßiger Einsatz umfassendes Knowhow der Ingenieure erfordert. Diese Methoden lassen sich algorithmisieren, nicht jedoch die Tragwerksplanung und die Entscheidung darüber, welche numerischen Modelle und Methoden anzuwenden sind. Für die Ausführungsplanung müssen noch Nachweise geführt und konstruktive Randbedingungen beachtet werden. Dies erfolgt im Studium in den materialbezogenen Fachgebieten des konstruktiven Ingenieurbaus. Die Ausführungs- und Werkpläne werden für die Baustelle aus dem 3D-BIM-Modell als 2D-Pläne erzeugt. Auch hierfür ist die Übertragung der Datenmodelle aus der Tragwerksplanung erforderlich, damit die ausführenden Firmen ihrerseits die benötigten Daten zur Verfügung haben.

Betrachtet man die strenge abstrakte Theorie und vergleicht sie mit der realen Baupraxis, so ergeben sich weitere Aspekte, die die Baustatik mit der Baupraxis verknüpfen. Wenn im Rahmen von BIM immer mehr digitalisiert wird, dann müssen Tragwerksplaner und Prüfingenieure immer mehr in der Lage sein, quasi intuitiv Plausibilität zu überprüfen. Die

Verifizierung digitaler Zwillinge wird zu einer neuen Herausforderung für Entwickler, Planer und Prüfer. Eine Validierung kann ja erst beim Bau bzw. nach Fertigstellung der baulichen Anlage erfolgen. Da der erste Prototyp der baulichen Anlage das Endprodukt ist, kann in der Bauwirtschaft nicht an verschiedenen Prototypen nachgebessert werden. Deshalb muss das numerische Modell (digitaler Zwilling) besonders wirklichkeitsnah sein. Hieraus lassen sich weitere Aspekte für der Lehre in der Baustatik ableiten:

- Studierende benötigen zunächst grundlegende Fähigkeiten, analytische Modelle zu erzeugen und die Qualität und Plausibilität der Resultate zu beurteilen.
- Studierende müssen die zugrundeliegende Physik und die physikalischen Zusammenhänge verstanden haben (Tragwerksplanung ohne Normen).
- Es ist nicht entscheidend, mit welcher Software (Werkzeug) gerechnet wird.
- Baustatik und Tragwerkslehre müssen ein Gefühl für das Tragverhalten vermitteln. Intuition ist wichtig. Beispiele sind: Einfluss von Schubverformungen, Einfluss von Plastifizierungen, redundantes Tragverhalten bzw. Umlagerungen, robuste Systeme.
- Verknüpfung mit weiteren Fachgebieten. Konstruktion – Ausführung - Baubetrieb.
- Interpretation und Bewertung von konkurrierenden statischen Systemen.
- Beurteilung der Resilienz von Tragwerken.
- Modellbildung: Welche Effekte werden vernachlässigt bzw. müssen wann berücksichtigt werden. Wann kann man mit Theorie I. Ordnung rechnen, wann muss man geometrisch nichtlinear rechnen?
- Platte oder Trägerost – Statik vs. Ausführung?
- Wölbkrafttorsion als Querbiegung der Flansche? Vereinfachte Modellbildung.
- Seile mit Durchhang oder ohne?
- FE-Netze bewerten (zu grob, zu fein, richtiger Elementansatz) ASME-Code „Verification & Validation“
- Hat Gebrauchstauglichkeit Einfluss auf die statische Modellbildung?
- Haben zeitliche Effekte Einfluss auf Statik und Gebrauchstauglichkeit?
- Warum und wann müssen welche Exzentrizitäten berücksichtigt werden?
- Welche numerischen „Defekte“ führen zu groben Fehlern (Affine Eigenformen)?
- Wann müssen Umlagerungen infolge von Bauzuständen berücksichtigt werden?
- Wann müssen Bauzustände modelliert und nachgewiesen werden?
- Kann es zu unvorhergesehenen Zwängungen kommen (z.B. Temperatureinflüsse)?
- Wie sieht es mit der Berücksichtigung von „Vorspannung“ aus?
- Wie genau sind Anschlüsse zu modellieren?
- Wichtig ist das Erkennen von Stabilitätsgefährdungen.

- Müssen Einflüsse von Kriechen, Relaxation, Schwinden und Quellen erfasst werden?
- Können numerische Einflüsse eindeutig erkannt werden, damit sie nicht fälschlicherweise als physikalische interpretiert werden.
- Wann müssen Verifikation und Validierung erfolgen?
- Grundlagen: VDI 6201 – Softwaregestützte Tragwerksberechnung
- Wann sind Interdependenzen wie Boden-Bauwerks-Interaktion zu berücksichtigen?
- Lassen sich Schäden am Bauwerk modellieren?
- Etc.

Viele dieser Aspekte müssen im Tragwerks-Modell berücksichtigt und modelliert werden, lassen sich jedoch nicht vollständig digitalisieren. Ein BIM-Modell muss für den Tragwerksplaner vor allem ein dreidimensionales Gesamtmodell enthalten. Das Gesamtmodell muss, um praktikabel zu sein, so grob wie möglich sein und so fein wie nötig. Das hat zur Folge, dass viele Detailuntersuchungen separat mit speziellen Programmen an speziellen Detail-Modellen geführt werden müssen. Die jeweiligen Daten müssen dann wieder (digital) kommuniziert werden. Die Entscheidung hierüber liegt beim Tragwerksplaner - als Menschen. An dieser Stelle kann kein BIM-Manager helfen.

Betrachtet man die Anforderungen, die die Gesamtmodellierung im Zuge der BIM-Planung an die Baustatik stellt, so lässt sich feststellen, dass die Hochschullehre in der Baustatik der BIM-Zeit offensichtlich deutlich voraus war. Vor ca. 35 Jahren kamen die numerischen baustatischen Methoden und die dreidimensionale Modellierung „auf den Markt“ und erst viel später erfolgte deren Akzeptanz in der Bau-Praxis. Aufgrund dieser langen Erfahrung kann die Baustatik ihrerseits Forderungen an BIM stellen. Diese wären:

- BIM muss die unabhängige Prüfung (Verifikation) ermöglichen und unterstützen, damit die Standsicherheit, die nicht verhandelbar ist, gewährleistet ist.
- BIM muss nachvollziehbare, prüffähige statische Dokumente liefern.
- BIM darf Gestaltungsfreiheit nicht einschränken (u.a. Baukultur).
- BIM muss es erlauben, dass aus einem Geometriemodell verschiedene konkurrierende Tragwerksmodelle entwickelt werden können (Unabhängige Prüfung, Wirtschaftlichkeit).
- BIM muss beachten, dass eine „Berechnung am Gesamtsystem“ nicht identisch ist mit einer „dreidimensionalen Tragwerksplanung“.
- BIM muss so gestaltet werden, dass Optimierungen leicht möglich sind.
- BIM muss es ermöglichen, die abstrahierten Modellsysteme und die Berechnungsergebnisse in das Modell zurück zu übernehmen und zu integrieren (Bestandsplanung, Umplanungen, Life-Cycle-Management).
- BIM darf Innovationen nicht beschränken oder behindern.

BIM sollte ein hilfreiches Werkzeug sein sowohl für das modulbasierte Bauen als auch für das Bauen von Unikaten.

3 Wer koordiniert den BIM-Prozess?

In der BIM-Definition war zu lesen, dass alle relevanten Gebäudedaten über alle Gewerke hinweg digital erfasst, kombiniert und vernetzt werden. Hiermit stellt sich die Frage, wer das alles koordiniert. Laufen die Prozesse „top down“ oder „bottom up“? Jeder einzelne im Projektteam muss wissen, dass er digitale Daten erhält, bearbeitet und weitergibt. Das war eigentlich auch bisher schon so. Doch wie läuft das in einer systemischen digitalen Prozesskette ab? Das ist abschließend noch nicht geklärt. Klar ist aber, dass jeder einzelne eine BIM-Kompetenz haben muss, damit er weiß, welche Daten er wie zu bearbeiten und weiterzugeben hat. Möglicherweise wird es für jedes „Gewerk“ einen BIM-Koordinator geben. Und darüber hinaus einen koordinierenden BIM-Koordinator, der Generalist im Bauwesen sein muss und sich mit Datenbanken auskennt. Das könnte jemand sein, der computerorientierte Baustatik oder Bauinformatik vertieft mit ergänzenden Fächern der werkstoffgebundenen Fachgebiete sowie Geotechnik und Baubetrieb.

4 BIM-Ausbildung

Da BIM keine eigenständige (wissenschaftliche) Methode ist, und auch nicht einem speziellen Fachgebiet zugeordnet werden kann, empfiehlt der Arbeitskreis Baustatik-BIM, dass im Vertiefungsstudium in interdisziplinärer oder sogar multidisziplinärer (Architektur, Fassadenplanung, TGA, etc.) Projektarbeit BIM geübt wird. Hierfür bieten sich zum Beispiel Wahlpflichtveranstaltungen an. Die BIM-Projektarbeit schult das prozessorientierte Vorgehen und das gegenseitige Verstehen. Obwohl häufig von der BIM-Methode gesprochen wird, ist BIM vielleicht doch eher eine Fertigkeit; ein Werkzeug. Damit kann sie auch der beruflichen Fort- und Weiterbildung zugeordnet werden. Diese fällt einerseits in das Aufgabenfeld der Hochschulen und andererseits in das Aufgabenfeld der Ingenieurkammern, wegen der Fortbildungsverpflichtung der Kammermitglieder. In beiden Fällen ist aber wichtig, dass praktische Erfahrungen in die BIM-Ausbildung einfließen.

5 Abschließende Bemerkungen

Die Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis sieht sich als Wegbereiter des BIM und wird den Prozess der Implementierung von BIM begleiten und aktiv mitgestalten. Hierzu bedarf es der interdisziplinären Zusammenarbeit in den Fakultäten und darüber hinaus. BIM ist eine logische Konsequenz aus der Weiterentwicklung der computerorientierten Baustatik und der globalen Digitalisierung mit IoT und KI. BIM muss so organisiert werden, dass der deutsche Mittelstand, insbesondere die Büros in der Tragwerksplanung, unabhängig von ihrer Größe, international konkurrenzfähig bleibt. Wer sich jetzt noch nicht mit BIM beschäftigt der gefährdet seine Zukunftsfähigkeit.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Implementierung von BIM im Ingenieurbüro – ein Praxisbericht

Christian Mühlbauer, Markus Hennecke, Paulina Sala

Zilch + Müller Ingenieure GmbH (ZM-I)

Zusammenfassung: Building Information Modeling (BIM) bietet die Möglichkeit zur Digitalisierung der Planungsprozesse. Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Motivation, sich mit BIM zu beschäftigen und zeigt eine mögliche Herangehensweise, BIM im Ingenieurbüro für Tragwerks-planung zu implementieren. Anhand eines Projektbeispiels werden Möglichkeiten und Vorteile bei der Nutzung eines digitalen Bauwerkmodells verdeutlicht.

1 BIM – Die Digitalisierung des Bauwesens

Im allgemeinen Verständnis bezeichnet Building Information Modeling (BIM) eine kooperative Arbeitsmethodik, bei der auf der Grundlage digitaler Bauwerksmodelle alle wesentlichen Informationen und Daten durch alle Lebensphasen eines Bauwerks erfasst, kommuniziert und genutzt werden (vgl. z.B. auch BIM-Stufenplan [1]).

Nicht zuletzt die vom Bundesministerium für Verkehr und Digitale Infrastruktur (BMVI) eingesetzte Reformkommission Bau von Großprojekten hat eine klare Grundsatzempfehlung zum digitalen Planen und Bauen formuliert. Als öffentlicher Bauherr hat das BMVI mit der Veröffentlichung des BIM-Stufenplans [1] festgelegt, dass in ihrem Zuständigkeitsbereich der Verkehrsinfrastruktur ab dem Jahr 2020 alle Projekte mit der BIM-Methode abgewickelt werden. Dadurch wurde eine Vielzahl von BIM-Projekten und BIM-Aktivitäten in Deutschland initiiert.

Doch wofür brauchen wir BIM? Und ist BIM das Allheilmittel zur Verbesserung von Planungs- und Bauprozessen und damit der mangelfreien Herstellung eines Bauwerks unter Einhaltung der Kosten- und Termin-vorgaben?

Selbst bei Bauvorhaben kleiner und mittlerer Größe gibt es viele Projektbeteiligte mit unterschiedlichen Funktionen (vgl. Abb. 1).

Dabei erfolgt die Kommunikation zwischen den Projektbeteiligten in der Regel über verschiedene Medien wie zum Beispiel E-Mail, Projektserver, Telefon etc.. Dies ermöglicht

eine einfache und schnelle Kommunikation, bei der u.a. auf Projekträumen auch Dokumente und Planunterlagen strukturiert abgelegt werden können. Jedoch entstehen durch die Verwendung unterschiedlicher Kommunikationsmittel Brüche im Informationsfluss. Eine hohe Kommunikation über verschiedene Medien führt in der Regel zu inkonsistenten Projektdaten und liefert daher keinen Mehrwert für das Projekt.

Bei der Verwendung eines koordinierten digitalen Bauwerksmodells sind sämtliche relevante Daten im Projekt nur einmal vorhanden und stehen jedem Projektbeteiligten zur Verfügung (siehe Abb. 1).

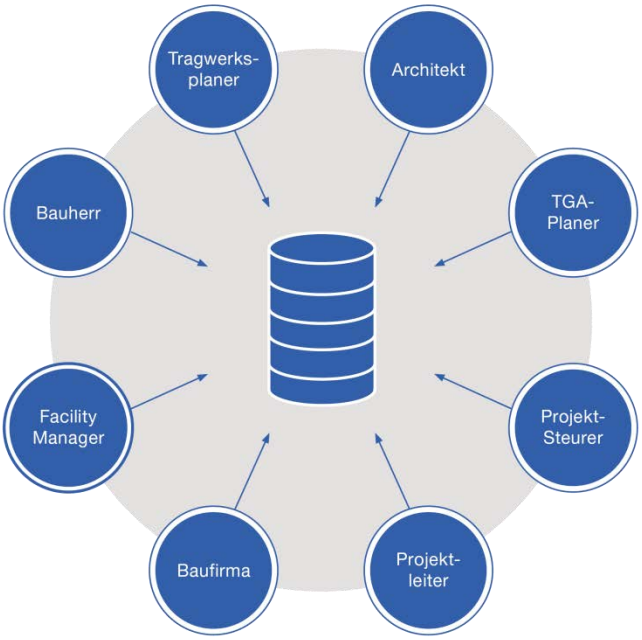


Abbildung 1: Integriertes Datenmanagement mit BIM

Ein im Projekt integriertes digitales Datenmanagement und die konsistente Nutzung der digitalen Informationen von allen Projektbeteiligten ermöglicht eine Strukturierung und Darstellung von komplexen Planungs- und Bauprozessen und damit eine hohe Planungsqualität und -sicherheit.

2 BIM-Implementierung bei ZM-I

Die Einführung von BIM bei ZM-I ist ein konsequenter weiterer Schritt zur Digitalisierung der internen Prozesse. Durch die Verwendung von digitalen Gebäudemodellen bei der Tragwerksplanung besteht die Möglichkeit alle tragwerksrelevanten Daten in einer Datenbank anzulegen und zu pflegen. Alle Projektbeteiligten arbeiten kontinuierlich an einem digitalen Modell. Damit haben alle am Projekt Beteiligten die Möglichkeit zu jeder Zeit die aktuellen Projektdaten abzurufen. Dies führt zu einer hohen Planungsqualität und Planungssicherheit, die nicht nur für den Bauherrn von essenzieller Bedeutung ist, sondern auch die internen Arbeitsabläufe in der Tragwerksplanung effizient gestaltet.

Bei der Einführung von BIM im Unternehmen ist das Bereitstellen der technischen Rahmenbedingungen, d.h. einer BIM-fähigen Hard- und Softwareumgebung, nur ein Bruchteil der notwendigen Maßnahmen. Neben den organisatorischen Schritten die Prozesse und die Bürostandards auf die Arbeitsweise mit BIM vorzubereiten liegt der Fokus darauf die Mitarbeiter/-innen mit den neuen Methoden und Prozessen vertraut zu machen. Neben Schulungen der neuen Prozesse und Software sowie einer disziplinierten Arbeitsweise an den digitalen Bauwerksmodellen ist die enge Zusammenarbeit im Projekt - verbunden mit neuen Funktionen und Tätigkeiten - von zentraler Bedeutung für die am BIM-Projekt Beteiligten.

Aufgrund der oben genannten umfangreichen Maßnahmen ist es für eine erfolgreiche Einführung von BIM im Unternehmen essenziell Freiräume außerhalb der Projektarbeit zu schaffen. Zur Implementierung von BIM im Unternehmen wurde daher ein BIM-Team gegründet. Ein Kernbereich dieses Teams ist das BIM-Management, in dem Unternehmensstandards und Prozesse entwickelt, BIM-Projekte betreut und Fortbildungsmaß-nahmen sowie das Wissensmanagement aufgesetzt werden. Ein weiterer Kernbereich des BIM-Teams ist das sogenannte BIM-Labor. Hier entwickeln Mitarbeiter/-innen Softwarelösungen für automatisierte Prozesse bei der Modellerstellung und Schnittstellen für den Datenaustausch.

3 Projektbeispiel und Erfahrungen

Am Beispiel eines Laborgebäudes aus Stahlbeton sollen die Möglichkeiten und Erfahrungen mit der BIM-Arbeitsweise bei der Tragwerksplanung vorgestellt werden. Die nach BIM4INFRA2020 [2] definierten Anwendungsfälle (AwF) werden dabei in Klammern genannt.

Bei dem dargestellten Projekt wurde ein sogenanntes „little BIM“ verwendet, d.h. es wurde lediglich für die Tragwerksplanung ein digitales Bauwerksmodell eingesetzt und zum Teil den externen Planungsbeteiligten informativ zur Verfügung gestellt. Eine BIM-Planung war nicht vom Auftraggeber beauftragt.

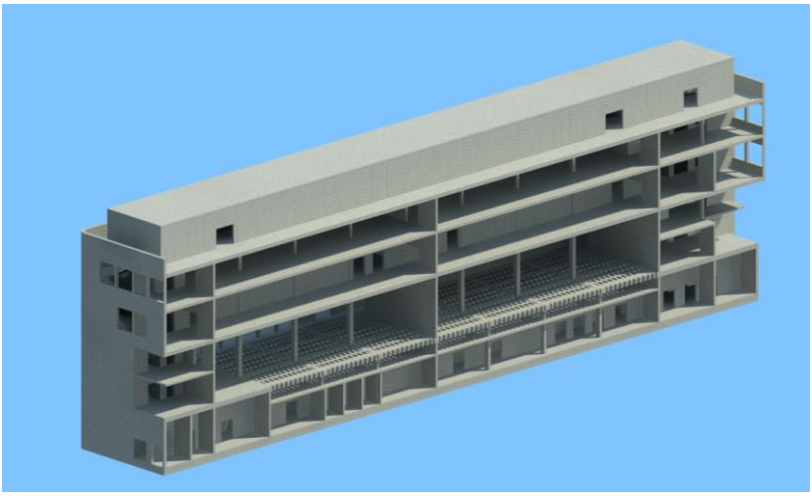


Abbildung 2: Digitales Bauwerksmodell eines Laborgebäudes

Folgende Anwendungsfälle konnten bei diesem Projekt zu großen Teilen mit BIM bearbeitet werden:

- Variantenuntersuchung (AwF 2)
- Visualisierung (AwF 3)
- Statische Bemessung und Nachweisführung (AwF 4)
- Mengenermittlung (AwF 10)
- Erstellen von Positions- und Schalplänen (AwF 7)

Dadurch, dass alle tragwerksrelevanten Daten (Geometrie, Material, Lasten etc.) in das digitale Gebäudemodell kontinuierlich, konsistent und nur einmal eingegeben und gepflegt werden ist eine hohe Daten- und Informationssicherheit im Projekt gegeben. Sämtliche tragwerksrelevanten Bauteileigenschaften und Mengen sind im digitalen Modell vorhanden. Bei einer Variantenuntersuchung in den frühen Leistungsphasen hat man neben der dreidimensionalen Visualisierung des Tragwerks auch eine sehr genaue Kenntnis über die Baustoffmengen und damit eine hohe Kostensicherheit zu jedem Planungszeitpunkt.

Durch die dreidimensionale Visualisierung ergibt sich bereits in den frühen Planungsphasen ein hoher Detailierungsgrad. Dadurch lassen sich unterschiedliche Planungsansätze früh erkennen und können gemeinsam mit den Objekt- und Fachplanern frühzeitig gelöst werden.

Bei der statischen Berechnung und Bemessung der Stahlbetonbauteile ist es möglich, über eine Schnittstelle Geometrie, wesentliche Bauteileigenschaften und Lasten in ein Statikprogramm zu exportieren. Hierbei ist die statische Modellfindung die Kernaufgabe des Tragwerksplaners. Selten macht es Sinn, ganze Gebäudeteile in ein Berechnungsprogramm zu ex-portieren; vielmehr ist es zielführend, Subsysteme in ein Berechnungs-programm zu exportieren. Bei dem dargestellten Beispiel wurde die sogenannte Waffeldecke, der Boden des Reinraums, als statisches Subsystem Stahlbeton-Trägerrost aus dem digitalen Gebäudemodell in das Berechnungsmodell exportiert (vgl. Abb. 2). Im Berechnungsmodell wurden Auflagerbedingungen und Steifigkeiten entsprechend der Modellbildung angepasst. Eine wiederholte Eingabe von Geometrie, Material und Lasten in das Berechnungsprogramm war daher nicht mehr erforderlich.

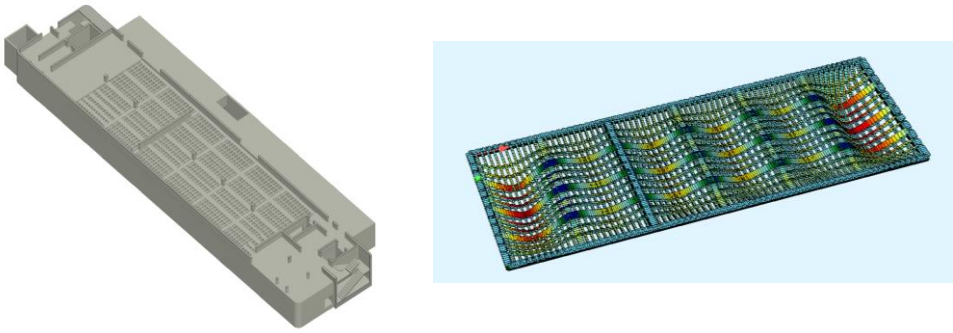


Abbildung 2: Ableitung des Berechnungsmodells für das Subsystem Trägerrostdecke aus dem digitalen Gebäudemodell

Aus dem digitalen Bauwerksmodell lassen sich sämtliche Positions- und Schalpläne konsistent ableiten. Eine Änderung von Geometrie oder Mate-rial wird durchgängig im Modell erfasst und auf den abgeleiteten Plänen konsistent dargestellt.

Bei dem hier dargestellten Beispiel wurde das digitale Gebäudemodell der Tragwerksplanung zu regelmäßigen Zeitpunkten dem TGA-Planer zur Verfügung gestellt, der für seine Planung ein eigenes digitales Gebäude-modell verwendete. Durch das Einspielen seiner digitalen Planungsdaten in das Tragwerksmodell konnte der TGA-Planer somit intern eine digitale Kollisionsprüfung durchführen.

Dieses einfache Projektbeispiel zeigt, wie mit BIM Planungsprozesse digitalisiert und effizient gestaltet werden können, was schließlich in einer hohen Planungsqualität und Planungssicherheit mündet.

Bei weiteren BIM-Projekten wurden erste Schritte Richtung big BIM, d.h. dass alle Objekt- und Fachplaner an einem digitalen Gebäudemodell arbeiten, gemacht. Bei diesen Projekten hat jeder Fachplaner sein eigenes digitales Gebäudemodell; eine Koordination der

Fachmodelle erfolgt durch einen digitalen Abgleich der Modelle durch den Objektplaner am zentralen digitalen Gebäudemodell (AwF 5).

Weitere Möglichkeiten zur Digitalisierung im Bereich der Tragwerksplanung bieten die Integration der Terminplanung (AwF 12) sowie der Bauwerksüberwachung und -dokumentation (AwF 19) in das digitale Gebäudemodell.

Die Entwicklung und konsequente Anwendung automatisierter Prozesse bei der digitalen Modellerstellung bieten zudem ein hohes Effektivitätspotential.

4 Fazit

BIM hat ein enormes Innovationspotential. Obwohl in der Praxis aktuell noch nicht alle digitalen Prozesse, Softwarelösungen und Schnittstellen vollständig ausgereift sind und reibungsfrei funktionieren zeigt sich, dass BIM effiziente Planungsprozesse und eine hohe Planungssicherheit ermöglicht. Es zeichnet sich ab, dass durch den digitalen Planungsprozess die Tätigkeiten des „Statikers“ und Konstrukteurs verschmelzen und eine enge Zusammenarbeit der Planer essentiell ist. Neue Tätigkeitsbereiche für Bauingenieure ergeben sich alleine aus den IT-Fragestellungen.

Die Qualität eines Bauwerks wird jedoch weiterhin von der Fachkompetenz und der Kreativität aller Planer und Bauausführenden und deren engen Zusammenarbeit abhängig sein.

Literatur

[1] BMVI, Stufenplan Digitales Planen und Bauen, 2015

[2] BIM4INFRA2020 – Umsetzung des Stufenplans „Digitales Planen und Bauen“, 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

BIM – Prozessoptimierung in der Tragwerksplanung

Markus Wetzel, Christian Kühner, Lukas Lüning, Alexander Bauer

Wetzel & von Seht - Beratende Ingenieure seit 1876

Zusammenfassung: Kaum ein anderes Thema wird zurzeit im Zusammenhang mit der Digitalisierung im Bauwesen mehr diskutiert als BIM: Building Information Modelling. Während das Closed BIM bereits in vielen Büros Einzug gefunden hat, wird jetzt auch die büro- bzw. firmenübergreifende und softwareunabhängige Variante von Building Information Modelling – das Open BIM – mehr und mehr praktiziert. Dieser Beitrag soll einen Überblick darüber geben, welche Rolle dem Tragwerksplaner beim Einsatz von BIM zukommt und wie er durch BIM Abläufe und Prozesse positiv im Sinne der Tragwerksplanung beeinflussen kann.

1 EINLEITUNG

Bauprojekte in der heutigen Zeit zeichnen sich vor allem durch eine stetige Zunahme an Komplexität und Umfang aus. Parallel zu dieser Entwicklung wird auch bei der Handhabung der Bearbeitung solcher Projekte nach neuen Methoden und Möglichkeiten gesucht, die dem Bestreben nach Effizienz und den hohen Anforderungen an Qualität gerecht werden. Die Methodik des Building Information Modelling – kurz BIM – soll diese Möglichkeiten bereitstellen. Im Zentrum dieser Art von Projektabwicklung steht das Daten- bzw. „BIM-Modell“, über das die planenden Parteien ihre Arbeit ablegen, verwalten und austauschen. Hierbei handelt es sich nicht nur um Gebäudemodelle im Hochbau, da sich generell alle Planungsmaßnahmen, also auch Infrastruktur-, Brückenbau- oder Industriebauprojekte über diese Technik abbilden lassen.

Die modellbasierte Informationsverwaltung soll neben Verbesserung des Abstimmungsprozesses zwischen dem Auftraggeber, dem Tragwerksplaner und den weiteren Fachplanern nach außen auch die internen Abläufe sicherer und effizienter gestalten. Besonders profitieren können in der Projektabwicklung alle Leistungsphasen, besonders aber die der Schal- und die Bewehrungsplanung, die im Allgemeinen sehr sensibel auf inkonsistente Parallelplanungen der verschiedenen Projektbeteiligten mit

Auswirkungen auf die Ausführung reagieren. Späte Änderungen im laufenden Bearbeitungsprozess führen fast immer zu einem nennenswert hohen Aufwand für Nachbearbeitungen und somit zu Terminverzögerungen.

Fehler in der Planung sind auch durch BIM nicht zu vermeiden. Sie können und werden in der Regel jedoch früher erkannt, so dass auf sie reagiert werden kann, bevor sich größere Planungsbehinderungen einstellen können.

2 BIM IN DER TRAGWERKSPLANUNG

2.1 Das Modell

Ein dreidimensionales Geometriemodell ist nicht gleichzeitig ein BIM-Modell, jedoch ist nahezu jedes BIM-Modell auch ein dreidimensionales Geometriemodell. Können aus einfachen Geometriemodellen Ableitungen von zweidimensionalen Grundrissen, Schnitten und Ansichten erfolgen, so dienen sie im Zusammenhang mit Building Information Modelling vor allem als Trägermedien für alphanummerische und analytische Informationen von Bauteilen und Konstruktionen (vgl. [1]).

Aus Sicht der Geometrie entspricht das Modell des Tragwerksplaners dem Rohbaumodell der Objektplanung. Daher wird an dieser Stelle seitens der Tragwerksplanung oft von dem Rohbaumodell gesprochen.

Im Gegensatz zum Modell der Objektplanung werden durch die Tragwerksplanung spezifisch, den Rohbau betreffende Informationen wie zum Beispiel Expositionsklassen, Bewehrungsgehalte oder Festigkeitsklassen im Modell verankert. Diese Informationen werden als sogenannte Bauteilattribute direkt an die einzelnen Modellelemente gekoppelt. Vorgenannte Parameter können dann für Auswertungen jeglicher Art genutzt werden (Massen, Mengen, Kosten etc.).

Auch Informationen über strukturelle Idealisierungen (statische Systemfindung) für die baustatischen Analysen komplexer Raumstrukturen sind ein typischer Bestandteil des BIM-Modells in der Tragwerksplanung.

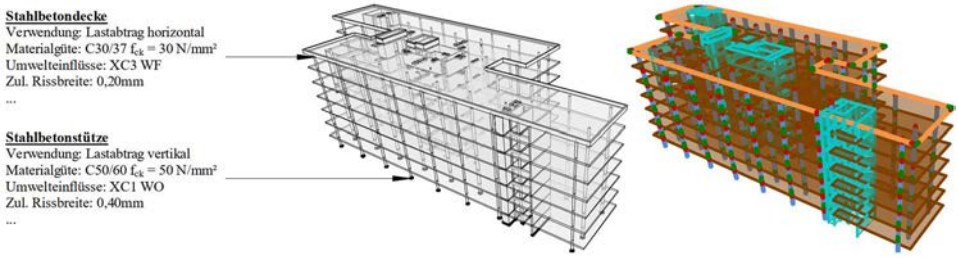


Abbildung 1: Datenmodell der Tragwerksplanung
(Mitte: Geometriemodell, Rechts: Statisches Modell, Links: elementbezogene Bauteilattributierung)

2.2 Modellierungsrichtlinien

Aus Sicht der Tragwerksplanung müssen bei der Art der Modellierung einige Dinge beachtet werden. Da das BIM-Modell im Laufe der Planung auch zum Ableiten von baustatischen Berechnungsmodellen verwendet wird – wie zum Beispiel von Finite-Elemente-Modellen – ist schon bei der Wahl der Bauteilzuordnung Aufmerksamkeit geboten. Hierzu sind einige Grundlagen für die Modellierung genannt, die sich hauptsächlich auf [2] stützen:

- Wände die kürzer als der vierfache Wert ihrer Bauteildicke sind, sind als Stützen zu modellieren.
- Träger, deren Spannweite kleiner als der dreifache Wert ihrer Höhe ist, sind als Wände zu modellieren.
- Unter- und Überzüge sind stets mit ihrem in der Decke liegenden Anteil zu modellieren.
- etc…

Die oben genannten Modellierungsrichtlinien ergeben sich vor allem aus der Anforderung, mit Hilfe des Geometriemodells auch statische Berechnungsmodelle korrekt und nach Möglichkeit automatisch ableiten zu können.

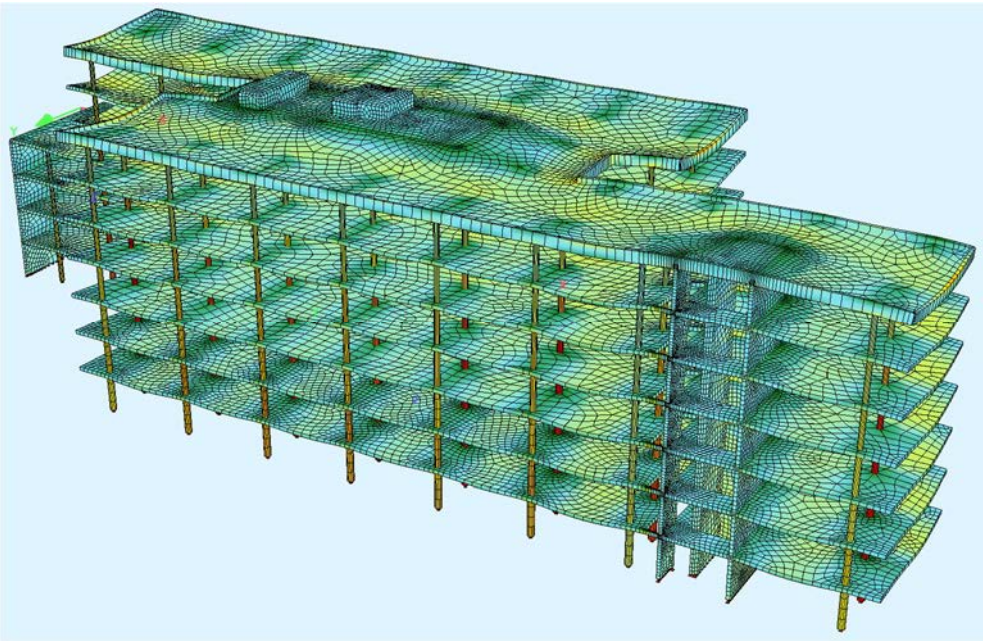


Abbildung 2: Finite-Elemente-Modell als Ableitung aus einem BIM-Modell

Anhand der 3D-Modelle lassen sich im Zuge der Projektfortschreitung bauteilbezogene Betonmassen ermitteln. Die Ermittlung dieser Massen erfolgt durch den Objektplaner und lässt sich anhand des Rohbaumodells durch eine parallele Massenermittlung der Tragwerksplanung verifizieren. Auf der Grundlage der bauteilbezogenen Betonmassen ist es der Tragwerksplanung möglich, die erforderliche Gesamtbetonstahlmenge mit Hilfe erfahrungsbedingter Kenngrößen für die einzelnen Konstruktionselemente abzuschätzen. Hierfür greift der Tragwerksplaner in der Regel auf Erfahrungswerte zurück, die durch die konstruktiven Randbedingungen zwischen verschiedenen Bauteilen teilweise deutlich variieren können. So sind Balken oder Stützen in der Regel durch weitaus höhere relative Betonstahlmengen gekennzeichnet, als es zum Beispiel Wände sind.

Aus dieser Tatsache heraus ergeben sich neben den bereits genannten Modellierungsrichtlinien weitere Anforderungen an die Modellbildung, welche sich hauptsächlich auf die Bauteildominanz beim Verschneiden von Elementen beziehen:

- Wände sind in der Höhe stets bis an die Unterkante der Decke zu modellieren.
- Der in der Decke liegende Teil eines Balkens ist der Decke abzuziehen.
- Wenn sich ein Balken mit einer Wand schneidet, so ist der Überschneidungsanteil stets der Wand abzuziehen.
- Stützen, die in Wänden einbinden sind den Wänden gegenüber dominant. Der Überschneidungsanteil ist der Wand abzuziehen.
- etc…

Es liegt im Verantwortungsbereich des Tragwerksplanung, Aspekte wie diese in den frühen Leistungsphasen mit dem Auftraggeber und den übrigen Planungspartnern – hier vor allem dem Modellkoordinator des Architekten – abzustimmen, da unterschiedliche Verschneidungsreihenfolgen zu späteren Kollisionen der Rohbaumodelle führen werden. Die Modellierungsrichtlinien sind für alle Planer verbindlich in dem BIM-Abwicklungsplan zu verankern (vgl. 2.2).

2.3 Qualitative Anforderungen an die Modelle

Einem Datenmodell, das für den Building Information Workflow genutzt werden soll, muss ein hoher Qualitätsanspruch zugestanden werden. Bürointern festgelegte Qualitätsstandards sind in diesem Zusammenhang unerlässlich. Solche Unterlagen beinhalten nicht nur Vorgaben über die Art der Modellierung (vgl. 2.2), sondern auch über Leit- und Richtlinien zu den Austauschabläufen und Schnittstellen, bis hin zur Art und Weise der Informationsverankerung im Modell.

Die erfolgreiche Anwendung von Building Information Modelling im Planungsprozess steht und fällt mit der individuellen Qualität der Fachmodelle (Modelle der übrigen Planungsbeteiligten). Der BIM-Workflow kann wie eine Symbiose aus der Informationsbereitstellung der verschiedenen Modelle der Planer verstanden werden. Diese Tatsache birgt jedoch auch eine Gefahr, die Projekte in ihrem BIM-Ablauf schnell stören können. Die Schwäche eines einzelnen Fachmodells kann den gesamten Open BIM-Prozess in erheblichem Umfang negativ beeinflussen.

In der Regel sind neben den bürointernen Standards deshalb auch stets büroübergreifende Bearbeitungsstandards zu definieren und niederzuschreiben. Vor diesem Hintergrund wird in Abstimmung mit dem Auftraggeber und in Zusammenarbeit der Fachplaner der BIM-Abwicklungsplan erarbeitet („BAP“). Innerhalb des BAPs werden die bürointernen Standards sämtlicher Planer in Einklang gebracht, sodass ein reibungsloser modellbasierter Informationsaustausch erfolgen kann. Die Ausarbeitung des BAPs stützt sich hierbei auf den Auftragsgeberinformationsanforderungen (kurz „AIA“), die durch den Auftraggeber zur Verfügung gestellt werden muss.

Die Tragwerksplanung sollte in der Phase des Projektbeginns proaktiv mit in die Festlegung des Workflows einbezogen werden. Auf diese Weise kann sie – auch im eigenen Interesse – den restlichen Planungsbeteiligten frühzeitig aufzeigen, welche Informationen in welcher Art und zu welchem Zeitpunkt vorliegen müssen, um einen reibungslosen Planungsabgleich zu gewährleisten.

Sowohl die Ausarbeitung der AIA als auch des BAP sind durch ein geschultes BIM-Management zu begleiten. Das BIM-Management wird durch den Bauherrn beauftragt und sollte stets durch eine unabhängige Partei gestellt werden, die nicht im eigentlichen Planungsprozess eingebunden ist. Es begleitet die Projektbearbeitung bis zur Realisierung und agiert in beratender Funktion für den Auftraggeber und die Planungsbeteiligten in sämtlichen BIM-Angelegenheiten.

2.4 Datenverarbeitung, Datenaustausch, Datenvergleich

Der Austausch der digitalen Informationsmodelle erfolgt in der Regel über ein softwareunabhängiges Datenaustauschformat, das IFC (Industry Foundation Classes). Werden Modelle über die IFC-Schnittstelle ausgetauscht, wird von einem Open BIM Verfahren gesprochen. Die verschiedenen Planer sind hierbei nicht auf die Verwendung einer einheitlichen Autorensoftware angewiesen, sie müssen lediglich die Exportmöglichkeit zur IFC sicherstellen können. Die Ausführungsvariante des Open BIM bildet aktuell die überwiegend vertretene Variante in Deutschland. Das Gegenstück zum Open BIM bildet das Closed BIM, bei dem die beteiligten Planer verpflichtet sind, mit einer einheitlichen Autorensoftware zu arbeiten. Hierbei können die Modelle einschließlich der verankerten Informationen direkt ausgetauscht werden und der Umweg über die IFC ist nicht mehr erforderlich.

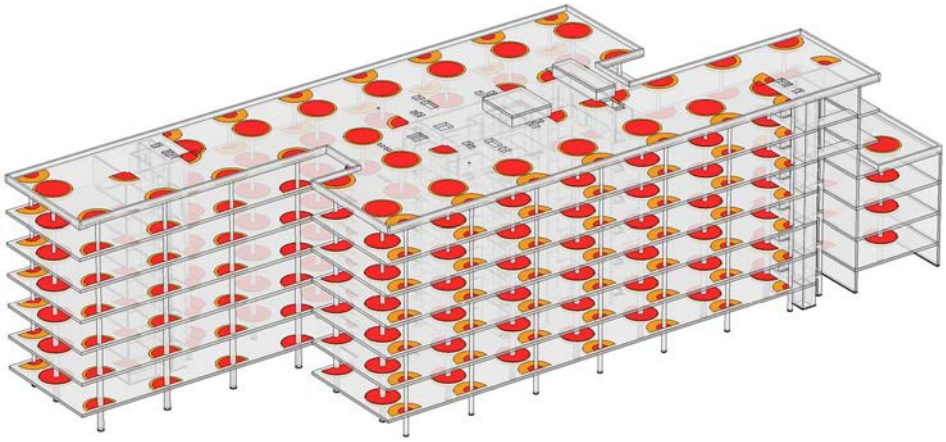


Abbildung 3: Ausschnitt eines Tabuzonenmodells der Tragwerksplanung

Wird ein Projekt im BIM bearbeitet, dann geht es – neben der klassischen ingenieurtechnischen und architektonischen Planungsleistung – vor allem um das Verarbeiten von digitalen Daten. Diese Daten können gelesen, verglichen, oder weiterverarbeitet werden. Einer der bekanntesten der vorab genannten Möglichkeiten bildet das Vergleichen der Daten verschiedener Planer, allgemeiner bekannt unter dem Begriff der Kollisionsprüfung. Die Kollisionsprüfung der verschiedenen Fachmodelle obliegt der Verantwortung des Planers, der mit der übergeordneten Koordination des Projektes beauftragt ist. Man spricht auch vom BIM-Gesamtkoordinator. In der Regel wird dieser durch die Partei der Objektplanung gestellt.

In einer solchen Kollisionsprüfung werden zum Beispiel die Rohbaumodelle der Architektur und der Tragwerksplanung auf Deckungsgleichheit geprüft. Parallel hierzu werden Durchbruchsmodelle der Technischen Gebäudeausrüstung auf Überschneidungen mit dem Modell der Architektur geprüft. Auf diese Art und Weise werden divergierende Parallelplanungen früh erkannt (vgl. 2.2). Eine wichtige und anspruchsvolle Aufgabe bei solchen Kollisionsprüfungen liegt in der qualitativen Bewertung der gefundenen Kollisionen. Je nachdem, wie „sauber“ und genau die der Prüfung zugrunde gelegten Prüfregeln definiert wurden, können sich beim Vergleich der Modelle mittlerer Größe bereits mehrere tausend Kollisionsmeldungen ergeben. Wenn dies der Fall ist, muss gewährleistet sein, die für den Planungsprozess entscheidenden Punkte herauszufiltern, da anderenfalls die effizienzsteigernde Wirkung von BIM durch das zeitraubende Abarbeiten von „sinnlosen“ Kollisionsmeldungen überschattet und sogar konterkariert wird (vgl. [3]).

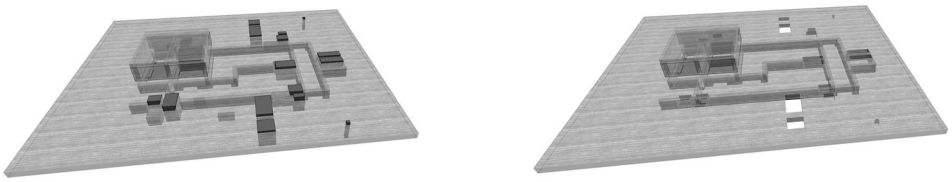


Abbildung 4: Austausch von dreidimensionaler Durchbruchsplanung am Beispiel eines Deckenausschnittes

Einen der größten Vorteile für die Tragwerksplanung, den die BIM-Methodik mit sich bringt, bietet wohl der dreidimensionale Austausch von Öffnungs- und Durchbruchsangaben für Wände, Decken und Balken. Der Übergang von 2D zu 3D führt hier zu einer nennenswert erhöhten Planungssicherheit im Vergleich zu der klassischen Schlitz- und Durchbruchsplanung. So werden heute die von der TGA benötigten Öffnungen nicht mehr in die Grundrissplanung der Architektur eingetragen, sondern als „echte“ 3D-Geometrien zum Referenzieren in die eigenen Modelle bereitgestellt (vgl. Abbildung 4). Diese Durchbruchs- und Trassenmodelle können dann zum Beispiel mit dem Tabuzonenmodell (vgl. Abbildung 3) des Tragwerksplaners im Hinblick auf Kollisionen geprüft werden.

Die Durchbruchskörper können von der Tragwerksplanung visualisiert und direkt im Modell bewertet werden. Ist ein Durchbruch in tragwerksplanerischer Sicht geprüft und freigegeben, kann er sowohl von der Architektur, als auch von der Tragwerksplanung im eigenen Modell ausgeschnitten und somit berücksichtigt werden.

Solange der Durchbruchskörper nicht nachträglich modifiziert wird, werden zukünftige Kollisionsprüfungen keine Überschneidung mit der Rohbaustruktur melden und die Planung läuft konsistent.

3 PROBLEME UND RISIKEN IM ZUSAMMENHANG MIT BIM

Neben den vielen Vorteilen, die die Methodik des Building Information Modeling mit sich bringt, ergeben sich ebenso neue Aufgaben und Risiken, die es zu lösen beziehungsweise zu beachten gilt und die anhand von zwei Themenbereichen nachfolgend diskutiert werden.

Kommunikationsdisziplin ist beim Austausch der Informationen unumgänglich – meistens reicht ein Mausklick zur Verteilung. Wird zu häufig verteilt, geht – und das zeigen die Erfahrungen der jüngsten Vergangenheit – die inhaltliche Verbindlichkeit der Modelle verloren und das Tagesgeschäft verschiebt sich in Richtung eines Volumenstrommanagements sowie das Sichten unfertiger Informationen. Dies ist gefährlich und kostet viel Zeit. Daher ist es erforderlich, Regeln zum Informationsaustausch aufzustellen, die unter anderem feste Termine für den Modellaustausch bzw. die Datadrops definieren. Sie sind im Rahmenterminplan zu verankern.

Die Arbeit des Tragwerksplaners stützt sich insbesondere in den frühen Leistungsphasen vor allem auf Annahmen und Erfahrungen, die er mit Überlegung und durchaus mit einer gewissen strategischen Motivation in den Planungsprozess einfließen lassen kann. Der Austausch dieser Erfahrungswerte ist mit Bedacht zu behandeln. In BIM-Planungen verschiebt sich die Intensität der Arbeit für alle Planer in die teilweise sehr frühen Planungsphasen hinein, so dass üblicherweise schon im Laufe der Leistungsphase 2 (Vorplanung) ein 3D-Gebäudemodell generiert wird, das bereits durch große Mengen an erfahrungsbedingten Informationen angereichert sein kann.

Wo vor nicht allzu langer Zeit im Vorentwurf eine Handskizze durch den Tragwerksplaner geliefert wurde, in der die Position einer Stütze im Architekturgrundriss verortet wurde und unter Umständen noch die Bemerkung zu finden war, dass es sich aller Voraussicht nach um eine Stahlbetonstütze handelt, steht heute eine 3D-Stütze mit einem explizit und eindeutig definierten Querschnitt. In einer Liste zu dieser Stütze kann der Betrachter ggfs. eine Vielzahl an Zusatzinformationen, die vorgenannten Attribute, einsehen, die teilweise noch – dem Planungsablauf geschuldet – als Platzhalter fungieren und redaktionell noch einer Bearbeitung und verbindlichen Schlussabstimmung bedürfen. Dieses „aufgeladene“ Model kann vor allem in den frühen Leistungsphasen eine falsche Verbindlichkeit suggerieren, einzelnen Beteiligten bei geschickter Verwendung viel Arbeit bzw. Kosten ersparen und Haftungsgrenzen zwischen den Beteiligten zu Ungunsten einzelner Beteiligter „verschmieren“ bzw. verschieben. Hier muss aus urheberrechtlichen Gründen sichergestellt sein, dass in Absprache mit dem Auftraggeber nur der Ersteller des jeweiligen Models unter besonderer Berücksichtigung des Verteilungsumfangs der Attribute dieses an Dritte verteilt. Anderenfalls kann es zu Interessenkonflikten kommen.

Aus vorgenannten Gründen ist es deshalb besonders wichtig, dass sich der Auftraggeber mit seinen Planern intensiv und früh darüber abstimmt, wie mit diesen teilweise sensiblen und „frühreifen“ Modellständen umzugehen ist. Nur so lässt sich vermeiden, dass die Arbeit eines Planers Dritten auf einem Silbertablett serviert wird.

Literatur

[1] REVIT IFC HANDUCH: *Ausführliche Anleitung für den Umgang mit IFC-Dateien*, Autodesk GmbH, München, 2018

[2] DIN EN 1992: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken*, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2012

[3] ALZEER, S.: *Meistere dein Issue Management – BCF in der Anwendung*, Bauingenieur Jahresausgabe 2017/2018, Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf, 2017

Minisymposium Flächentragwerke

Organisatoren:

- **Manfred Bischoff**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

- **Bastian Oesterle**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Statische Modellierung und Berechnung von Segmentschalen aus Holz

Simon Bechert, Daniel Sonntag, Lotte Aldinger und Jan Knippers

Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen, Universität Stuttgart

Zusammenfassung: Mit dem Holzpavillon für die Bundesgartenschau in Heilbronn und dem Urbachturm für die Remstalgartenschau wurden zwei anspruchsvolle segmentierte Holzschalen realisiert. Die geometrische Komplexität der Schalenelemente in Kombination mit den holzbauspezifischen Verbindungsdetails stellen hohe Anforderungen an den computergestützten Planungsprozess. Neben einer allgemeinen Projektvorstellung werden in diesem Beitrag speziell die Aspekte der statischen Modellierung und Berechnung näher beleuchtet.

1 Einleitung

Doppelt gekrümmte Schalentragwerke ermöglichen es materialsparend große Spannweiten zu überbrücken. Durch die doppelte Krümmung entsteht ein Membranspannungszustand, welcher eine optimale Ausnutzung des Materials ermöglicht. Die Herstellung solcher doppelt gekrümmter Schalen ist jedoch oft mit großem Fertigungs- und Kostenaufwand verbunden. Segmentschalen aus vorgefertigten Elementen, welche vor Ort nur noch zusammengesetzt werden müssen, bieten daher eine kostengünstige Alternative. Das Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen (ITKE) und das Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Fertigung (ICD) der Universität Stuttgart beschäftigen sich daher schon seit gut einem Jahrzehnt mit der Entwicklung von segmentierten Schalentragwerken aus Holz [1]. Eines der bekannteren Ergebnisse dieser Forschungen war die Realisierung des Holzpavillons für die Landesgartenschau in Schwäbisch Gmünd [2]. Dabei handelt es sich um eine einschalige Schalenkonstruktion aus polygonal gefrästen Buchenfurnierplatten, welche mittels fingerzinkenähnlicher Verbindungen sowie kreuzweise angeordneter Vollgewindeschrauben verbunden sind. Bei den nachfolgend vorgestellten Projekten handelt es sich um technische Weiterentwicklungen dieser Bauweise, entweder durch eine Überführung in eine mehrschalige Konstruktion oder durch Erweiterung auf gekrümmte Schalensegmente.

2 Planung und statische Modellierung von Holzsegmentschalen

Segmentschalen aus Holz stellen eine große Herausforderung für die Planung dar, die Anforderungen aus dem statischen Tragverhalten und der Fertigung bestimmen den Entwurf und sind bereits in frühen Entwurfsstadien zu berücksichtigen. Als dünne Schalentragwerke erfordern sie einen Formfindungsprozess, um Biegemomente im Tragwerk auf ein Minimum zu reduzieren. Das Leichtbausystem erfordert einen hohen Optimierungsgrad, um den Materialeinsatz auf ein Minimum zu reduzieren. Diese Optimierungsschleifen können meist nur mittels parametrischer Modelle und automatisierter Schnittstellen umgesetzt werden. Die Vorfertigung, und die daraus resultierende Unterteilung in Segmente, hat ein Fugenbild zur Folge, welches das Tragverhalten der Schale verändert und bei der Formfindung zu beachten ist. Aus dem Herstellungsprozess ergeben sich weitere Randbedingungen, welche kontinuierlich in den Entwurf integriert werden müssen. Schließlich erfordert die Verwendung des orthotropen Werkstoffes Holz eine detaillierte Berechnung, insbesondere, weil die Steifigkeitsverhältnisse, gerade auch der Verbindungen, möglichst genau erfasst werden sollten.

Diesen Herausforderungen wird durch integrierte digitale Planung und die Entwicklung entsprechender digitaler Planungswerkzeuge begegnet. Dies wird nachfolgend an einem Beispiel erläutert: Sowohl die Abmessungen der Holzbauteile als auch Anzahl und Anordnung der Verbindungsmittel ändern die Steifigkeitsverteilung, was im hochgradig statisch unbestimmten Schalentragwerk Auswirkungen auf die Schnittgrößenverläufe hat. Daraus ergibt sich bereits das Erfordernis eines iterativen Planungsprozesses. Darüber hinaus wäre eine Bemessung der Holzbauteile oder der Verbindungsmittel für die maßgebende Stelle unwirtschaftlich. Daher werden diese gestaffelt, was infolge der statischen Unbestimmtheit zu weiteren Schnittgrößenumlagerungen führt. Dies kann nur über Optimierungsschleifen gelöst werden, für welche diese Anpassungen iterativ erfolgen, was wiederum einen hohen Grad an Automatisierung der Planungsprozesse erforderlich macht.

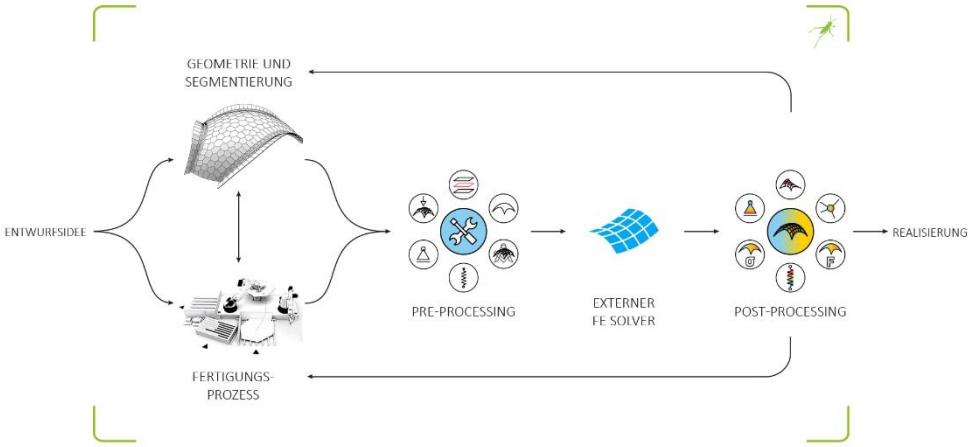


Abbildung 1: Schematische Darstellung des digitalen Planungs- und Entwurfsprozesses.

In der Praxis wird dies durch die Erzeugung eines parametrischen 3D-Modells gelöst, welches sämtliche Geometrie- und Fertigungsdaten enthält. Pre- und Postprocessing Schnittstellen werden in das parametrische 3D-Modell integriert, um Ergebnisse aus der FE-Berechnung, inklusive der materialspezifischen Spannungs- und Verbindungsnachweise, zu visualisieren und auszuwerten. Im konkreten Fall wurde dies innerhalb der Software Rhinoceros und Grasshopper gelöst, mit der FE-Software Sofistik als externem Solver. Die entsprechenden Schnittstellen wurden als allgemeine Schnittstellen entwickelt, und für die konkreten Projektbeispiele dann angepasst. Dies ermöglicht die Planung innerhalb einer integrierten Entwicklungsumgebung, bei der sämtliche Schnittgrößen und Verformungen sowie materialspezifische Spannungs- und Verbindungsnachweise visualisiert und ausgewertet werden können. Dieser integrative Ansatz unterstützt die Tragwerksplanung und Konstruktion von geometrisch und konstruktiv komplexen Leichtbaustrukturen.

Neben all den Herausforderungen in Planung und Entwurf, ist auch die statische Berechnung segmentierter Holzschalen kompliziert. Neben der geometrischen Komplexität einer doppelt gekrümmten, segmentierten Fläche, ergeben sich aus der variablen Anzahl der Verbindungsmittel, Kantenlängen und Winkel zwischen Segmenten, der gestaffelten Dicken und der Faserverläufe des Holzes ein hohes Ausmaß an Daten, welche im statischen Berechnungsmodell berücksichtigt werden muss.

Wie generell bei vollständig digitalen Planungsprozessen stellt sich auch die Frage nach einer vernünftigen und nachprüfbaren Dokumentation der Planungsergebnisse. Der interne Planungsprozess bis hin zur Fertigung erfolgt vollständig digital, Pläne im klassischen Sinn waren daher nicht erforderlich. Lediglich zur Kommunikation mit externen Partnern in anderen Gewerken wurden Pläne erforderlich, beispielsweise für die Erstellung der Stahlbauteile für die Gründung. Zur Dokumentation wurden dann aus ursprünglich parametrischen und damit flexiblen digitalen Planungswerkzeugen digitale 3D-Modelle erzeugt, welche sämtliche geometrischen Informationen inklusive aller fertigungsrelevanten Daten enthalten, aus welchen dann das statische Berechnungsmodell generiert wurde. Durch selbstentwickelte digitale Tools wurde aus diesen Daten dann automatisch ein statisches Berechnungsmodell generiert. Aufgrund der Komplexität ist eine vollumfängliche Dokumentation aller Berechnungsergebnisse im klassischen Sinn nicht mehr möglich. In der statischen Berechnung wurden die wesentlichen Berechnungsergebnisse dokumentiert, theoretisch sind aber im parametrischen Modell alle Ergebnisse jederzeit verfügbar und auswertbar.

3 Der Holzpavillon für die Bundesgartenschau in Heilbronn

Der Holzpavillon für die Bundesgartenschau in Heilbronn ist eine weitgespannte, doppelschalige Segmentschale aus Furnierschichtholz. Die Schale ist aus 376 vorgefertigten Kassetten zusammengesetzt. Es handelt sich um eine technische Weiterentwicklung der Schale für die Landesgartenschau, und die Schale überspannt bei ähnlichem Flächengewicht eine fast dreimal so große Spannweite. Die Kassetten bestehen aus ringförmig angeordneten Furnierschichtholzbalken, welche beidseitig durch dünne Furnierschichtholzplatten beplankt sind. Die Klebung erfolgt vollständig automatisiert in einem robotischen Fertigungsprozess. Die Kassetten werden mittels Passbolzen lösbar miteinander verschraubt; die Bolzen übertragen Zugkräfte und Schubkräfte aus der Schalenebene heraus. Die Schubkräfte in der

Schalenebene werden durch die passgenau gefrästen Fingerzinken übertragen. In die untere Platte der Kassette werden die charakteristischen Löcher gefräst, welche die Montage der Bolzenverbindung vor Ort ermöglichen.

Abbildung 2: Der fertiggestellte Pavillon für die Bundesgartenschau in Heilbronn 2019.

Im statischen Berechnungsmodell werden die Kassetten zweischalig modelliert, Beplankung und Ringbalken werden durch Schalenelemente im FE-Modell abgebildet. Die Steifigkeiten der Laminate werden durch ihre Ersatzsteifigkeiten gemäß den Herstellerangaben im statischen Modell berücksichtigt, das Koordinatensystem der Schalenelemente wird entlang der Faserverläufe der Furniere ausgerichtet. Um die Verbindungssteifigkeiten korrekt zu erfassen werden umlaufende Federn entlang der Fugen angeordnet. Kontaktfedern an den äußeren Schalenflächen, welche auf Zug ausfallen, bilden im Zusammenspiel mit den Zugfedern in der Mittelfläche außerdem die Biegesteifigkeit der Verbindung ab (s. Abb. 3).

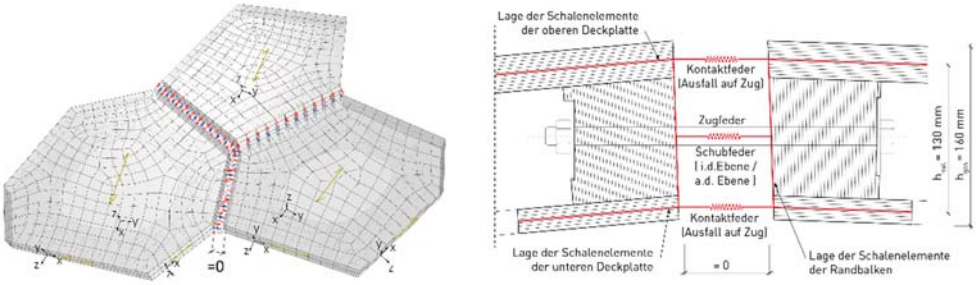


Abbildung 3: Modellierung der Kassetten und der Verbindungen im FE-Modell in der Isometrie (links) und im Schnitt (rechts, aus [3]).

Die Schubkräfte zwischen den Elementen werden ebenfalls durch Federn in der Mittelebene abgebildet (s. Abb. 3). Die Klebefugen der Verbindungen werden wie allgemein üblich nicht explizit modelliert, die Spannungen in der Fugenebene können aber ausgelesen werden und mit den versuchsmäßig ermittelten Festigkeiten abgeglichen werden.

4 Der Urbachturm für die Remstal Gartenschau 2019

Der Urbachturm ist eine schlanke Schalenkonstruktion aus selbstgeformten, großformatigen Holzbauteilen. Der Turm besteht aus 12 einfach gekrümmten Bauteilen aus 90mm dickem Brettsperrholz.

Abbildung 4: Der Urbachturm für die Remstal Gartenschau 2019.

Der Entwurf des Turms verwendet einen neuartigen Selbstformungsprozess für gebogene Holzkomponenten. Die Formänderung wird allein durch das Schwinden des Holzes bei abnehmendem Feuchtegehalt erreicht. Die selbstformenden Bauteile werden aus 5,0m x 1,2m flachen, zwei-lagigen Brettsperrholzplatten (Bilayer) aus Fichtenholz mit einer Holzfeuchte von 22 Prozent hergestellt. Während des industriellen Trocknungsprozesses reduziert sich die Feuchtigkeit auf 12 Prozent und die Bilayer krümmen sich in die endgültige, vorausberechnete Form. Die Bilayer werden überlappt und gestoßen miteinander laminiert, um halbzylindrische Fertigungsrohlinge zu erhalten, aus denen anschließend die zwölf Turmkomponenten gefräst werden Die Hauptfaserrichtung des Brettsperrholzes wird senkrecht zur Hauptkrümmung angeordnet, dies entspricht näherungsweise dem Hauptkraftfluss entlang der Längsachse der Turmkomponenten folgt. Die Verbindung der Leichtbauelemente erfolgt durch kreuzweise angeordnete Vollgewindeschrauben, deren Anordnung und spezifischer Winkel im gesamten Bauwerk in Bezug auf ihre statische Ausnutzung optimiert ist.

Die statische Berechnung der Turmstruktur erfolgt innerhalb der in Abschnitt 2 beschriebenen Entwurfsumgebung. Der Turm wird gemäß den zugrundeliegenden normativen Anforderungen mittels geometrisch nichtlinearer Berechnungen untersucht. Im frühen Planungsstadium wurde eine große Anzahl von Geometrieiterationen erforderlich, die Lasten wurden daher parametrisch implementiert. Winddrücke und -söge wurden als Funktionen der variierenden Dimensionen des Turmquerschnitts und des Verhältnisses sowie der Anordnung seiner Öffnungen eingegeben und jedem Netzelement automatisch zugewiesen. Die Brettsperrholzplatten werden als Schalenelemente modelliert, das Material wird als mehrschichtiges, orthotropes Material definiert, das lokale Koordinatensystem der

einzelnen Schalenelemente ist dabei entlang der Faserrichtung der äußeren Brettlagen ausgerichtet (s. [4]). Basierend auf der klassischen Laminattheorie wird eine äquivalente orthotrope Steifigkeitsmatrix auf Elementebene erzeugt, die Berechnung der Ersatzsteifigkeiten und die Umrechnung der Schnittgrößen in Randspannungen der einzelnen Lagen des Laminats erfolgt automatisiert innerhalb der FE-Software. Die Spannungen aus der statischen Berechnung müssen im Nachlauf mit den Eigenspannungen aus dem herstellungsbedingten Selbstformungsprozess überlagert werden.

Die Kreuzschraubenverbindung zwischen benachbarten Bauteilen wird durch ein Federmodell simuliert, das die Strukturknoten angrenzender Netzelemente entlang der Fuge kontinuierlich koppelt. Drei lineare Federelemente (axiale Steifigkeit, Schubsteifigkeit in und aus der Schalenebene) und eine Rotationsfeder (Biegesteifigkeit), simulieren die Freiheitsgrade der Verbindung. Jedem Federelement ist ein spezifischer Steifigkeitskoeffizient zugeordnet, der nach den normativen Regelungen und technischen Zulassungen ermittelt wird. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit der einzelnen Schraubenpaare werden durch den Winkel α zwischen zweier benachbarten Komponenten, der von α abhängige Einschlusswinkel θ innerhalb eines Kreuzschraubenpaares sowie den relativen Abstand benachbarter Schraubenpaare definiert (s. Abb. 5). Die zugrundeliegende parametrische Implementierung der Verbindungen in die Entwurfsumgebung ermöglicht somit die direkte Visualisierung und Automatisierung sämtlicher Tragfähigkeitsnachweise.

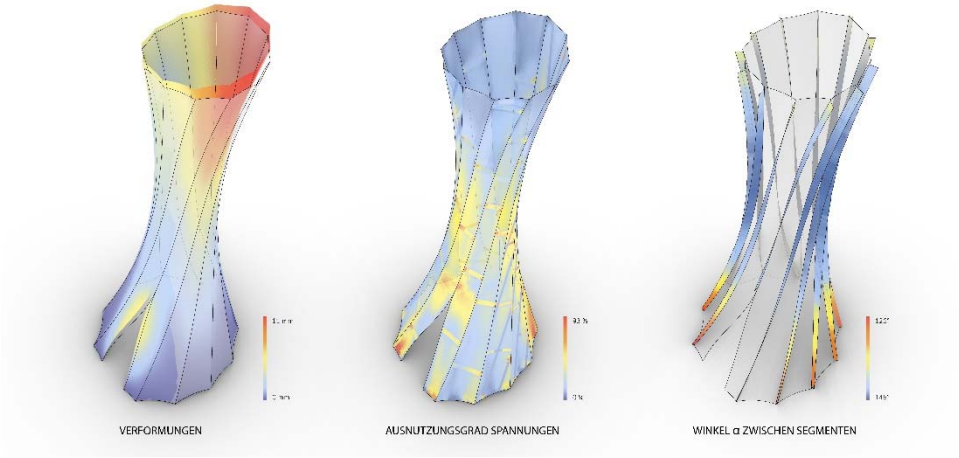


Abbildung 5: Visualisierung der Verformungen (links), der Ausnutzungsgrade (mitte) und der Geometrieparameter (rechts) innerhalb der parametrischen Entwicklungsumgebung.

.

Die additive Herstellung der einzelnen Bilayer zu den 14 m langen, halbzylindrischen Fertigungsrohlingen führt zu Längs- und Querstößen innerhalb einer Turmkomponente. Diese Stöße stellen Diskontinuitäten in den Komponenten dar und schwächen die Steifigkeit des Turms. Diese Stöße müssen in der flächenaktiven Turmstruktur sowohl Membrankräfte als auch Plattenbiegung übertragen. Daher wurde die Anordnung der aus den Stößen resultierenden (reduzierten) Steifigkeit innerhalb der Turmstruktur optimiert. Die Tragfähigkeit der Stöße wurde durch ergänzende Studien detaillierter FE-Modelle simuliert und verifiziert, welche des Weiteren durch (analytische) Stabwerksmodelle validiert wurden.

5 Zusammenfassung

Segmentschalen aus Holz bieten die Möglichkeit, große Spannweiten wirtschaftlich zu überbrücken, sie vereinen die Vorteile von leistungsfähigen Schalentragwerken und kostengünstiger Vorfertigung. Die Planung ist aufgrund des hohen Optimierungsgrads sowie der geometrischen und fertigungsbedingten Randbedingungen anspruchsvoll. Die Komplexität kann durch den Einsatz von parametrischen Planungstools und den konsequenten Einsatz integrierter Planung beherrscht werden. Auch die Umsetzung in der Fertigung, welche anderweitig detaillierter beschrieben wurde (s. [5]), erfordert technische Innovationen und projektspezifische computergestützte Lösungen. Diese Planungstools müssen einmalig entwickelt werden und können dann jeweils projektspezifisch angepasst werden, die Ersparnisse bei Materialeinsatz, Fertigungsaufwand und Arbeitsaufwand vor Ort kompensieren diesen erhöhten Planungsaufwand problemlos.

Danksagung

Die vorgestellten Projekte wurden gefördert durch das Land Baden-Württemberg, die Universität Stuttgart, EFRE European Union, GETTYLAB und die DFG sowie der Deutschen Bundesstiftung für Umwelt (DBU Az. 34714/01), Innosuisse – Schweizerische Agentur für Innovationsförderung (KTI 25114.1), der Remstal Gartenschau 2019 und der Gemeinde Urbach. Darüber hinaus gilt unser herzlichster Dank unseren Forschungskollegen vom Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD) der Universität Stuttgart, Prof. Achim Menges, Martin Alvarez, Monika Göbel, Abel Groenewolt, Oliver David Krieg, Hans Jakob Wagner und Dylan Wood. Darüber hinaus bedanken wir uns bei unseren Projektpartnern, der Müllerblaustein Bauwerke GmbH, der BEC GmbH und der Bundesgartenschau Heilbronn 2019 GmbH sowie der Blumer Lehmann AG und Lehmann Holzwerk AG, Katharina Lehmann, David Riggenbach, Stefan Bischoff und Kai Strehlke, und unseren Forschungskollegen vom Laboratory of Applied Wood Materials, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology (Empa) & Wood Materials Science und dem Institut für Baustoffe, ETH Zürich, Dr. Markus Rüggeberg, Philippe Grönquist, Prof. Ingo Burgert.

Literatur

[1] La Magna, R.; Gabler, M.; Reichert, S.; Schwinn, T.; Waimer, F.; Menger, A. und Knippers, J. From Nature to Fabrication: Biomimetic Design Principles for the Production of Complex Spatial Structures. International Journal of Space Structures, Vol. 28, Nr. 1 (2013), S. 27-39

[2] Krieg, O.D.; Schwinn, T.; Menges, A.; Li, J.; Knippers, J.; Schmitt, A. und Schwieger, V. Biomimetic Lightweight Timber Plate Shells: Computational Integration of Robotic Fabrication, Architectural Geometry and Structural Design. In: Block, P.; Knippers, J.; Mitra, N., Wang, W. (Hrsg.) Advances in Architectural Geometry 2014, S. 109-125

[3] SONNTAG, D.; ALDINGER, L.; BECHERT, S.; ALVAREZ, M.; GROENEWOLT, A.; KRIEG, O.D.; WAGNER, H.J.; KNIPPERS, J. UND MENGES, A. Lightweight segmented timber shell for the Bundesgartenschau 2019 in Heilbronn. In: Lázaro, C.; Bletzinger, K.-U. und Oñate, E. (Hrsg.) Form and Force - Proceedings of the IASS Annual Symposium 2019, S. 2614-2621.

[4] WALLNER-NOVAK, M.; AUGUSTIN, M.; KOPPELHUBER, J.; POCK, K. Bemessung Brettsperrholz Band I und II, proHolz Austria, Wien, 2018

[5] ALVAREZ, M.; WAGNER, H.J.; GROENEWOLT, A; KRIEG, O.D.; KYJANEK, O.; SONNTAG, D.; BECHERT, S.; ALDINGER, L.; MENGES, A. UND KNIPPERS, J. The BUGA Wood Pavilion – Integrative Interdisciplinary Advancements of Digital Timber Architecture. In: Ubiquity and Autonomy - 39th ACADIA Conference, 2019, S. 490-499

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Effiziente Integrationsmethoden für isogeometrische Schalenelemente

Wolfgang Dornisch[1], **Sikang Yan**[2]

[1]*Fachgebiet Statik und Dynamik, BTU Cottbus-Senftenberg*
[2]*Lehrstuhl für Technische Mechanik, TU Kaiserslautern*

Zusammenfassung: Die isogeometrische Methode definiert sich durch den Einsatz einer einheitlichen Geometriebeschreibung für Entwurf und Berechnung. Insbesondere bei der Berechnung dünnwandiger Flächentragwerke ist durch die Verwendung der exakten Geometrie ein großer Gewinn an Genauigkeit und Zuverlässigkeit möglich. Um neben hoher Genauigkeit auch hohe Effizienz zu erreichen, wird in diesem Beitrag die Verwendung effizienter numerischer Integrationsmethoden für die Berechnung der Steifigkeitsmatrix untersucht.

1 Einleitung

Die isogeometrische Methode definiert sich durch die Verwendung einer einheitlichen Geometriebeschreibung für Entwurf und Berechnung [5]. Hierbei werden die Basisfunktionen, welche in Computer-Aided Design (CAD) Systemen verwendet werden, auch für die Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) verwendet. In den meisten Fällen kommen Non-Uniform Rational B-splines (NURBS) zum Einsatz. Eine einheitliche Geometriebeschreibung begünstigt das zukünftige Entstehen integrierter Entwurfs- und Berechnungssoftware. Neben den Vorteilen eines integrierten Arbeitsflusses führt die exakte Berücksichtigung von CAD-Geometrien zu präziseren und robusteren Berechnungen.

Zur Berechnung der Steifigkeitsmatrizen und Kraftvektoren für die Finite-Elemente-Methode ist im Allgemeinen ein numerisches Integrationsverfahren notwendig, welches einen wesentlichen Teil der gesamten Berechnungskosten ausmacht. Eine ausreichende Genauigkeit der numerischen Integration ist essentiell für das Erreichen der theoretisch erreichbaren Fehler-Konvergenzraten. Dementsprechend gibt es zahlreiche Literatur zum Thema numerische Integrationsverfahren. Die am weitesten verbreitete Methode ist das Gauß-Integrationsverfahren, welches Mitte der 1960er von Irons entwickelt wurde [7]. Auch im Bereich der isogeometrischen Methode ist das Gauß-Integrationsverfahren sehr weit verbreitet, obwohl es aufgrund

der Nicht-Berücksichtigung der höheren Kontinuität der Basisfunktionen suboptimal im Sinne der Effizienz ist. Neben den nachteilhaft hohen Berechnungskosten kann die Verwendung zu vieler Integrationspunkte zu einer Verschlechterung der Genauigkeit der Lösung durch Versteifungseffekte führen [2]. Ein an die Gegebenheiten der spline-basierten isogeometrischen Methode angepasstes numerisches Integrationsverfahren wurde in den Arbeiten von Hughes et al. [6], Adam et al. [1], Johannessen [8] und Hiemstra et al. [4] vorgeschlagen. In allen Arbeiten wird die gleiche Grundidee zur Berechnung einer an die vorhandene Stetigkeit angepassten Integrationsregel angewandt. Unterschiede bestehen nur in der Umsetzung. Das Integrationsverfahren wird als optimal bezeichnet, da es die minimal mögliche Anzahl an Integrationspunkten für eine stabile Berechnung ergibt, und gleichzeitig die maximal erreichbaren Fehler-Konvergenzraten erzielt.

In diesem Beitrag wird die oben erwähnte optimale Integrationsmethode mit voller Gauß-Integration verglichen. Hierzu wird die optimale Integrationsmethode kurz erläutert und in den Kontext der isogeometrischen Finite-Elemente-Methode gesetzt. Mit Hilfe eines numerischen Beispiels wird die erzielbare Genauigkeit und die Recheneffizienz der optimalen Integration mit dem de facto Standard der Gauß-Integration abgeglichen.

2 Eigenschaften von B-splines und NURBS

Der Knotenvektor $\boldsymbol{U} = \{\xi_1, \ldots, \xi_{n+p+1}\}$ definiert einen eindimensionalen Koordinatenraum und es gilt $\xi_i \leq \xi_{i+1}, i = 1, \ldots, n+p$. Anzahl und Grad der Basisfunktionen werden mit n beziehungsweise p bezeichnet. Eine B-spline Kurve wird durch

$$\mathbf{C}(\xi) = \sum_{i=1}^{n} N_i^p(\xi)\mathbf{B}_i \tag{1}$$

definiert, wobei $\mathbf{B}_i$ Kontrollpunkte sind und N_i^p die zugehörigen Basisfunktionen des Grades p, welche in rekursiver Form durch

$$N_i^0(\xi) = \begin{cases} 1 & \text{wenn} \quad \xi_i \leq \xi \leq \xi_{i+1} \\ 0 & \text{sonst} \end{cases} \tag{2a}$$

$$N_i^p(\xi) = \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_i^{p-1}(\xi) + \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1}^{p-1}(\xi) \tag{2b}$$

gegeben sind. Das Integral einer Basisfunktion ist durch

$$\int_{\xi_0}^{\xi} N_i^p(\hat{\xi}) \mathrm{d}\hat{\xi} = \frac{\xi_{i+p+1} - \xi_i}{p+1} \tag{3}$$

gegeben. Die Summe aller Basisfunktionen ergibt immer eins, d. h. $\sum_{i=1}^{n} N_i^p(\xi) = 1$ für alle $\xi \in [\xi_1, \xi_{n+p+1}]$. Die Kontinuität an einem Knoten ξ_i wird durch die Vielfachheit ζ_i des betrachteten Knotens im Knotenvektor bestimmt und beträgt $C^{p-\zeta_i}$. Der Träger einer Basisfunktion N_i^p ist das Knotenintervall $[\xi_i, \xi_{i+p+1}]$.

NURBS-Kurven entstehen aus B-spline Kurven unter Berücksichtigung eines zusätzlichen Wichtungsfaktors w_i. Mit Hilfe der rationalen Basisfunktionen

$$R_i^p(\xi) = \frac{w_i N_i^p(\xi)}{\sum\limits_{\hat{i}=1}^{n} w_{\hat{i}} N_{\hat{i}}^p(\xi)} \tag{4}$$

ergeben sich schließlich NURBS-Kurven

$$\mathbf{C}(\xi) = \sum_{i=1}^{n} R_i^p(\xi)\mathbf{B}_i, \tag{5}$$

welche die oben beschriebenen Eigenschaften von B-splines teilen. NURBS-Flächen entstehen durch die Multiplikation von Kontrollpunkten $\mathbf{B}_{ij}$ mit bivariaten rationalen Basisfunktionen

$$R_{ij}^{p^1 p^2}(\xi^1,\xi^2) = \frac{w_{ij} N_i^{p^1}(\xi^1) N_j^{p^2}(\xi^2)}{\sum\limits_{\hat{i}=1}^{n^1}) \sum\limits_{\hat{j}=1}^{n^2} w_{\hat{i}\hat{j}} N_{\hat{i}}^{p^1}(\xi^1) N_{\hat{j}}^{p^2}(\xi^2)}, \tag{6}$$

wobei $N_i^{p^1}$ und $N_j^{p^2}$ B-spline Basisfunktionen in den parametrischen Richtungen ξ^1 und ξ^2 mit den Graden p^1 und p^2 sind. Die Knotenwerte ξ_i^α werden dem Knotenvektor $\boldsymbol{U}^\alpha$ mit $\alpha = 1{,}2$ entnommen. Die resultierende NURBS-Fläche ist schließlich durch

$$\mathbf{S}(\xi,\eta) = \sum_{i=0}^{n^1} \sum_{j=0}^{n^2} R_{ij}^{p^1 p^2}(\xi^1,\xi^2)\mathbf{B}_{ij} \tag{7}$$

gegeben.

3 Die isogeometrische Finite-Elemente-Methode

Zur Veranschaulichung der Integrationsmethode wird mit der linearen Elastizität für zweidimensionale Scheibenprobleme ein sehr einfaches Modellproblem gewählt, an dem aber eine sehr gute Validierung der Methode möglich ist. Eine lineare Kinematik $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\big(u_{i,j} + u_{j,i}\big)$ wird mit mit dem linear isotropen Stoffgesetz $c_{ijkl} = \lambda\delta_{ij}\delta_{kl} + \mu(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk})$ verbunden. Zur Notation sei hier auf Standardwerke der FEM-Literatur verwiesen, beispielhaft hierfür [11]. Die Gleichgewichtsbedingung und die zugehörigen Verschiebungs- und Spannungsrandbedingungen lauten

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \qquad \text{in } \Omega \tag{8a}$$

$$u_i = 0 \qquad \text{auf } \partial\Omega_\mathrm{D} \tag{8b}$$

$$\sigma_{ij} n_j = h_i \qquad \text{auf } \partial\Omega_\mathrm{N}, \tag{8c}$$

wobei n_i der Einheitsnormalenvektor ist. Zur Lösung des in Gl. (8) definierten Gleichungssystems wird die Finite-Elemente-Methode verwendet. Hierzu wird Gl. (8) in die schwache Form

$$\int_{\Omega} w_{i,j}\sigma_{ij}\mathrm{d}V = \int_{\Omega} w_i f_i \mathrm{d}V + \int_{\partial\Omega_\mathrm{N}} w_i h_i \mathrm{d}A \qquad \forall w_i \in \mathcal{V} \tag{9}$$

überführt und anschließend werden die interpolierten Lösungs- und Testfunktionen

$$\mathbf{u}^h = [u_i^h] = \sum_{a=1}^{n_\mathrm{en}} N_a d_{ia} \qquad \text{and} \qquad \mathbf{w}^h = [w_i^h] = \sum_{a=1}^{n_\mathrm{en}} N_a w_{ia}\,, \tag{10}$$

in Gl. (9) eingesetzt, wobei N_a mit $a = 1,\ldots,n_\mathrm{en}$ eine Kurzschreibweise für $R_{ij}^{p^1 p^2}$ ist. Somit kann die schwache Form in eine globale Matrixgleichung

$$\mathbf{K}\mathbf{d} = \mathbf{F} \tag{11}$$

überführt werden. Hierbei ist bei der Berechnung der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ sowie des Kraftvektors $\mathbf{F}$ eine numerische Integration durchzuführen. Die Matrix $\mathbf{K}$ wird durch Assemblierung aus Elementsteifigkeitsmatrizen

$$\mathbf{k}^e = \int_{\Omega^e} \mathbf{B}^T\mathbf{D}\mathbf{B}\mathrm{d}V \quad \text{mit} \quad \mathbf{B} = [\mathbf{B}_a]_{a=1,\ldots,n_\mathrm{en}} \quad \text{und} \quad \mathbf{B}_a = \begin{bmatrix} N_{a,1} & 0 \\ 0 & N_{a,2} \\ N_{a,2} & N_{a,1} \end{bmatrix} \tag{12}$$

bestimmt. Das Vorgehen für $\mathbf{F}$ ist analog. Für nicht-singuläre Matrizen $\mathbf{K}$ kann dann das globale Gleichungssystem $\mathbf{d} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{F}$ gelöst werden. In der konventionellen FEM ist der Aufwand für die Invertierung von $\mathbf{K}$ bedeutend größer als für die Assemblierung und Berechnung von $\mathbf{K}$. Im Falle der isogeometrischen FEM verschiebt sich jedoch, bedingt durch den größeren Träger der Basisfunktionen, der Rechenaufwand in Richtung der Erstellung von $\mathbf{K}$. Somit sind effiziente numerische Integrationsmethoden von größter Bedeutung für die isogeometrische FEM.

4 Optimale Integration

Die Integrationsregel wird für univariate B-spline Basisfunktionen bestimmt. Für flächenhafte Integration werden die entsprechenden univariaten Integrationsregeln miteinander multipliziert. Unter der Annahme einer geraden Anzahl an Basisfunktionen wird die exakte Integration einer Basisfunktion durch

$$\int_{(\xi)} N_j^p(\xi)\mathrm{d}\xi = \sum_{i=1}^{n} \omega_i N_j^p(\xi_i) \quad j = 1,2,\ldots,2n \tag{13}$$

beschrieben [8]. Hierbei sind die Gewichte ω_i und die Stützstellen ξ_i noch zu bestimmen. In ausgeschriebener Form ergibt sich aus Gl. (13) das nichtlineare Gleichungssystem

$$\boldsymbol{\mathcal{F}}\left(\begin{bmatrix}\boldsymbol{\omega}\\ \boldsymbol{\xi}\end{bmatrix}\right)=\begin{bmatrix} N_1^p(\xi_1) & N_1^p(\xi_2)\cdots & N_1^p(\xi_n)\\ N_2^p(\xi_1) & N_2^p(\xi_2)\cdots & N_2^p(\xi_n)\\ \vdots & \vdots \quad \ddots & \vdots\\ N_{2n}^p(\xi_1) & N_{2n}^p(\xi_2)\cdots & N_{2n}^p(\xi_n)\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\omega_1\\ \omega_2\\ \vdots\\ \omega_n\end{bmatrix}-\begin{bmatrix}\int N_1^p(\xi)\mathrm{d}\xi\\ \int N_2^p(\xi)\mathrm{d}\xi\\ \vdots\\ \int N_{2n}^p(\xi)\mathrm{d}\xi\end{bmatrix}=0. \tag{14}$$

Zur Lösung von Gl. (14) wird die Newton-Raphson-Methode verwendet. Mit dem Vektor der partiellen Ableitungen

$$\partial\boldsymbol{\mathcal{F}}=\left[\frac{\partial\boldsymbol{\mathcal{F}}}{\partial\boldsymbol{\omega}},\frac{\partial\boldsymbol{\mathcal{F}}}{\partial\boldsymbol{\xi}}\right] \tag{15}$$

und dem Vektor der unbekannten Größen

$$\boldsymbol{s}=\left[\boldsymbol{\omega},\boldsymbol{\xi}\right]=\begin{bmatrix}\omega_1,\xi_1\\ \omega_2,\xi_2\\ \vdots\\ \omega_n,\xi_n\end{bmatrix} \tag{16}$$

kann eine Iteration nach Newton-Raphson in der Form

$$\partial\boldsymbol{\mathcal{F}}^k\partial\boldsymbol{s}^k=\boldsymbol{\mathcal{F}}^k \tag{17a}$$

$$\boldsymbol{s}^{k+1}=\boldsymbol{s}^k-\partial\boldsymbol{s}^k \tag{17b}$$

durchgeführt werden, bis nach k Schritten eine vorgegebene Genauigkeit erreicht wird. Da es sich bei Gl. (14) um eine hochgradig nichtlineare Gleichung handelt, ist die Wahl geeigneter Startwerte von großer Bedeutung für die Konvergenz des Newton-Raphson-Verfahrens.

5 Numerisches Beispiel

Zur Veranschaulichung von Effizienz und Genauigkeit der optimalen Integrationsmethode werden für die in Abb. 1 (links) dargestellte unendlich ausgedehnte Scheibe mit Loch unter einaxialer Zugspannung Netzverfeinerungsstudien für Ansatzgrade der Basisfunktionen von $p = 2$ bis $p = 8$ durchgeführt. Die Geometrie wird mit Hilfe zweier symmetrischer NURBS-Flächen beschrieben. Innerhalb der Flächen herrscht maximale Kontinuität. Eine beispielhafte Vernetzung mit 10×10 Elementen je Patch ist in Abb. 1 (rechts) gegeben. Die geometrischen Abmessungen des Systems sind in Abb. 1 (links) in entdimensionalisierter Form gegeben. Als Materialkonstanten werden $E = 100$ und $\nu = 0{,}3$ verwendet.

Die Genauigkeit der Berechnungen wird mit Hilfe der L_2-Fehlernorm der Spannungen über dem gesamten Gebiet beurteilt. In Abb. 2 sind die Ergebnisse für volle Gauß-Integration dargestellt. Hier zeigt sich, dass für alle Ansatzgrade die theoretisch maximal erreichbaren

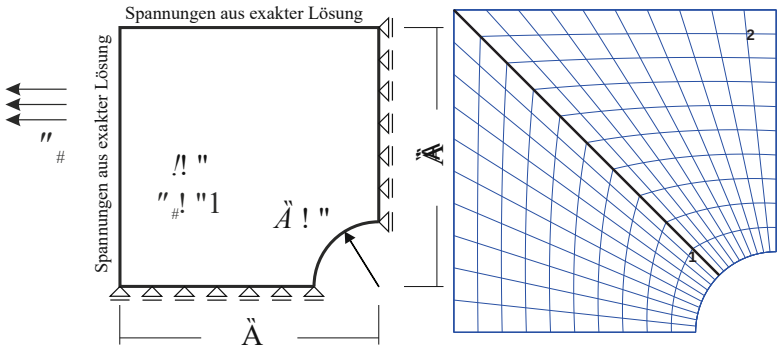


Abbildung 1: Systemskizze (links) und beispielhaftes Netz (rechts)

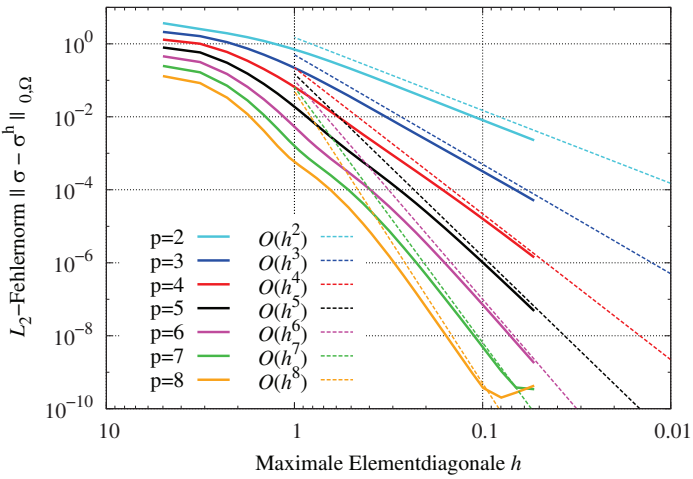


Abbildung 2: Konvergenzverhalten der L_2-Fehlernorm der Spannungen über das gesamte Gebiet für volle Gauß-Integration

Konvergenzraten erreicht werden. Die L_2-Fehlernorm der Spannungen für optimale Integration sind in Abb. 3 dargestellt. Auch hier werden für alle Ansatzgrade die theoretisch maximal erreichbaren Konvergenzraten erreicht. Auch in der absoluten Höhe der Fehlernorm ist keinerlei Abweichung zur vollen Gauß-Integration erkennbar. Somit liefert die optimale Integrationsmethode unter dem Aspekt der Genauigkeit Ergebnisse, die der vollen Gauß-Integration absolut gleichwertig sind. Ein Vergleich der Rechenzeiten für das Aufstellen der Steifigkeitsmatrix ist in Abb. (4) gegeben. Hierbei ist klar ersichtlich, dass die Rechenzeiten für die optimale Integration nur zwischen $20\,\%$ und $40\,\%$ der Rechenzeiten für volle Gauß-Integration betragen. Somit sind bemerkenswerte Effizienzsteigerungen durch die Verwendung der optimalen Integration möglich. Bei nichtlinearen Berechnungen mit mehreren Iterationsschritten fallen auch die anfänglichen Berechnungskosten für die Bestimmung der optimalen Integrationsregel nicht mehr ins Gewicht.

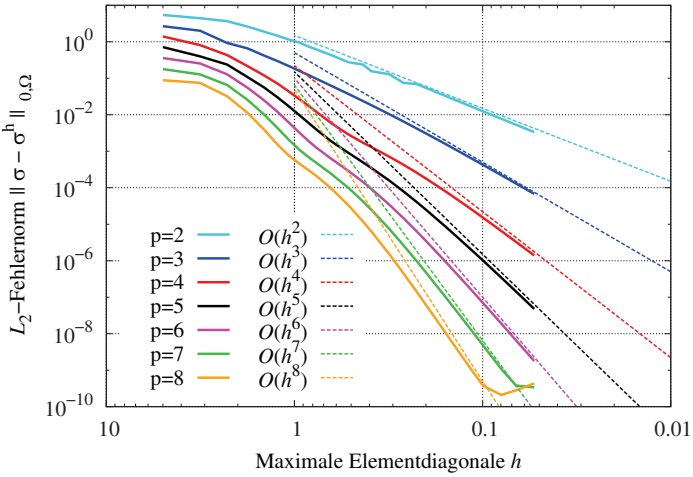


Abbildung 3: Konvergenzverhalten der L_2-Fehlernorm der Spannungen über das gesamte Gebiet für optimale Integration

6 Fazit und Ausblick

Das numerische Beispiel zeigt, dass die in dieser Form von Johannessen [8] vorgeschlagene optimale Integrationsmethode diesselbe Genauigkeit wie volle Gauß-Integration bei bedeutend geringeren Rechenkosten für das Aufstellen der Steifigkeitsmatrix liefert. Weitere Testbeispiele sowie vorgefertigte Skripte zur einfachen Einbindung der optimalen Integrationsmethode sind Gegenstand aktueller Arbeit. Eine Anwendung der optimalen Integrationsmethode mit selektiv reduzierter Integration für die in [3] vorgeschlagene isogeometrische Reissner–Mindlin-Schalenformulierung könnte eine recheneffiziente Alternative zu aktuellen Schalenelementen mit Maßnahmen zur Verhinderung von Versteifungseffekten, wie in [9] und [10] vorgeschlagen, darstellen.

Literatur

[1] ADAM, C. ; HUGHES, T. J. R. ; BOUABDALLAH, S. ; ZARROUG, M. ; MAITOURNAM, H. : Selective and reduced numerical integration for NURBS-based isogeometric analysis. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 284 (2015), S. 732–761

[2] BISCHOFF, M. ; WALL, W. A. ; BLETZINGER, K.-U. ; RAMM, E. : Models and Finite Elements for Thin-Walled Structures. In: STEIN, E. (Hrsg.) ; DE BORST, R. (Hrsg.) ; HUGHES, T. J. R. (Hrsg.): *Encyclopedia of computational mechanics* Bd. 2. Chichester : Wiley, 2004, S. 59–137

[3] DORNISCH, W. ; MÜLLER, R. ; KLINKEL, S. : An efficient and robust rotational formulation for isogeometric Reissner–Mindlin shell elements. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 303 (2016), S. 1–34

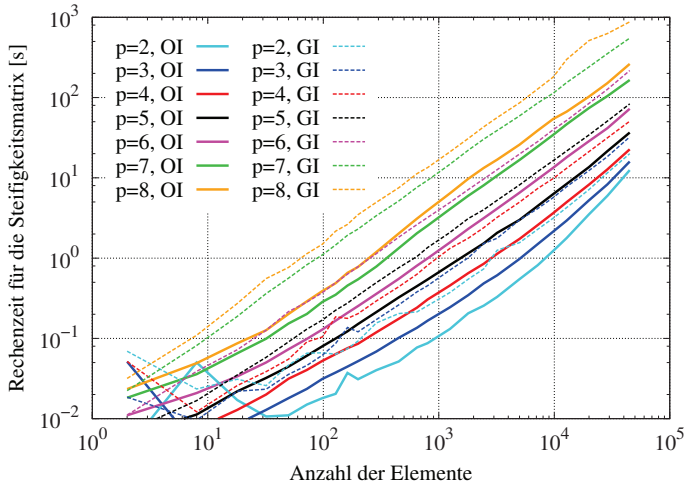


Abbildung 4: Vergleich der Rechenzeit für das Aufstellen der Steifigkeitsmatrix zwischen voller Gauß-Integration (GI) und optimaler Integration (OI).

[4] HIEMSTRA, R. R. ; CALABRÒ, F. ; SCHILLINGER, D. ; HUGHES, T. J.: Optimal and reduced quadrature rules for tensor product and hierarchically refined splines in isogeometric analysis. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 316 (2017), S. 966–1004

[5] HUGHES, T. J. R. ; COTTRELL, J. A. ; BAZILEVS, Y. : Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 194 (2005), S. 4135–4195

[6] HUGHES, T. J. R. ; REALI, A. ; SANGALLI, G. : Efficient quadrature for NURBS-based isogeometric analysis. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 199 (2010), S. 301–313

[7] IRONS, B. M.: Engineering applications of numerical integration in stiffness methods. In: *AIAA journal* 4 (1966), Nr. 11, S. 2035–2037

[8] JOHANNESSEN, K. A.: Optimal quadrature for univariate and tensor product splines. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 316 (2017), S. 84–99

[9] KIKIS, G. ; DORNISCH, W. ; KLINKEL, S. : Adjusted approximation spaces for the treatment of transverse shear locking in isogeometric Reissner–Mindlin shell analysis. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 354 (2019), S. 850–870

[10] OESTERLE, B. ; SACHSE, R. ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Hierarchic isogeometric large rotation shell elements including linearized transverse shear parametrization. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 321 (2017), S. 383–405

[11] ZIENKIEWICZ, O. C. ; TAYLOR, R. L. ; ZHU, J. Z.: *The finite element method; Its Basis and Fundamentals*. 6th. Amsterdam : Elsevier Butterworth-Heinemann, 2006

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Geometry and Statics of Optimal Freeform Gridshells

Davide Pellis[1], **Helmut Pottmann**[2]

[1]*TU Wien*
[2]*King Abdullah University of Science and Technology*

Abstract: We present our recent results on the geometric and static optimization of freeform load-bearing architectural skins. An efficient design strategy is the use of planar cladding panels supported by a prismatic framework substructure with optimized static performance. We show how these structures can be achieved discretizing membranes where principal stress and curvature directions coincide, and the absolute principal stresses are minimized. We outline then a design workflow and we provide some architectural examples.

1 Introduction

Our work tackles a prominent class of structures in freeform architecture, namely surface-like skins realized with cladding panels and supported by a framework substructure. These kind of structures are often referred to as *gridshells*. The actual manufacturing of freeform gridshells easily leads to unsustainable costs. This is mainly due to the high geometric complexity of building components and to the high mechanical demand.

It is well known that an efficient strategy to realize a gridshell is to use as subdivision layout a so-called *principal mesh*. This is a quadrilateral mesh whose edges follow the principal curvature directions of an implicit underlying surface. With this solution, we achieve flat cladding panels and a substructure with simplified connections. On the other hand, it is well known that an optimal static performance is attained when the substructure is subject to axial forces only. Principal meshes that are also in axial force equilibrium are then an efficient solution for the design of gridshells. However, principality and equilibrium are generally conflicting goals, and proper design tools for such meshes are currently missing.

In section 2, we show that indeed these meshes can only be achieved discretizing a surface in membrane equilibrium where principal stress and curvature directions coincide. In section 3 we go then further and wonder which is, among all frameworks in axial force equilibrium,

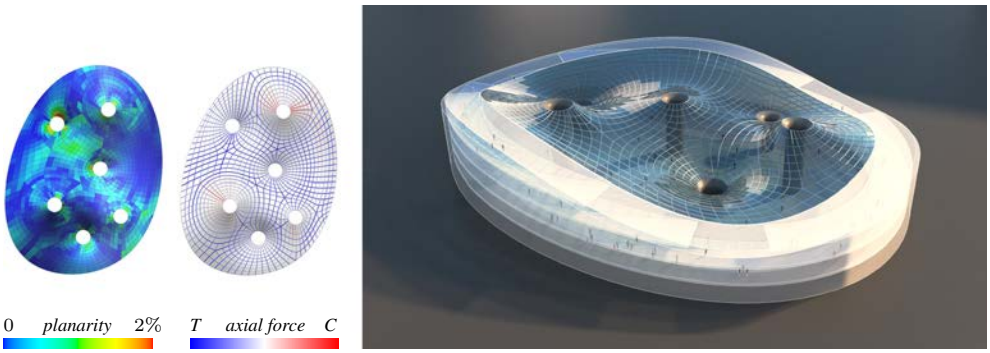


Figure 1: A freeform gridshell designed with our procedure. Cladding panels are planar (a), the substructure joints are torsion-free, and the beams are stressed only by axial forces (T = tension, C = compression) (b). Moreover, the volume of the load-bearing structure is minimized. Planarity is here computed as the distance between the face diagonals, expressed as percentage of the mean diagonal length. Values below 2% are compatible with flat glass cladding.

the most efficient one to span over a given boundary. To address this problem, we combine the works of J. C. Maxwell [6] and A. G. M. Michell [7] together with the recent results of architectural geometry on the equilibrium of self-supporting structures [1, 14, 15]. It turns out that such optimal solution is a quadrilateral mesh that follows the principal stress directions of a membrane that minimizes a certain total stress.

We present then a method for the design of surfaces where the total stress is minimal, together with stress and curvature alignment. Hence, we outline a design workflow. Thanks to this procedure, we achieve gridshells with planar cladding panels and a torsion-free substructure, which also minimize the use of structural material. We emphasize that with this method both the gridshell shape and the beam connectivity layout are part of the solution. More details can be found in [5, 10], while for a wider introduction to this topic we refer to [8].

2 Principal meshes in equilibrium

In this section, we start introducing principal meshes in architecture. We show then the condition for a principal mesh to be in axial equilibrium as well. This condition is found through a refinement process, where at the limit the mesh approaches a network of curves on a smooth surface, called *limit surface*. Accordingly, the gridshell becomes mechanically a fibrous membrane.

2.1 The geometry of gridshells

From a geometric point of view, a gridshell can be effectively described by a mesh. A mesh is a collection of *vertices*, *edges*, and *faces*, arranged together in such a way to form a polyhedral

surface. The faces of the mesh can correspond to cladding panels, the edges to beam axes, and the vertices to beam joints. Particularly interesting are then those meshes whose faces are planar; in this case we can materialize the cladding panels with flat elements, simplifying considerably the manufacturing. Regarding the substructure, in case we use prismatic beams we shall want their symmetry planes to be approximately normal to the reference surface. It is then desirable that the symmetry planes meet in the nodes along a common axis. We achieve in this way a *torsion-free substructure*. This simplifies the manufacturing of nodes and improves their aesthetic. For a wide introduction to meshes in architecture, see [11, 12].

It is well known that every surface can be discretized by a mesh with planar faces and a torsion-free substructure if the edges of the mesh follow its *principal curvature network* (see [13]). This is a network of curves on the surface that at each point is tangent to the directions of maximal and minimal curvature, called *principal curvature directions*; differential geometry tells us that these two directions are orthogonal (see [4]). The resulting mesh, called *principal mesh*, has then a quadrilateral connectivity.

We shall see in section 3 that a quadrilateral connectivity arises also from static optimization. Furthermore, it turns out [9] that principal meshes are even the ones with the 'smoothest' visual appearance. This can be a desirable quality when panels are realized with reflective materials. For these reasons, when it comes to optimization, the choice falls on principal meshes.

2.2 Gridshells in axial force equilibrium

We focus now on the load-bearing behavior of a quadrilateral gridshell. As assumption, we consider the static loads as dominant and neglect dynamic and buckling effects, leaving them to subsequent structural verification. It is well known that the most efficient way to bear loads within a framework structure is through strictly axial forces. In this way, the structural material is stressed in the most efficient way and offers the highest stiffness. The mechanical model of our gridshell is therefore that of a *truss*. Note that a quadrilateral gridshell truss is a mechanism in equilibrium. However, even if the actual gridshell will be realized with rigid joints, the use of a truss model will minimize bending effects.

Let us now imagine to refine a quadrilateral gridshell truss until it approaches, at the limit, a network of fibers on the limit surface. Since these fibers cannot support bending, this limit structure can carry loads only in the tangent plane of the limit surface. It is therefore mechanically a fibrous membrane. The stress state is now described by a 2D stress tensor defined at each point in the tangent plane, and computed through membrane equilibrium equations. We call such a structure *truss-like membrane*.

2.3 Stress and curvature alignment

We now look for the in-plane condition of equilibrium for the two families of fibers in a quadrilateral truss-like membrane. For this end, let us first think of it as a continuous membrane. At a point, let us then imagine to do an infinitesimal line cut, and to substitute the

continuum along this cut with a first infinitesimal fiber. To maintain equilibrium, a second infinitesimal fiber must be disposed along the direction of the two opposite forces exchanged across the cut. To insert this fiber, we shall do a second infinitesimal cut along its direction. If the two opposite forces exchanged across this second cut are aligned with the first fiber, then the two fibers locally equilibrate the in-plane stress state of the membrane.

Let us now consider a principal mesh in equilibrium. At the limit of refinement, this mesh will converge to a truss-like membrane with fibers aligned to the principal curvature directions of the limit surface. Since principal curvature directions are orthogonal, the in-plane fiber equilibrium requires now the forces exchanged across the two cuts to be orthogonal to the cuts themselves. This is exactly the definition of *principal stress directions* (a mathematical description can be found in [5, 10]). We can then state the following.

At the limit of refinement, principal meshes in equilibrium are discretizations of surfaces in membrane equilibrium where principal stress and principal curvature directions agree. There, they follow these directions.

3 Material-minimizing gridshells

We now go further and look, among all possible layouts in axial force equilibrium that span over a given boundary, for the most efficient one. To address this problem, we rely on the groundbreaking result of the engineer A. G. M. Michell, dating back to 1904. We extend then his result to freeform gridshells. For a more detailed treatment of this topic, see [5, 8].

3.1 Michell trusses

A. G. M. Michell in [7] solves the following problem: *Find the framework structure that requires the minimum amount of structural material to safely support a given set of loads*. He solves this problem under two main assumptions. First, the self-weight of the framework is negligible. Second, the optimal framework is only subject to axial forces in its members, and then it is a *truss*. A first remarkable result on truss optimization was given by J. C. Maxwell in 1872 [6]. He showed that:

Under a set of given forces, if a statically determinate truss is in equilibrium through only compressive or only tensile forces in its members, then its volume is minimal.

Moving from this result, Michell contrives a method far ahead of his times. He addresses the discrete problem of finding an optimal truss through a refinement process where, at the limit, the truss became a fibrous continuum, called *truss-like continuum*. This procedure relies on the fact that the refinement process increases the nodes of the truss, and then the degrees of freedom available for optimization; the optimum is thus reached at the limit by a truss-like continuum, while an optimal truss is an approximation of this optimum at a reasonable scale. Thanks to this procedure, Michell found out that:

In a volume minimal truss-like continuum, if a tension member meets a compression member, they must do so at right angles.

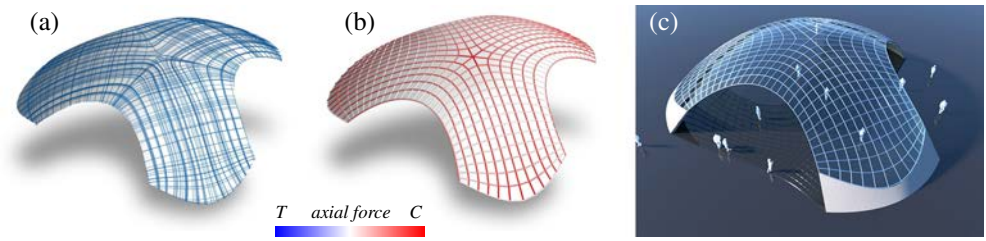


Figure 2: Material-minimizing gridshell. An optimal truss-like membrane with minimized total absolute stress, and with fibers aligned with principal stress directions (a). An optimal gridshell is a quad mesh approximating the stress lines of such optimal truss-like membrane (b). In (c) a possible architectural application is shown, together with boundary conditions.

3.2 Optimal gridshells

We now use Maxwell's and Michell's results to find volume-minimal gridshells. In this case, the assumption of neglecting the self-weight of the load-bearing framework is in general acceptable, in particular for steel-glass structures. The assumption of axial force equilibrium, as seen in section 2, implies that the truss-like continuum is now a truss-like membrane. Regarding the fiber layout, Michell's result implies that in tension-compression areas an optimal gridshell is an orthogonal quad network. According to Maxwell's result, we can keep the orthogonal quad network layout for tension-tension and compression-compression areas as well (note that this is not strictly necessary but convenient for practical reasons). As seen in section 2, axial force equilibrium together with orthogonality implies that the fiber layout is aligned with the principal stress directions of the membrane.

We compute now the volume of such a truss-like membrane. Let x_1, x_2 be a curvilinear coordinate system following the principal stress directions of the membrane. Let σ_1 and σ_2 be then the corresponding principal stresses. The axial force acting in an infinitesimal fiber in x_1 direction is given by $\sigma_1 \mathrm{d}x_2$, while the fiber's cross section area is directly proportional to the absolute value of the axial force. To get the infinitesimal volume, we multiply the cross section area by the infinitesimal length $\mathrm{d}x_1$. The volume of an infinitesimal fiber in x_1 direction is then directly proportional to $|\sigma_1| \, \mathrm{d}x_1 \mathrm{d}x_2$. The same holds for the infinitesimal fiber in x_2 direction. On a truss-like membrane, the minimal volume is then reached when

$$\iint (|\sigma_1| + |\sigma_2|) \, \mathrm{d}x_1 \mathrm{d}x_2 \mapsto \min.$$

We call this quantity *total absolute stress*. A volume optimal gridshell can then be found in the following way. First, we find the membrane that minimizes total absolute stress for the given boundary conditions, and then we discretize it with a quad mesh following its principal stress lines. If we want flat cladding panels and a torsion-free substructure as well, in addition we must ask the membrane to have its principal stress directions aligned with those of curvature.

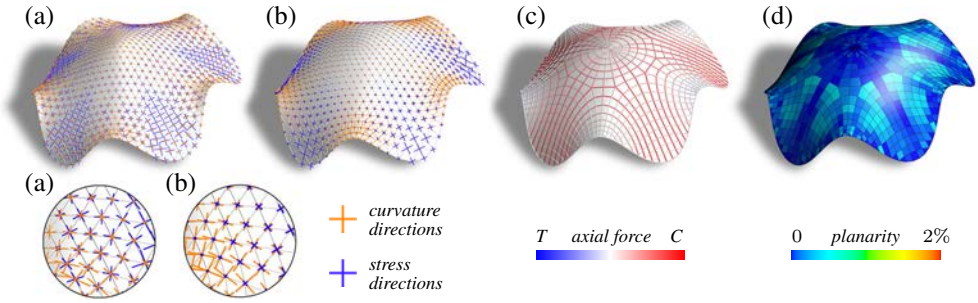


Figure 3: Design workflow. An initial shape is given as triangular mesh and the equilibrium is enforced on the edges. The estimated curvature and stress directions, in general, are not aligned (a). After optimization, we reach the alignment with a change in the shape. In this step, total absolute stress can also be minimized (b). We remesh the resulting shape with mixed integer quadrangulation along the principal curvature directions. After a post-optimization, the structure is in equilibrium under axial forces (c), and panels are close to planar (d).

4 Design workflow

We have now the elements to address the following problem: *Given a set of loads and boundary conditions, find a gridshell with planar faces, torsion-free layout, and with minimal need of load-bearing material to span over the given boundary.*

To implement this procedure, we model the reference membrane as triangular mesh. The membrane behavior can be achieved by modeling the mesh as a truss, with members given by the edges, with loads and supports applied to the vertices, and asking axial force equilibrium at each unsupported vertex. To estimate the principal stress directions, we compute at each vertex an equivalent stress tensor from the incoming beam forces, as outlined in [10]. The principal curvature directions can be derived at each vertex as well through the dihedral angles between faces, as described in [3]. Our design workflow is then the following (see figure 3).

- *Step 1*: A starting triangular mesh in membrane equilibrium is optimized for stress and curvature alignment and, at the same time, total absolute stress is minimized. If required, we can ask for closeness to a given reference surface, for interpolation of given points, and for other geometric constraints (see figure 5). Implementations of this step can be found in [5, 10].
- *Step 2*. From the resulting triangular mesh, we extract a principal mesh at an appropriate scale, chosen according to manufacturing considerations. At this purpose, the *mixed integer quadrangulation* method [2] can be used.
- *Step 3*. We have now the optimal mesh connectivity and form. This quad mesh can be post-optimized for axial force equilibrium and planar faces to improve the result. Thanks to steps 1 and 2, we can expect convergence with small changes in the shape. We can simultaneously optimize the layout for fairness of its polylines, to improve the aesthetic quality. For this step, the *guided projection* method [14] can be used.

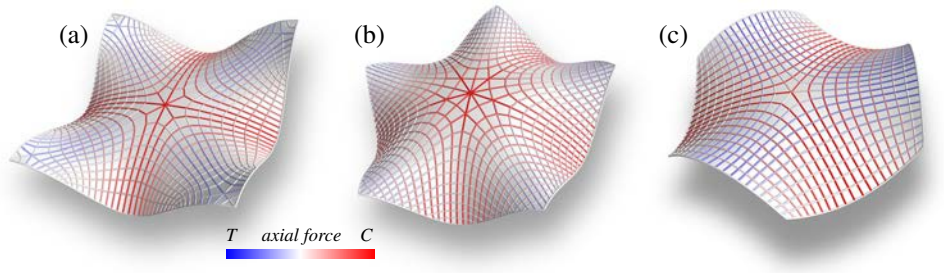


Figure 4: Grishells designed with our procedure. In designs (a) and (c) an additional constraint for alignment of the beam layout with the boundary has been superimposed in step 1. Mechanically, all boundaries are here supported.

5 Limitations

The main limitation of this approach is due to the lack of design control over the mesh layout. In some cases, the stress-curvature network could be not suitable for the extraction of architectural meshes. Indeed, the network layout may yield a mesh with a large variation of cell size, numerous or bad positioned singularities, or more generally, the resulting mesh may not possess the desired aesthetic qualities. However, the principal curvature network layout is highly sensible to shape changes; small modifications in the shape can often solve the issue. On the static side, the presented method does not consider buckling effects in the form finding criteria. Nevertheless, the buckling of a gridshell can be considered as a phenomenon connected with out-of-plane stiffness. While our method minimizes the cross sectional area of beams, the out-of-plane stiffness can be controlled, up to a certain extent, with an appropriate distribution of this area among the cross section to maximize the moment of inertia.

References

[1] BLOCK, P. ; OCHSENDORF, J. : Thrust network analysis: A new methodology for three-dimensional equilibrium. In: *Journal of International Association for Shell and Spatial Structures* 48 (2007), Nr. 3, S. 167–173

[2] BOMMES, D. ; ZIMMER, H. ; KOBBELT, L. : Mixed-integer quadrangulation. In: *ACM Transactions on Graphics* 28 (2009), Nr. 3, S. 77:1–77:10

[3] COHEN-STEINER, D. ; MORVAN, J. M.: Restricted Delaunay Triangulations and Normal Cycle. In: *Proceedings of the Nineteenth Annual Symposium on Computational Geometry*. New York : ACM, 2003, S. 312–321

[4] DO CARMO, M. : *Differential Geometry of Curves and Surfaces*. Prentice-Hall, 1976

[5] KILIAN, M. ; PELLIS, D. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Material-minimizing forms and structures. In: *ACM Transactions on Graphics* 36 (2017), Nr. 6, S. 173:1–173:12

[6] MAXWELL, J. C.: On reciprocal figures, frames, and diagrams of forces. In: *Transactions of the Royal Society of Edinburgh* 26 (1872), S. 1–40

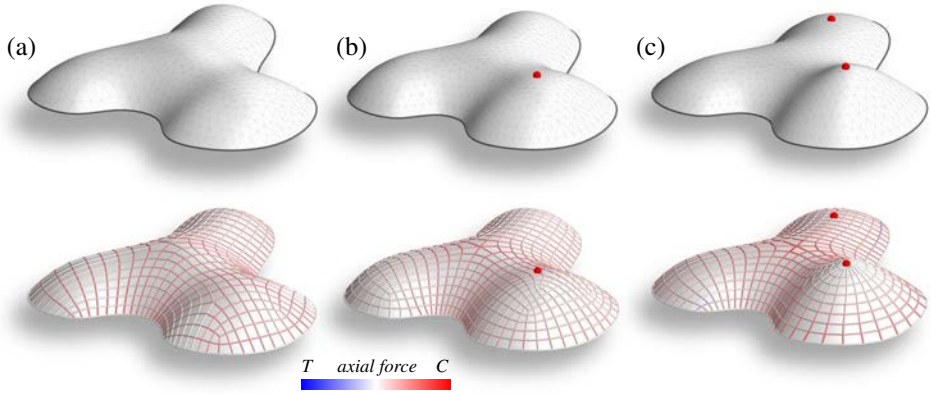


Figure 5: Additional constraints. In the bottom, an optimal gridshell spanning over a given boundary (a), and sub-optimal gridshells with one (b) and two (c) prescribed interpolation points (in red). On top, the corresponding triangulated membrane is shown.

[7] MICHELL, A. G. M.: The limits of economy of material in frame-structures. In: *Philosophical Magazine Series 6* 8 (1904), Nr. 47, S. 589–597

[8] PELLIS, D. : *Quad Meshes as Optimized Architectural Freeform Structures*, TU Wien, Diss., 2019

[9] PELLIS, D. ; KILIAN, M. ; DELLINGER, F. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Visual Smoothness of Polyhedral Surfaces. In: *ACM Transactions on Graphics* 38 (2019), Nr. 4, S. 260:1–260:11

[10] PELLIS, D. ; POTTMANN, H. : Aligning principal stress and curvature directions. In: HESSELGREN, L. (Hrsg.): *Advances in Architectural Geometry 2018*, Klein Publishing, 2018

[11] POTTMANN, H. ; ASPERL, A. ; HOFER, M. ; KILIAN, A. : *Architectural geometry*. Exton : Bentley Institute Press, 2007

[12] POTTMANN, H. ; EIGENSATZ, M. ; VAXMAN, A. ; WALLNER, J. : Architectural Geometry. In: *Computers & Graphics* 47 (2015), S. 145–164

[13] POTTMANN, H. ; LIU, Y. ; WALLNER, J. ; BOBENKO, A. ; WANG, W. : Geometry of multi-layer freeform structures for architecture. In: *ACM Transactions on Graphics* 26 (2007), Nr. 3, S. 65:1–65:11

[14] TANG, C. ; SUN, X. ; GOMES, A. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Form-finding with Polyhedral Meshes Made Simple. In: *ACM Transactions on Graphics* 33 (2014), Nr. 4, S. 70:1–70:9

[15] VOUGA, E. ; HÖBINGER, M. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Design of self-supporting surfaces. In: *ACM Transactions on Graphics* 31 (2012), Nr. 4, S. 87:1–87:11

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

A generalized formulation of classical shell models based on tangential differential calculus

Daniel Schöllhammer, Thomas-Peter Fries

Institut für Baustatik, Graz University of Technology, Graz, Austria
`{schoellhammer,fries}@tugraz.at`

Abstract: The Tangential Differential Calculus (TDC) enables the mathematical modeling of general physical phenomena on curved surfaces. Herein, it is applied to reformulate classical models for Kirchhoff-Love and Reissner-Mindlin shells. In contrast to the classical approach, the resulting models do not only apply to parametrized shell geometries but also to implicit ones. All mechanical quantities are defined in the 3D Euclidean coordinate system and no curvilinear coordinates are needed. In addition to classical shell analyses based on the standard FEM, the proposed formulation enables *implicit* shell analyses based on recently proposed Cut FEM and Trace FEM, which attract a lot of attention lately.

1 Introduction

Shells are curved, thin-walled structures with a high bearing capacity which frequently appear in nature and technical applications. In the modeling, the geometry is typically reduced to the middle surface leading to coupled partial differential equations (PDEs) on two-dimensional surfaces in the three-dimensional space. The general context are PDEs on manifolds and there is a rich body of literature in this field dominated by the mathematical community. The Tangential Differential Calculus (TDC) offers a general framework for the modeling of phenomena on curved surfaces. As such, it has been naturally applied to transport and flow problems on curved surfaces, see, e.g. [7, 8, 10]. It has, however, only recently been applied to shell mechanics by the authors in [16, 17] and to ropes and membranes in [11].

The classical approach to the modeling of shells (and membranes) is based on a parametric definition of the surface, that is, there is a map from some two-dimensional to the three-dimensional space. This naturally leads to curvilinear coordinates on the surface and the

concept of co- and contra-variant base vectors, Christoffel-symbols etc. Geometric quantities (e.g., curvature), differential operators (e.g., surface gradients), and, consequently, mechanical tensors (e.g., stress and strain tensors) are then based on these curvilinear two-dimensional coordinates.

However, one may also define shell geometries *implicitly* based on the level-set method. In this case, no parametrization exists, hence, no curvilinear coordinates are directly available on the surface. The classical shell models do not extend to this situation. Therefore, we propose to use the TDC because it applies to the parametric *and* implicit definition of shells; in this sense, the resulting formulation is more general than the classical, parameter-based approach. In the TDC, geometric, differential, and mechanical quantities are defined with respect to the three-dimensional coordinates into which the curved shell is embedded.

For the numerical approximation of the resulting boundary value problems in shell mechanics, the finite element method (FEM) has proven its full potential. The standard procedure is to mesh the shell surface resulting in a set of surface elements. Each element is equipped with shape functions which also define the map from a two-dimensional reference element to the curved, physical element in three dimensions. In this situation, an element-wise parametrization becomes naturally available and the classical shell models as well as the proposed TDC-based models apply. However, for the implicit definition of the shell geometry, a fundamentally different path for the numerical treatment can be chosen: One may employ three-dimensional background meshes which do not align with the shell geometry. Only those background elements are considered which are cut by the shell. Then, the three-dimensional shape functions are evaluated on the shell surface and used for the approximation. This approach is labeled Cut FEM [3, 4, 5] or Trace FEM [13, 14, 12] and may be seen as fictitious (or embedded) domain methods for PDEs on surfaces. For the use of such FEMs, the proposed TDC-based models are crucial and the classical parameter-based models do not apply. In this sense, the new TDC-based approach enables the implicit analysis of shells. Implicit shell analysis may have significant advantages over the parameter-based approach. For example, when shells are reinforcing sub-structures embedded in some three-dimensional continuum, there is no need to consider these sub-structures in the meshing of the volume.

2 Preliminaries

Surfaces may be defined explicitly or implicitly. In the first case, the surface is defined through a bijective map $\boldsymbol{x}(\boldsymbol{r}) : \hat{\Omega} \to \Gamma$ from the parameter space $\hat{\Omega} \subset \mathbb{R}^2$ to the real domain $\Gamma \subset \mathbb{R}^3$. The map can be global or an atlas of local, element-wise maps. In the other case, the surface is implicitly defined based on the level-set method. Independently of the surface definition, there is a unit normal vector $\boldsymbol{n}_\Gamma$ on the shell Γ. At the shell boundary $\partial\Gamma$, there is the local, orthonormal triad $(\boldsymbol{t}_{\partial\Gamma}, \boldsymbol{n}_{\partial\Gamma}, \boldsymbol{n}_\Gamma)$ with $\boldsymbol{t}_{\partial\Gamma}$ pointing in boundary direction and $\boldsymbol{n}_{\partial\Gamma}$ being the co-normal vector pointing "outwards" of Γ.

The TDC provides a framework to define differential surface operators for explicitly *and* implicitly defined surfaces. The tangential gradient of a scalar-valued function $u(\boldsymbol{x})$ on the surface Γ is defined as $\nabla_\Gamma u(\boldsymbol{x}) = \mathbf{P} \cdot \nabla \tilde{u}$, where $\mathbf{P} = \mathbf{I} - \mathbf{Q}$, $\mathbf{Q} = \boldsymbol{n}_\Gamma \otimes \boldsymbol{n}_\Gamma$ are projection operators, and $\tilde{u}$ is some arbitrary yet smooth extension of u in a neighborhood of Γ. The

equivalent expression for parametrized surfaces is $\nabla_\Gamma u\left(\boldsymbol{x}\left(\boldsymbol{r}\right)\right) = \mathbf{J} \cdot \left(\mathbf{J}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{J}\right)^{-1} \cdot \nabla_{\boldsymbol{r}} u$, where $\mathbf{J}$ is the Jacobi matrix of the map and $\nabla_{\boldsymbol{r}} u$ is the gradient in the parameter space. Higher-order derivatives are obtained in a straightforward fashion.

For vector-valued functions $\boldsymbol{v}\left(\boldsymbol{x}\right)$, there are two different gradients, namely, the directional gradient $\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}} \boldsymbol{v}\left(\boldsymbol{x}\right) = \nabla \tilde{\boldsymbol{v}} \cdot \mathbf{P}$ and the covariant gradient $\nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}} \boldsymbol{v}\left(\boldsymbol{x}\right) = \mathbf{P} \cdot \nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}} \boldsymbol{v}\left(\boldsymbol{x}\right)$. The Weingarten map $\mathbf{H} = \nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}} \boldsymbol{n}_\Gamma = \nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}} \boldsymbol{n}_\Gamma$ is a symmetric, in-plane tensor, i.e., $\mathbf{H} = \mathbf{P} \cdot \mathbf{H} \cdot \mathbf{P}$ and its two non-zero eigenvalues are the principal curvatures $\kappa_i = -\mathrm{eig}\left(\mathbf{H}\right)$. For a more detailed introduction to the TDC, see, e.g., [6, 15].

3 The shell equations

In this section, the models of Kirchhoff-Love shells and Reissner-Mindlin shells are derived in the frame of the TDC using a global Cartesian coordinate system. For the sake of simplicity, we restrict ourselves to infinitesimal deformations and rotations and a linear elastic material governed by Hooke's law with a constant shifter. With these assumptions, an analytical pre-integration with respect to the thickness is possible and one may identify stress resultants. For brevity, not all details may be given herein and the readers are referred to [16, 17, 11]. It is noted that the structure of this work closely follows the outline in [18].

The middle surface Γ of a shell Ω can be implicitly defined with the zero-isosurface of a signed-distance function $\phi_{\mathrm{SDF}}(\boldsymbol{x}) : \mathbb{R}^3 \to \mathbb{R}$. The shell body of thickness t is then defined by

$$\Omega = \left\{\boldsymbol{x} \in \mathbb{R}^3 : |\phi_{\mathrm{SDF}}(\boldsymbol{x})| \leq {}^t\!/_2\right\}.$$

Alternatively, if the middle surface is parametrized with a map $\boldsymbol{x}_\Gamma(\boldsymbol{r})$, the domain of the shell is explicitly defined by

$$\Omega = \left\{\boldsymbol{x} \in \mathbb{R}^3 : \boldsymbol{x} = \boldsymbol{x}_\Gamma + \zeta \boldsymbol{n}_\Gamma(\boldsymbol{x}_\Gamma)\right\}, \tag{1}$$

where ζ is the coordinate in thickness direction with $|\zeta| \leq {}^t\!/_2$.

3.1 Kinematics

In the linear shell theory, the cross-section remains straight after the deformation, but not necessarily orthogonal to the middle surface due to transverse shear deformations $\boldsymbol{\gamma}$, see Fig. 1. The displacement $\boldsymbol{u}_\Omega$ of a point $\boldsymbol{P}$ in the shell continuum is determined by the difference between the spatial and reference configuration and can be decomposed into

$$\boldsymbol{u}_\Omega(\boldsymbol{x}_\Gamma, \zeta) = \boldsymbol{u}(\boldsymbol{x}_\Gamma) + \zeta \boldsymbol{w}(\boldsymbol{x}_\Gamma),$$

where $\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x}_\Gamma)$ is the displacement of the middle surface and $\boldsymbol{w}(\boldsymbol{x}_\Gamma)$ is the difference vector, representing the rotation of the shell director, see Fig. 1.

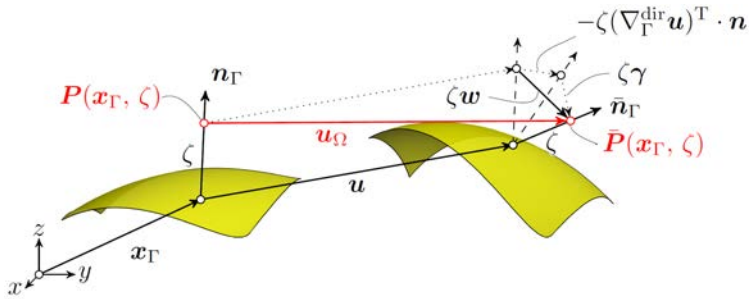


Figure 1: Displacement field $\boldsymbol{u}_\Omega$ of a shell. The yellow surfaces are the undeformed (left) and deformed (right) middle surface Γ. Objects in the spatial configuration are denoted with a bar.

With the assumption that the thickness of the shell does not change after the deformation, the difference vector $\boldsymbol{w}$ is tangential and is defined as in [16]

$$\boldsymbol{w}(\boldsymbol{x}_\Gamma) = -[\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}}\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x}_\Gamma)]^{\mathrm{T}}\cdot\boldsymbol{n}_\Gamma(\boldsymbol{x}_\Gamma) + \boldsymbol{\gamma}(\boldsymbol{x}_\Gamma). \tag{2}$$

If transverse shear deformations are taken into account, Eq. (2) represents the Reissner-Mindlin kinematics and the difference vector is denoted as $\boldsymbol{w}_{\mathrm{RM}}$. Due to the transverse shear deformations, the deformation of the middle surface and the rotation of the normal vector are decoupled, which results into two unknown vector fields $\boldsymbol{u}$ and $\boldsymbol{w}_{\mathrm{RM}}$. For increasingly thin shells, the effect of transverse shear deformations becomes negligible compared to the first term in Eq. (2), resulting into the kinematics of the Kirchhoff-Love shell. The difference vector is then only a function of $\boldsymbol{u}$, i.e., $\boldsymbol{w}_{\mathrm{KL}} = -[\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}}\boldsymbol{u}]^{\mathrm{T}}\cdot\boldsymbol{n}_\Gamma$, so only one vector field $\boldsymbol{u}$ remains unknown for the Kirchhoff-Love shell.

For both shell models, the linearized strain tensor $\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma$ is defined by the symmetric part of the surface gradient of the displacement field $\boldsymbol{u}_\Omega$, i.e., $\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma(\boldsymbol{x}) = \mathrm{sym}[\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}}\boldsymbol{u}_\Omega(\boldsymbol{x})]$ and is split into an in-plane strain $\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma^{\mathrm{P}}$ and a transverse shear strain $\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma^{\mathrm{S}}$. The in-plane strain is defined by a double projection with $\mathbf{P}$ and is divided into a membrane and bending strain by [15, 16]

$$\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma^{\mathrm{P}} = \mathbf{P}\cdot\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma\cdot\mathbf{P} = \boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{M}} + \zeta\boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{B}}\ . \tag{3}$$

The in-plane membrane strain for both shell models is

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{M}} = \frac{1}{2}\left[\nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}}\boldsymbol{u} + (\nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}}\boldsymbol{u})^{\mathrm{T}}\right]\ . \tag{4}$$

Inserting the assumptions for both shell models, the bending strains are

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{B}}^{\mathrm{RM}} = \frac{1}{2}\left[\mathbf{H}\cdot\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}}\boldsymbol{u} + (\nabla_\Gamma^{\mathrm{dir}}\boldsymbol{u})^{\mathrm{T}}\cdot\mathbf{H} + \nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}}\boldsymbol{w}_{\mathrm{RM}} + (\nabla_\Gamma^{\mathrm{cov}}\boldsymbol{w}_{\mathrm{RM}})^{\mathrm{T}}\right]\ , \tag{5}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{B}}^{\mathrm{KL}} = -\left[\boldsymbol{u}_{,ij}^{\mathrm{cov}}\cdot\boldsymbol{n}_\Gamma\right]\ . \tag{6}$$

The transverse shear strains are defined by a projection with $\mathbf{Q}$ as defined in [16]

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{RM}}_{\Gamma,\mathrm{S}}(\boldsymbol{u},\,\boldsymbol{w}) &= \mathbf{Q}\cdot\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma + \boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma\cdot\mathbf{Q}\\ &= \frac{1}{2}\left[\mathbf{Q}\cdot\nabla^{\mathrm{dir}}_\Gamma\boldsymbol{u} + (\nabla^{\mathrm{dir}}_\Gamma\boldsymbol{u})^{\mathrm{T}}\cdot\mathbf{Q} + \boldsymbol{n}_\Gamma\otimes\boldsymbol{w} + \boldsymbol{w}\otimes\boldsymbol{n}_\Gamma\right]\,, \qquad (7)\\ \boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{KL}}_{\Gamma,\mathrm{S}}(\boldsymbol{u},\,\boldsymbol{w}) &= \mathbf{0}\,, \qquad (8)\end{aligned}$$

where in the case of Kirchhoff-Love shells, the transverse shear strain is zero due to the kinematic assumptions from above.

3.2 Constitutive equations and stress resultants

The shell is assumed to be linear elastic and, as usual for thin structures, the Lamé constants are chosen such that the stress in normal direction is eliminated, hence, $\boldsymbol{\sigma}_\Gamma(\boldsymbol{x}) = 2\mu\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma(\boldsymbol{x}) + \lambda\mathrm{tr}[\boldsymbol{\varepsilon}_\Gamma(\boldsymbol{x})]\mathbf{I}$, where $\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$ and $\lambda = \frac{E\nu}{1-\nu^2}$. A decomposition in a similar manner as above and an analytical pre-integration with respect to the thickness leads to the stress resultants. The symmetric, in-plane moment tensor $\mathbf{m}^{\mathrm{i}}_\Gamma$ is defined as

$$\mathbf{m}^{\mathrm{i}}_\Gamma = \int_{-t/2}^{t/2} \zeta\,\mathbf{P}\cdot\boldsymbol{\sigma}_\Gamma\cdot\mathbf{P}\,\mathrm{d}\zeta = \frac{t^3}{12}\boldsymbol{\sigma}_\Gamma(\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{i}}_{\Gamma,\mathrm{B}})\,, \qquad (9)$$

where $\mathrm{i} = \{\mathrm{RM}, \mathrm{KL}\}$ indicates the shell model. The moment tensor has two non-zero eigenvalues, which are the principal moments m_1 and m_2. The effective normal force tensor $\tilde{\mathbf{n}}_\Gamma$ is equal for both shell models and is

$$\tilde{\mathbf{n}}_\Gamma = \int_{-t/2}^{t/2} \mathbf{P}\cdot\boldsymbol{\sigma}_\Gamma\cdot\mathbf{P}\,\mathrm{d}\zeta = t\boldsymbol{\sigma}_\Gamma(\boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\mathrm{M}})\,. \qquad (10)$$

Similar to the moment tensor, the effective normal force tensor is also a symmetric, in-plane tensor. Note that for curved shells, this tensor is *not* the physical normal force tensor, but the one which appears in the weak form, see Section 3.4. In case of a curved shell, the physical normal force tensor is $\mathbf{n}^{\mathrm{real,i}}_\Gamma = \tilde{\mathbf{n}}_\Gamma + \mathbf{H}\cdot\mathbf{m}^{\mathrm{i}}_\Gamma$ and is, in general, not symmetric.

For the Reissner-Mindlin shell, the transverse shear force tensor is determined with

$$\boldsymbol{\Upsilon}^{\mathrm{RM}}_\Gamma = \int_{-t/2}^{t/2} \mathbf{Q}\cdot\boldsymbol{\sigma}_\Gamma + \boldsymbol{\sigma}_\Gamma\cdot\mathbf{Q}\,\mathrm{d}\zeta = t\boldsymbol{\sigma}_\Gamma(\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{RM}}_{\Gamma,\mathrm{S}})\,. \qquad (11)$$

The resulting transverse shear force vector is given by $\boldsymbol{q}^{\mathrm{RM}} = \boldsymbol{\Upsilon}^{\mathrm{RM}}_\Gamma\cdot\boldsymbol{n}_\Gamma$. The transverse shear forces in the Kirchhoff–Love shell model can only be obtained with equilibrium considerations,

$$\boldsymbol{q}^{\mathrm{KL}} = \mathbf{P}\cdot\mathrm{div}_\Gamma\mathbf{m}^{\mathrm{KL}}_\Gamma\,. \qquad (12)$$

It is noteworthy, that in the case of parametrized surfaces, the obtained expressions are equivalent compared to the classical theory, see, e.g., [1, 2, 9]. In the case of flat shells, the kinematics simplify significantly and one may easily derive the stress resultants of the well-known Reissner-Mindlin or Kirchhoff plates and the two-dimensional shell.

3.3 Equilibrium in strong form

Based on the stress resultants from above, one obtains the force and moment equilibrium for a curved Reissner-Mindlin shell in terms of the TDC in strong form as

$$\mathrm{div}_\Gamma \mathbf{n}_\Gamma^{\mathrm{real}} + \mathbf{Q} \cdot \mathrm{div}_\Gamma \boldsymbol{\Upsilon}_\Gamma^{\mathrm{RM}} + \mathbf{H} \cdot \boldsymbol{q}^{\mathrm{RM}} = -\boldsymbol{f} \,, \tag{13}$$

$$\mathbf{P} \cdot \mathrm{div}_\Gamma \mathbf{m}_\Gamma^{\mathrm{RM}} - \boldsymbol{q}^{\mathrm{RM}} = -\boldsymbol{c} \,, \tag{14}$$

with $\boldsymbol{f}$ being the load vector per area and $\boldsymbol{c}$ being a distributed moment vector on the middle surface Γ. The equilibrium is a system of second-order PDEs for the unknown fields $\boldsymbol{u}$ and $\boldsymbol{w}_{\mathrm{RM}}$. The first PDE represents the force equilibrium and the second PDE is the moment equilibrium.

The strong form of the equilibrium for the Kirchhoff-Love shell is a fourth-order PDE and represents the force equilibrium

$$\mathrm{div}_\Gamma \mathbf{n}_\Gamma^{\mathrm{real}} + \boldsymbol{n}_\Gamma \mathrm{div}_\Gamma \boldsymbol{q}^{\mathrm{KL}} + \mathbf{H} \cdot \mathrm{div}_\Gamma \mathbf{m}_\Gamma^{\mathrm{KL}} = -\boldsymbol{f} \,, \tag{15}$$

for the unknown field $\boldsymbol{u}$. Note that Eq. (15) can also be obtained with the equilibrium of the Reissner-Mindlin shell, if Eq. (14) is inserted into Eq. (13) with $\boldsymbol{c} = \mathbf{0}$. In order to rewrite the second term in the force equilibrium, the identity $\mathbf{Q} \cdot \mathrm{div}_\Gamma \boldsymbol{\Upsilon}_\Gamma^{\mathrm{RM}} = \boldsymbol{n}_\Gamma \mathrm{div}_\Gamma \boldsymbol{q}^{\mathrm{RM}}$, which holds for symmetric tensors with $\mathrm{tr}(\boldsymbol{\Upsilon}_\Gamma^{\mathrm{RM}} \cdot \mathbf{H}) = 0$, is used. Lastly, the transverse shear force vector $\boldsymbol{q}^{\mathrm{RM}}$ and moment tensor $\mathbf{m}_\Gamma^{\mathrm{RM}}$ are replaced by the quantities of the Kirchhoff-Love shell model and Eq. (15) is determined.

In the case of parametrized surfaces the obtained equations (13) to (15) are equivalent compared to the classical shell theory based on local coordinates, see, e.g., [1]. However, the obtained equilibrium equations are valid for both *explicitly* and *implicitly* defined surfaces. Therefore, the formulation in the frame of the TDC is a generalization of the classical shell models. For brevity, a discussion of boundary conditions is omitted here, see [16, 17] for further details.

3.4 Equilibrium in weak form

The equilibrium equations in strong form are converted to weak forms by multiplying Eqs. (13), (14), and (15) with suitable test functions $\boldsymbol{v}$ and integration over the domain. With the divergence theorem for surface operators [15], the weak form of the equilibriums for the Reissner-

Mindlin shell are

$$\int_\Gamma \nabla_\Gamma^{\text{dir}} \boldsymbol{v}_u : \tilde{\mathbf{n}}_\Gamma + (\mathbf{H} \cdot \nabla_\Gamma^{\text{dir}} \boldsymbol{v}_u) : \mathbf{m}_\Gamma^{\text{RM}} + (\mathbf{Q} \cdot \nabla_\Gamma^{\text{dir}} \boldsymbol{v}_u) : \boldsymbol{\Upsilon}_\Gamma^{\text{RM}} \, \mathrm{d}A = \int_\Gamma \boldsymbol{v}_u \cdot \boldsymbol{f} \, \mathrm{d}A + \int_{\partial\Gamma_{\text{N},\boldsymbol{u}}} \boldsymbol{v}_u \cdot \hat{\boldsymbol{p}} \, \mathrm{d}s,$$

$$\int_\Gamma \nabla_\Gamma^{\text{dir}} \boldsymbol{v}_w : \mathbf{m}_\Gamma^{\text{RM}} + \boldsymbol{v}_w \cdot \boldsymbol{q}^{\text{RM}} \, \mathrm{d}\Gamma = \int_\Gamma \boldsymbol{v}_w \cdot \boldsymbol{c} \, \mathrm{d}\Gamma + \int_{\partial\Gamma_{\text{N},\boldsymbol{w}}} \boldsymbol{v}_w \cdot \hat{\boldsymbol{m}}_{\partial\Gamma} \, \mathrm{d}s$$

where $(\boldsymbol{v}_u, \boldsymbol{v}_w)$ are the test functions for the displacements and the difference vector. The corresponding function spaces for $(\boldsymbol{v}_u, \boldsymbol{v}_w, \boldsymbol{u}, \boldsymbol{w})$ are subspaces of the $\mathcal{H}^1(\Gamma)^3$ Sobolev space and a standard C^0-continuous discretization is sufficient. Note that $\boldsymbol{v}_w$ and $\boldsymbol{w}$ are *tangential* vectors. The continuous weak form of the equilibrium for a Kirchhoff–Love shell is

$$\int_\Gamma \nabla_\Gamma^{\text{dir}} \boldsymbol{v}_u : \tilde{\mathbf{n}}_\Gamma - \boldsymbol{\varepsilon}_{\Gamma,\text{B}}^{\text{KL}}(\boldsymbol{v}_u) : \mathbf{m}_\Gamma^{\text{KL}} \, \mathrm{d}\Gamma = \int_\Gamma \boldsymbol{v}_u \cdot \boldsymbol{f} \, \mathrm{d}A + \int_{\partial\Gamma_\text{N}} \boldsymbol{v}_u \cdot \tilde{\boldsymbol{p}} + \omega_{\boldsymbol{t}_{\partial\Gamma}}(\boldsymbol{v}_u) m_{\boldsymbol{t}_{\partial\Gamma}}^{\text{KL}} \, \mathrm{d}s. \tag{16}$$

Due to the presence of second-order derivatives in the second term, the corresponding function spaces for $(\boldsymbol{v}_u, \boldsymbol{u})$ are subspaces of the $\mathcal{H}^2(\Gamma)^3$ Sobolev space, which requires at least a C^1-continuous discretization. From an implementational point of view, this requirement is the most important difference between the two shell models.

4 Conclusions

Classical linear shell models are reformulated based on the TDC and the outline is closely related to [18]. The resulting boundary value problems of the Kirchoff-Love and Reissner-Mindlin shells apply to parametrized and implicitly defined shells. In combination with Cut FEM and Trace FEM, this enables a fully implicit shell analysis which is not possible with the classical, purely parameter-based formulations. In this sense, the TDC-based models are more general. The strong and weak form of the Kirchhoff-Love and Reissner-Mindlin shells are given herein. For brevity, numerical results are omitted here and the reader is referred to [16, 17, 11] for further information.

References

[1] BAŞAR, Y. ; KRÄTZIG, W. : *Mechanik der Flächentragwerke*. Braunschweig : Vieweg+Teubner Verlag, 1985

[2] BISCHOFF, M. ; RAMM, E. ; IRSLINGER., J. : Models and Finite Elements for Thin-Walled Structures. In: *Encyclopedia of Computational Mechanics Second Edition (eds E. Stein, R. Borst and T. J. Hughes)*. Chichester : John Wiley & Sons, 2017

[3] BURMAN, E. ; CLAUS, S. ; HANSBO, P. ; LARSON, M. ; MASSING, A. : CutFEM: Discretizing geometry and partial differential equations. In: *Internat. J. Numer. Methods Engrg.* 104 (2015), S. 472–501

[4] BURMAN, E. ; HANSBO, P. : Fictitious domain finite element methods using cut elements: I. A stabilized Lagrange multiplier method. In: *Comp. Methods Appl. Mech. Engrg.* 199 (2010), S. 2680–2686

[5] BURMAN, E. ; HANSBO, P. : Fictitious domain finite element methods using cut elements: II. A stabilized Nitsche method. In: *Applied Numerical Mathematics* 62 (2012), S. 328–341

[6] DELFOUR, M. ; ZOLÉSIO, J. : *Shapes and geometries—Metrics, Analysis, Differential Calculus, and Optimization*. Philadelphia, PA : SIAM, 2011

[7] *Kapitel* 6. In: DZIUK, G. : *Finite Elements for the Beltrami operator on arbitrary surfaces*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 1988, S. 142–155

[8] DZIUK, G. ; ELLIOTT, C. : Finite element methods for surface PDEs. In: *Acta Numerica* 22 (2013), S. 289–396

[9] ECHTER, R. ; OESTERLE, B. ; BISCHOFF, M. : A hierarchic family of isogeometric shell finite elements. In: *Comp. Methods Appl. Mech. Engrg.* 254 (2013), S. 170–180

[10] FRIES, T. : Higher-order surface FEM for incompressible Navier-Stokes flows on manifolds. In: *Int. J. Numer. Methods Fluids* 88 (2018), S. 55–78

[11] FRIES, T. ; SCHÖLLHAMMER, D. : A Unified Finite Strain Theory for Membranes and Ropes. In: *arXiv: 1909.12640* (2019)

[12] GRANDE, J. ; LEHRENFELD, C. ; REUSKEN, A. : Analysis of a high-order trace finite element method for PDEs on level set surfaces. In: *SIAM J. Numer. Anal.* 56 (2018), S. 228–255

[13] OLSHANSKII, M. ; REUSKEN, A. : Trace finite element methods for PDEs on surfaces. In: *Lecture Notes in Computational Science and Engineering* 121 (2017), S. 211–258

[14] REUSKEN, A. : Analysis of trace finite element methods for surface partial differential equations. In: *IMA J Numer Anal* 35 (2015), S. 1568–1590

[15] SCHÖLLHAMMER, D. ; FRIES, T. : Kirchhoff-Love shell theory based on Tangential Differential Calculus. In: *Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics* Bd. submitted. Chichester : John Wiley & Sons, 2018

[16] SCHÖLLHAMMER, D. ; FRIES, T. : Kirchhoff-Love shell theory based on tangential differential calculus. In: *Comput. Mech.* 64 (2019), S. 113–131

[17] SCHÖLLHAMMER, D. ; FRIES, T. : Reissner-Mindlin shell theory based on tangential differential calculus. In: *Comp. Methods Appl. Mech. Engrg.* 352 (2019), S. 172–188

[18] SCHÖLLHAMMER, D. ; FRIES, T. : A unified approach for shell analysis on explicitly and implicitly defined surfaces. In: C. LÁZARO, K. B. (Hrsg.) ; OÑATE, E. (Hrsg.): *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2019–Structural Membranes 2019*. Barcelona, Spain, 2019

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Sheet Metal Shells

Alex Seiter[1], Thorsten Pofahl[1], Martin Trautz[1], Lisa-Marie Reitmaier[2], David Bailly[2], Gerhard Hirt[2]

Lehrstuhl für Tragkonstruktionen[1], RWTH Aachen University
Institut für Bildsame Formgebung[2], RWTH Aachen University

Abstract: Doubly-curved shells made up of complex formed, thin sheet metal panels provide the realization of lightweight structures. In addition to geometry, material behavior and forming technology, design of such structures has to include an approach for structural analysis. Local buckling phenomena, non-linear material behavior and significant imperfections lead to FE-Models with millions of elements and sensitive structural behavior. Individual post processing strategies of results are required.

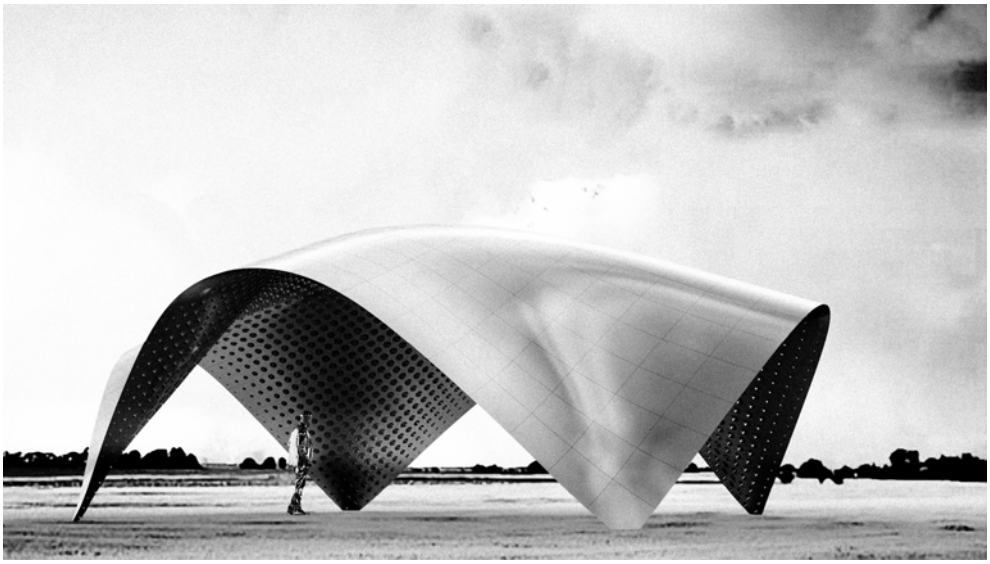


Figure 1: Demonstrator Design

1 Introduction

The concept for self-supporting panels made out of doubly curved layers of thin metal sheets is developed under simultaneous consideration of structural performance and manufacturing routines. The concept is derived from the principle of sandwich constructions, which are, up to now, limited to planar or single-curved elements. Our approach aims to extend the principle to wide-spanning shell geometries with individual panels of positive as well as negative gaussian curvature. The panels are exclusively composed of layered metal sheets, which are formed separately and assembled in a subsequent step. An offset among the sheets is maintained through conical embossments, which are directly impressed in one of the layers (see Figure 3 left). The panels are formed using an innovative combination of Stretchforming (SF) and Incremental Sheet Forming (ISF).

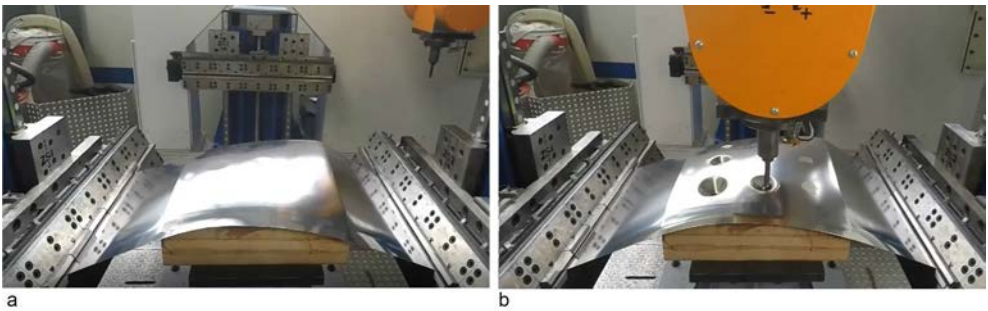


Figure 2: SF and ISF

In a first step, the basic curvature of the panel is generated using SF. Here, only basic, positive or anticlastic curvatures can be directly manufactured (Figure 2a). For more complex curvatures, a intermediate form is produced, which is then postprocessed by ISF. The cones are manufactured using ISF in a subsequent step (Figure 2b). Due to the low forming forces in SF and ISF, the use of cheap tooling material is possible. This way a bonded block of Medium Density Fiberboard (MDF) is foreseen for milling of the customized dies. Thickness and dimensions of the sheets are determined by the process forces and corresponding machine design. Panels up to 4 meters in width and even longer dimensions in length can be formed by state of the art SF machinery. With ISF, sheets with a thickness of up to 4mm can be processed. The machine used in this project is capable of forming stainless steel sheets in grade 1.4404 and a thickness of 0.8mm with a width of 800mm. A detailed description of the process can be found under [1] and [2].

A case study pavilion is forseen to exploit the abilities of the principle. A freeform shell spans over four foundation points disposed in plan at the corner of a 8,15m by 8,15m square basis, with a maximal height at the apex of 4,80 m. The thickness of the shell evenly decreases towards its rims, creating the illusion of a paper-thin membrane. This way, the actual thickness of the shell can be set for optimal structural performance, without mayor concequences for its estetics. Joints will be carried out using two different approaches. Cone sheet and top sheet will be joint by welded stuts. This way, the connection remains invisible and impermeable from the outer side of the shell. Connections among the panel joints are foreseen to

be carried out with thread forming screws. Since the products to be used are standardized in terms of construction technology, the ultimate limit state (ULS)and the serviceability limit state (SLS) can be calculated accordingt the standard series of the DIN EN 1993 and with it the accompanying reference norms.

2 Workflow

All mayor aspects of design are implemented in Rhinoceros Grasshopper. This includes geometrical design based on Kangaroo Live Physics Engine, parametrical definition of details as well as analysis and optimization for manufacturing and CAM preparation.

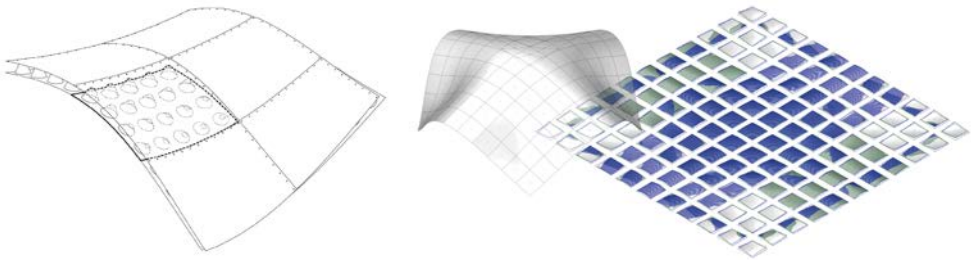


Figure 3: left: Principle of the layered panels; right: panels oriented for SF production

Structural Analysis is carried out using ANSYS, running in batch-mode. The assembly of the FE-Model itself is carried out in Grasshopper as well. This way, common problems with FE modelbuilding based on 3d-CAD Models can be overcome. The mesh representation of the structure is definied within the definition of the panel itsself, rendering a subsequent mesh generator unnecessary. Also the definition of joint elements and loads is directly implemented within grasshopper. A custom made exporter provides text based input for ANSYS, whitch can be calculated without further adustments. This not only leads to more precise results but also speeds up calculation.

The FE modeling of the structure uses shell elements with sheet thickness t_{nom} after cold forming. The increased yield strength resulting from cold forming will not be considered. The connections of the construction are modelled as translation-resistant joints, that are able to cope with tensile, compressive and transverse loads. In order to simulate load introduction as close to reality as possible and to predict stress singularities the interaction of adjacent node elements is taken into account.

3 Structural Optimization

it's the layer offset through cones which turns the thin sheet metal element into load-bearing components. The embossing of these conical stiffeners is flexible with regard to their amount,

size and angle of inclination. The extent to which these parameters affect the static performance of the panels is investigated in a parametric study. In addition, the results provide information about the general load transfer, which is not trivial in specific areas due to the two-layer design. A detailed description of the procedure of this study can be found in [3]. The provided information will be examined on some different geometries of the overall structure (see subsection 3.2).

3.1 Parametric Study of Single Panels

The parameter study examines flat panels which are analyzed for bending. This represents their most disadvantageous loading in the overall structure.

Calculations with different parameter combinations were carried out: Amount of conical embossements per panel, size of base area of the cones and angle of inclination of the cones as shown in Fig. 4. Here, static height of the panels is not an independent parameter but results from the combination of the others. The range of parameters taken into account is based on manufacturing process restrictions such as maximum angle of inclination for the conical embossements. The investigations provide a statement on alternating effects and influence of the individual geometry parameters with regard to a high load-bearing capacity of the panels or the overall structure with the lowest possible forming and material costs. The analysis is described in [3].

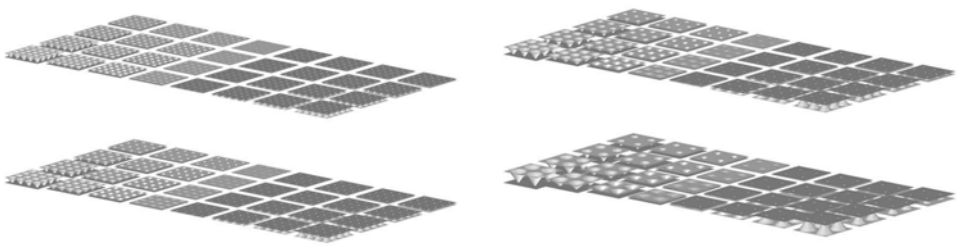


Figure 4: Variations of cones: angle,count, size

To summarize the complex interaction of the different parameters a solution for panels under bending loading shown in Fig. 5 is helpful. Highlighted Point 1 has the highest buckling factor for panels with cone base in compression area. Highlighted Point 2 has the highest buckling factor for panels with cone base in tension area. The parameters are a inclination angle of cones of 60 degrees, a share of cone base area of 85 percent (maximum), amount of cones 4x4 or 5x5 and a statical height of 121mm and 80mm (not the maximum), respectively. Continuous support of the sheet under pressure is more important than a large static height. It can be observed that results for buckling factor are corresponding to results for average Mises equivalent stresses and average displacements.

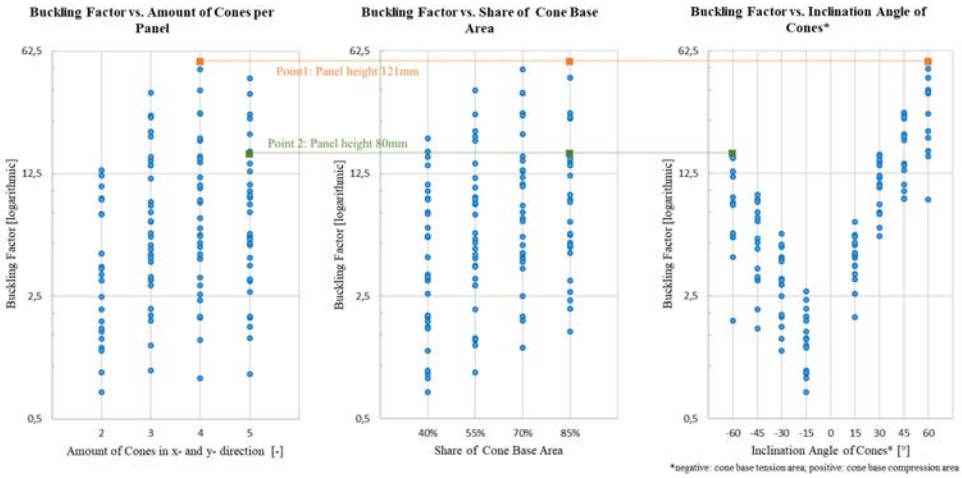


Figure 5: Results of parametric study for panels under bending loading

3.2 Application to the overall Structure

In order to check whether the statements about interactions of the parameters from the parameter study of the individual panels also apply to the overall structure, five different geometries are examined. All variants have a steep wall angle of the cones of 60 degrees. The amount of cones ranges from 32x32 to 68x68 cones, the panel thickness from 260mm to 100mm (see Fig.6) and are supported in the four corner points. This is a detailed continuation to the investigated geometries in [3]. Linear buckling analysis and a material and structural nonlinear analysis are performed on each of the different geometries of the shell construction. The shells are loaded with an even surface load of 1 kN/m^2. Impefections were not taken into account. The deformation of the overall structure decreases with an increasement of the cone amount. The resistance against buckling increases with more cones. The results for the buckling factor and the deformation are shown in Figure 7. The correlation of the parameters to the structural performance, which was recognized in the parameter study, is transferable to the overall model.

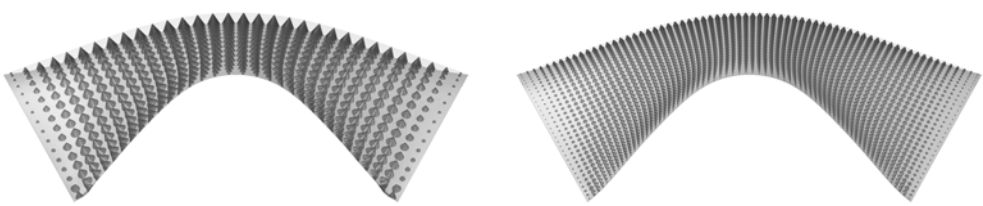


Figure 6: Examples of analyzed geometries, left: edge09, 32x32 cones, panel thickness of 260mm, right: edge01, 68x68 cones, panel thickness of 100mm

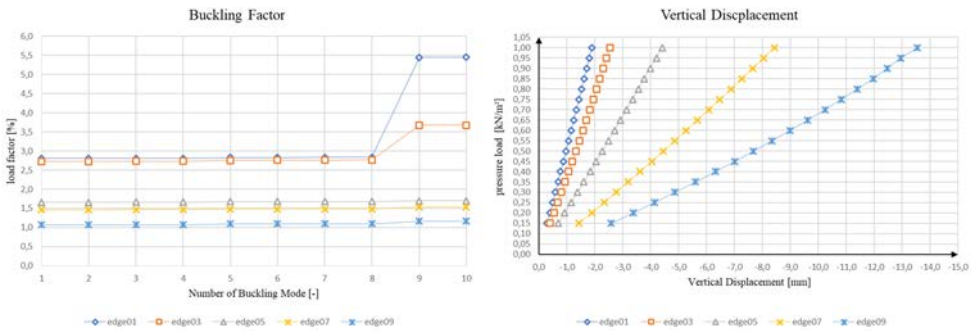


Figure 7: Left: Linear Buckling Factors, right: vertical displacements

4 Structural Performance

With regard to the standard series of DIN 1993 the following static proofs for ULS and SLS have to be provided. Ultimate limit state (ULS), global verifications: compliance with the limit values for stress and strain analysis, no occurrence of buckling. Ultimate limit state (ULS), local verification at joints: compliance with the limit values for interaction of shear and tension forces as well as hole bearing. Serviceability limit state (SLS): compliance with the limit values for deformation.

4.1 Steps of Analysis

First a modal analysis, a linear buckling analysis and a material non-linear analysis are carried out on the structure. If one of the three analyses reveals unsatisfactory results, the design of the structure needs to be changed. The natural frequencies and eigenforms indicate the vibration susceptibility and weaknesses of the overall structure, respectively. In addition, areas in which plastification occurs can be localized. The criteria to be satisfied are listed in Fig. 8. Amplitudes of Imperfections are set to: l/200 = 200 mm/200 = 1.00 mm

In the second as well as in the final step the structure is calculated using a non-linear material and structural behavior once whitout and once with applied imperfections. The geometric and structural imperfections are considered by an equivalent geometric initial imperfection. The already performed linear buckling analysis determines the relevant buckling form. The first Eigenform is used with the amplitude value of a=l/200 as the initial imperfection for the analysis. This enables for a clearer assessment of the influence of the applied imperfections. Only the totality of all results allows a conclusion about the actual load capacity of the structure.

1st Step: Initial Investigations	2nd Step: Further Investigations	3rd Step: Final Investigations
Modal Analysis 1st natural frequency > critical value	**Material and Geometrical Non-linear Analysis** Admittable plastic strains, stresses, deformations, screw forces, lower than critical point of Load-Strain-Curve and Load-Deformation-Curve	**Material and Geometrical Non-linear Analysis with Imperfections** Admittable plastic strains, stresses, deformations, screw forces, lower than critical point of Load-Strain-Curve and Load-Deformation-Curve
Linear Buckling Analysis Load factor > 1.0 * η (safety factor)		
Material Non-linear Analysis Limitation of plastic strains		

Figure 8: Chart of Analysis Steps

4.2 Post Processing

An individual and definite post processing strategy is necessary to sort, weight and evaluate the results. For global global verification for ULS and SLS: it is recommended to output many natural frequencies and eigenvalues, both as values and as graphics. Especially with the eigenvalue (buckling factor) it is not only possible to identify weak points in the overall structure, but also how many of them have to be considered in a subsequent redesign. In this example, the first 26 bucklemodes lie in a concentrated area on the support; the eigenvalues are always just under 2.0 (see Fig 11). In case of redesign it is supposely sufficient to localy reinforce the support areas.

Figure 9: left: representativ for first 26 bucklemodes; right: bucklemode 27

Occurance of plastic strain can be best visualized with a load-strain curve and the corresponding plots per load substep. It is necessary to check the strains at the top, middle and bottom of the shell elements to know if the entire cross-section is plasticized. The course of the forces can be traced with the help of principle stresses, again per load substep. This post process strategy can be used for all non-linear analysis listed in Fig. 8.

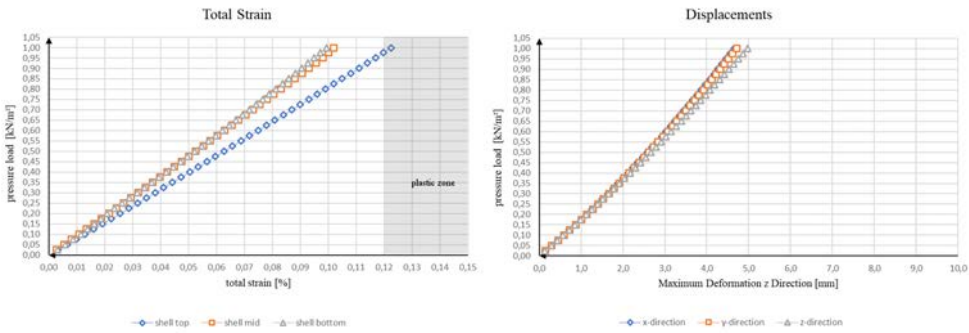


Figure 10: left: load-strain curve; right: load-discplacement curve

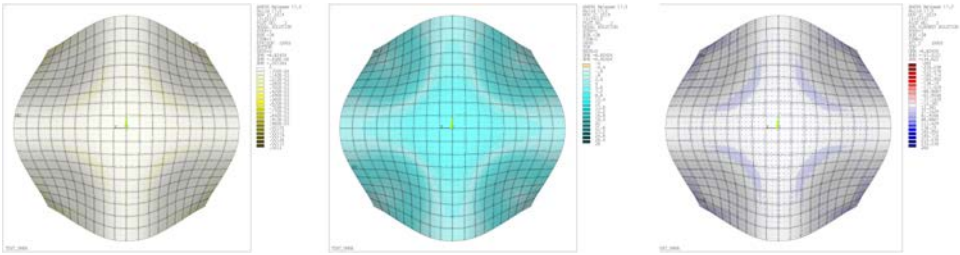


Figure 11: left: strain plot; middle: displacement plot; right: custom principle stress plot,

For local verifications for ULS: The forces in the connections can be exported separately according to shear and axial forces in the element coordinate system as a list.

5 Summary and Outlook

FE model building in Grasshopper and the transfer to Ansys is time-saving, reliable and robust. The structural optimaziation described in sections 3 and 3.1 helped to understand the structural behaviour of the panels and overall structure. The basis for a realistic and reliable estimation of the load-bearing capacity of the complex structure is created by various the analysis steps. In a next step load cases according to DIN1991-1 will be considered. In addition, the amplitudes of the imperfections must possibly be adjusted to the geometrical deviations that actually occur in production. It must also be checked whether the first linear buckling shapes represent the most unfavourable pre-deformations.

References

[1] Pofahl, T. ; Della Puppa, G. ; Trautz, M. ; Bailly, D. ; Hirt, G. : A new concept for freeform shell structures composed of doubly curved multilayered panels. In: *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2014, September 15 - 19th, 2014, Brasilia* (2014)

[2] Pofahl, T. ; Della Puppa, G. ; Trautz, M. ; Bailly, D. ; Schmitz, R. ; Hirt, G. : Self-Supporting FreeForm Structures Made of Individual Sheet Metal Panels. In: *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017, September 25 - 28th, 2017, Hamburg, Germany* (2017)

[3] Seiter, A. ; Pofahl, T. ; Trautz, M. ; Reitmaier, L.-M. ; Bailly, D. ; Hirt, G. : Design and Analysis of Freeform Shell Structures Composed of Doubly Curved Sheet Metal Panels. In: *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2019, October 7 - 10th, 2019, Barcelona* (2019)

Minisymposium Holztragwerke

Organisator:

- **Michael Kaliske**
  Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Multi-physikalische und bruchmechanische Finite-Elemente-Modellierung von Strukturen aus verdichtetem und umgeformtem Holz

Robert Fleischhauer, Paula Reiher und Michael Kaliske

Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke (ISD), Technische Universität Dresden

Zusammenfassung: Für die Reduktion von CO_2-Emissionen im Bauwesen stellt die Nutzung von verdichtetem und umgeformten Hölzern einen wichtigen technologischen Ansatz dar, aufgrund der verbesserten Material- und Energieeffizienz. Der vorliegende Beitrag nutzt die kontinuumsmechanische Modellierung unter Beachtung thermo-hygro-mechanischer Materialcharakteristiken und großen Deformationen (siehe [1]) und zeigt die numerische Simulation mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) von Strukturen aus umgeformten Holz, einschließlich ihres Bruchverhaltens. Technologisch veränderte Buchenholzrohre werden simuliert und die numerischen Ergebnisse an Experimenten aus [4] validiert.

1 Einleitung und Grundbegriffe der Bruchmechanik von Holz

Holz als Werkstoff wird aufgrund seiner Verfügbarkeit und leichten Verarbeitbarkeit seit langer Zeit als Baumaterial genutzt. Der komplexe strukturelle Aufbau von Holz und die damit verbundene starke Variabilität der Materialeigenschaften sowie die Sensitivität gegenüber Umwelteinflüssen stehen den vorteilhaften Aspekten bei dessen Verwendung als Baumaterial gegenüber. Seit Kurzem rückt Holz als regenerativer und architektonisch ansprechender Werkstoff wieder in den Fokus für nachhaltiges und anspruchsvolles Bauen, siehe [6, 14].
Generell reichen die umweltfreundlichen und nachhaltigen Aspekte von Holz allein nicht aus, um wettbewerbsfähig gegenüber anderen Baumaterialien zu sein. Auch dessen technische Eigenschaften müssen den jeweiligen Anforderungen bei der Verwendung in Tragwerken genügen. Um die mechanischen Eigenschaften strukturell zu verbessern, kann die Kompressibilität von Holz ausgenutzt werden. Holz weist aufgrund seines natürlichen Wachstums eine zelluläre Struktur mit einer ausgeprägten Faserrichtung und Jahrringlagen auf. Aufgrund

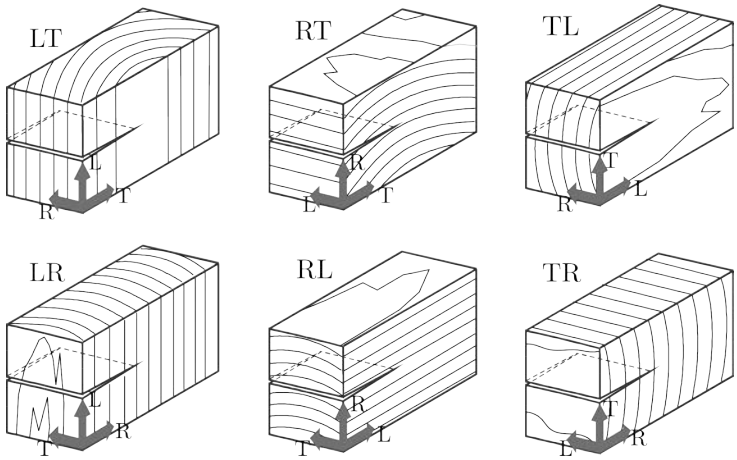


Abbildung 1: Rissorientierungen in Holz und Belastungsmodi der Bruchmechanik, nach [2]

dieser Struktur kann Holz ohne Materialschädigung bei hohen Temperaturen und bei ausreichendem Feuchtegehalt komprimiert bzw. verdichtet werden. Dabei erweichen Wärme und Feuchtigkeit in Kombination das in den Holzzellen enthaltene Lignin. Lignin verbindet die Zellulosefasern in den Zellwänden, ähnlich einem Matrixmaterial bei faserverstärkten Kompositen. Bei der Holzverdichtung werden große Deformationen auf das Material aufgebracht und Festigkeit und Steifigkeit entlang der Faserrichtung gesteigert, siehe [11].

Eine präzise multi-physikalische Modellierung des Materialverhaltens von verdichtetem und unverdichtetem Holz kann deren vermehrte Verwendung im Bauwesen durch realitätsnahe Strukturanalysen unterstützen. Ein wichtiger Aspekt bei der Modellierung ist die Berücksichtigung bruchmechanischer Phänomene.

In [1] wurde ein Materialmodell entwickelt, das temperatur- und feuchteabhängiges mechanisches Verhalten von Holz im Bereich großer Deformationen abbildet. Die konstitutiven Gesetze charakterisieren Holz als anisotropes, inelastisches Material unter quasi-statischer Belastung. Dieses Modell wird um die Abbildung von Bruchphänomenen erweitert.

Die hier vorgestellte Erweiterung des Materialmodells dient der diskreten Abbildung des gesamten Bruchprozesses. Modelliert werden Risse, die durch Normalspannungen im Zugbereich initiiert werden und Risse, die durch Schubspannungen im Bereich der Schubfestigkeiten entstehen. Das Kriterium für die Rissinitiierung ist das Aktivieren einer Versagensfläche, d.h. eine Belastung hat Spannungen größer oder gleich der Festigkeit in der jeweiligen Anisotropierichtung zur Folge. Eine aktivierte Versagensfläche führt im Zug- und Schubbereich zu Materialversagen in Form von Rissen.

Die Orientierung möglicher Rissebenen in Holz ist durch dessen anisotrope Werkstoffcharakteristiken beeinflusst. Des Weiteren variieren andere Eigenschaften von Holz ebenfalls in den drei Hauptrichtungen, longitudinal (L), radial (R) und tangential (T). Allgemeine Konvention zur Beschreibung der Rissorientierung ist ein System mit sechs verschiedenen Kombinationen der drei Hauptrichtungen. In Abb. 1 sind diese sechs Kombinationen schematisch dargestellt. Der erste Buchstabe kennzeichnet die Normale zur Rissebene, während der zweite die Richtung des Rissfortschritts angibt. Zugrunde liegt dabei die Annahme, dass der Riss hauptsächlich in die Länge und nicht in die Breite wächst.

In [3] wird die Theorie eines energetischen Gleichgewichts für das Wachstum scharfer Risse in einem homogenen und linear-elastischen Material eingeführt. Erste untersuchte Materialien waren Glas, Keramik und Metall. Danach wurde das Anwendungsgebiet dieser und nachfolgender Theorien auf andere Materialien erweitert, darunter auch Holz, siehe [5, 9, 15].
Zur Untersuchung von scharfen Rissen kann im Bereich der linear-elastischen Bruchmechanik alternativ ein Kriterium für die Rissmodellierung eingesetzt werden, das auf einem Spannungsintensitätsfaktor beruht. Im Gegensatz zu GRIFFITHs Energiebetrachtung des gesamten Körpers konzentriert sich dieser Ansatz auf den Spannungszustand im Bereich der Rissspitze, siehe [2]. Demnach entsteht ein Riss, wenn der Spannungsintensitätsfaktor einen kritischen Wert erreicht. Neben den zuvor genannten Kriterien wurde der Ansatz des J-Integrals von CHEREPANOV und RICE entwickelt, siehe [10]. Das J-Integral ist ein Pfadintegral im Bereich der Rissspitze, welches ebenso wie die energetische und Spannungs-basierte bruchmechanische Betrachtung mit einem kritischen Wert den Rissfortschritt in einem Material charakterisiert.
Speziell für Holz gilt, dass dessen Feuchtegehalt die Form der Last-Verschiebungskurve beeinflusst, siehe [12, 13]. Eine Materialeigenschaft, die das bruchmechanische Verhalten von Werkstoffen kennzeichnet ist die spezifische Bruchenergie. Dieser Parameter beschreibt die ins Material einzubringende Energie, die notwendig ist, bis das Material bricht. Konträr zur abnehmenden Festigkeit und Steifigkeit des Holzes steigt dessen spezifische Bruchenergie mit zunehmender Holzfeuchte an, siehe [8]. Diese Beobachtung steht im Einklang mit dem eher spröden Bruchverhalten von trockenem Holz und der steigenden Duktilität bei Feuchteaufnahme. Untersuchungen zeigen, dass sich die Last-Verschiebungskurve bei zunehmender Holzfeuchte streckt bzw. verflacht. Die verringerte Maximallast wird dabei kompensiert durch den Mehraufwand an Energie bis zum endgültigen Bruch. Mögliche Erklärungen dafür sind größere Verformungen vor dem Bruch oder ausgeprägtes *fiber bridging* nach dem Bruch, siehe [12]. Die spezifische Bruchenergie kann aus dem Last-Verschiebungsdiagramm berechnet werden, wenn der untersuchte Riss stabil wächst. Besonders bei Untersuchungen im TR- und TL-System ist stabiles Risswachstum kaum einstellbar. In Faserrichtung reißt Holz abrupt, nachdem die maximale Last erreicht ist, siehe [13].

2 Diskretes Rissmodell

Das hier eingeführte diskrete Rissmodell beinhaltet Festigkeitskriterien für die Rissinitiierung. Spannungen bei Erreichen der Festigkeiten führen zu Rissen an den jeweiligen Materialpunkten. Es werden durch Schub- und Zugspannungen verursachte Risse abgebildet. Die Modellierung des Rissverlaufs beruht auf zwei wesentlichen Bestandteilen. Der erste Bestandteil ist das multi-physikalische Materialmodell (siehe [1]), welches das anisotrope Verformungsverhalten von Holz abbildet, und der zweite Bestandteil ist das diskrete Rissmodell, das den Spannungszustand des Materials auswertet und Rissflächen im Finite-Elemente-Netz (FE-Netz) anlegt.
Das Kriterium für die Rissinitiierung und den Rissfortschritt ist nicht nur von der mechanischen Belastung abhängig, sondern berücksichtigt mehrere physikalische und strukturelle Einflüsse, besonders Feuchte. Der Kinematik der finiten Deformationen liegt der Deformationsgradient zu Grunde. Aufgrund der multiplikativen Zerlegung des Deformationsgradienten in multi-physikalische Beiträge enthält dieser auch einen hygrischen Anteil zur Be-

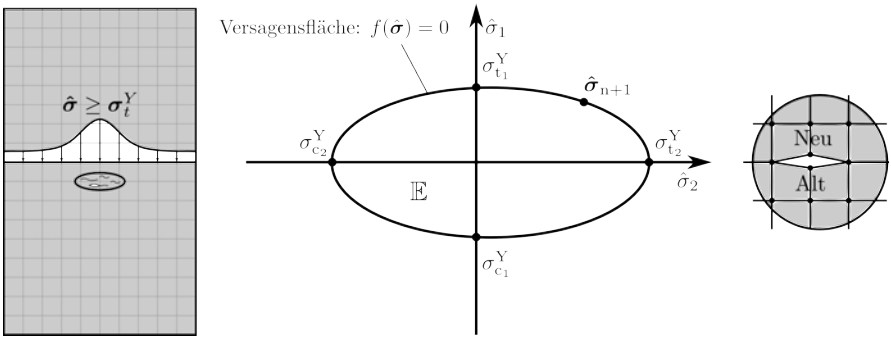


Abbildung 2: Schematische Darstellung des Festigkeitskriteriums und des Risses des zugehörigen Materialpunkts

schreibung feuchteinduzierter Phänomene, wie z.B. Quellen und Schwinden von Holz. Da der Spannungszustand direkt von den Deformationen abhängt, liegt damit auch ein Einfluss vom Feuchtegehalt auf die Spannungen vor. Bei Erreichen der Festigkeit in einer Raumrichtung wird die zugehörige Versagensfläche aktiviert. Die Versagensfläche ist anisotrop formuliert, um ein realitätsnahes Versagen von Holz abzubilden. Damit berücksichtigt das Modell auch die Anisotropie des Holzes, um den Ort und den Zeitpunkt der Rissinitiierung zu simulieren. Schematisch sind diese Zusammenhänge in Abb. 2 dargestellt. Das Erreichen der Festigkeit an einem Punkt bedeutet, dass es zu einer Schädigung des Materials kommt. Wie in Abb. 2 zu sehen ist, werden die Elemente an der kritischen Stelle durch die Einführung eines neuen Knotens getrennt. Durch die Rissmodellierung verlagern sich die Spannungen im Körper bei fortschreitender Belastung. Der nächste Belastungsschritt führt daher entweder zu neuen Rissen oder ein stabiler Zustand stellt sich ein.
Das diskrete Modell zur Rissabbildung ist derart umgesetzt, dass die Auswertung des Risskriteriums nach jedem abgeschlossenen Belastungsschritt durchgeführt wird. Ist die Festigkeit eines Punkts erreicht, erfolgt die Anpassung des FE-Netzes. Eine Skizze zur Veranschaulichung der Prozedur mit zwei unterschiedlichen Fällen zur Berücksichtigung der Rissrichtung ist in Abb. 3 zu sehen. Bei Rissen durch Zugspannungen verläuft die Rissfläche orthogonal zur aufgebrachten Spannung, wohingegen bei Rissen infolge erreichter Scherfestigkeit die Rissfläche in die jeweilige Schubspannungsrichtung abgebildet wird. Nach der Modellierung der Rissflächen durch das hinzufügen entsprechender Freiheitsgrade im FE-Netz werden die globalen FE-Gleichungen neu aufgebaut, damit der nächste Belastungsschritt erfolgen kann.

3 Validierung des diskreten Rissmodells an Simulationen trocknender unverdichteter Buchenplatten (*Fagus sylvatica* L.)

Für eine Validierung des diskreten Rissmodells wird die Trocknung von unverdichteten Buchenplatten (*Fagus sylvatica* L.) simuliert. Die Experimente wurden an der Professur für In-

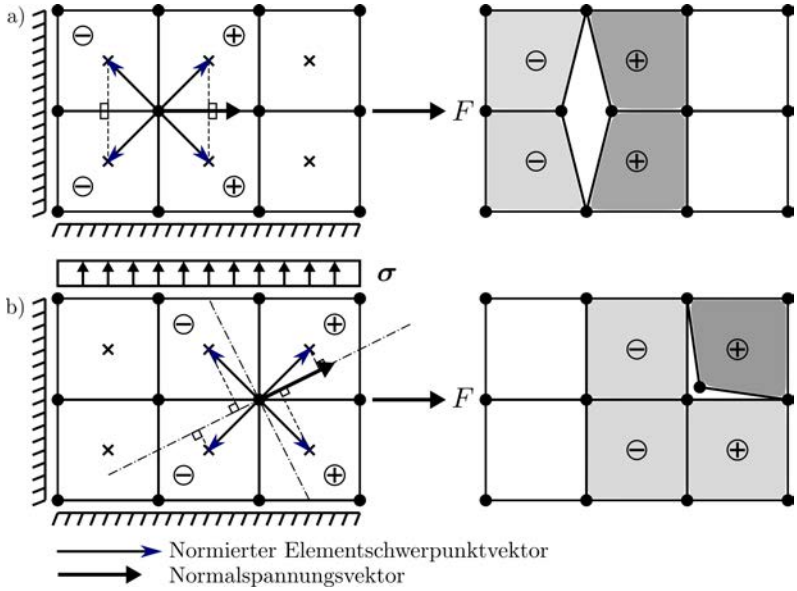


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Umsetzung des Festigkeitskriteriums: a) Spannungsvektor parallel zu Elementkanten und Risslinie senkrecht zur Belastungsrichtung, b) Spannungsvektor nicht parallel zu Elementkanten, normierte Elementschwerpunktvektoren auf Spannungsvektor projiziert

genieurholzbau und baukonstruktives Entwerfen der Technischen Universität Dresden durchgeführt.

Es wurden quadratische Buchenplatten aus einem Brett gesägt, die in Faserrichtung hintereinander liegen. Die Plattenebene entspricht der Radialebene des Holzes und ist parallel zur Faser. Die Seitenlängen der Platten betragen 20 cm und die Dicke 1, 2 und 3 cm. Es wurden hauptsächlich Risse im RL-System erwartet. Als Vorbereitung wurden die Proben bei 25 °C und 83 % relativer Luftfeuchtigkeit konditioniert. Die Probekörper wurden auf eine Metallplatte geklebt. Die beiden Klebestreifen an den Unterseiten waren jeweils 2 cm breit und verliefen parallel zur Faser am Rand der Platten. Nach dem Aufkleben wurden alle Proben erneut bei 25 °C und 83 % relativer Luftfeuchtigkeit konditioniert. Für den 24 stündigen Versuch wurden die Buchenplatten bei 40 °C und 10 % relativer Luftfeuchtigkeit getrocknet. Nach zweieinhalb Stunden traten die ersten Risse auf und nach etwa fünf Stunden löste sich der Kleber an einigen Stellen.

Simuliert werden zwei der sechs Buchenholzplatten mit unterschiedlicher Dicke. Da sich nach fünf Stunden Trocknung der Kleber an einigen Stellen löst, wird der Zeitraum von 300 min simuliert. Der Probekörper für die Simulation der Probe 1 ist eine dünne Platte mit einer Dicke von $10{,}5\,\mathrm{mm}$. Feuchteaustausch ist über thermo-hygrische finite Oberflächenelemente an fünf Seiten möglich. Beide Simulationen zeigen große Übereinstimmungen mit den untersuchten Buchenholzplatten. Exemplarisch sind die Ergebnisse für Probe 1 im Vergleich mit den Aufnahmen aus der Klimakammer in Abb. 4 dargestellt. Trotz der Unsicherheit in den Randbedingungen durch den sich lösenden Kleber ist es gelungen, das charakteristische Rissmuster der beiden Platten abzubilden.

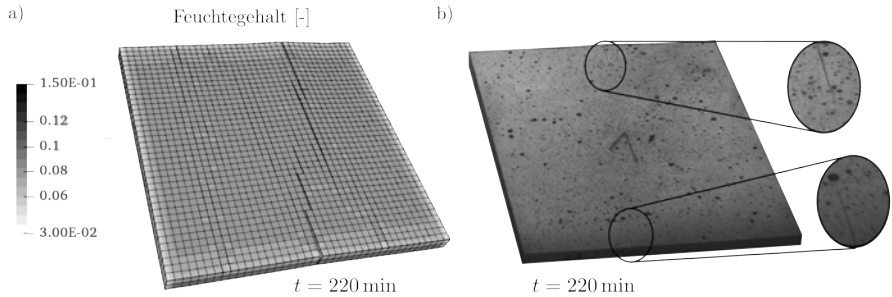


Abbildung 4: a) Ergebnisse der Simulation der Probe 1 und b) Fotoaufnahmen des realen Rissbilds während der Trocknung der unverdichteten Buchenplatte

4 Numerische Abbildung des Struktur- und Bruchverhaltens von Formholzrohren aus verdichteter Buche (*Fagus sylvatica* L.)

Zur weiteren Validierung und zur Demonstration der Vorhersageeigenschaften der kontinuums- und bruchmechanischen Modellierung werden Experimente aus [4] an Formrohren aus verdichteter Buche simuliert. Die Materialeigenschaften der Buche wurden anhand der Daten aus [7] identifiziert. Die Länge der Rohre beträgt 3 m und die Wandstärke 2 cm. Die in [4] beschriebene geometrische Imperfektion der Rohre ist in der Simulation approximativ berücksichtigt. Zur numerischen Lösung mittels FEM ist die Geometrie mit 1600 Volumenelemente diskretisiert worden. Da Temperatur- und Feuchteaustausch keinen weiteren Einfluss haben, ist die Oberfläche des Rohrs nicht mit thermo-hygrischen finiten Oberflächenelementen diskretisiert worden.

Die in Abb. 5 dargestellte Spannung errechnet sich aus der Gesamtreaktionskraft am Rohrende und der Ausgangsfläche des Querschnitts. Die Spannungs-Dehnungs-Abhängigkeit ist in Übereinstimmung mit den veröffentlichten Experimentdaten für die unverstärkten Formholzrohre aus Buche. Die berechnete Druckfestigkeit in Faserlängsrichtung der verdichteten Formrohre beträgt ca. $f_c = -67$ MPa. Dieser Wert ist im Bereich für ungestörte und unverdichtete Buche, siehe [8]. Im Hinblick auf die Festigkeit der nicht-störungsfreien Gesamtstruktur, belegen die sowohl im Experiment gemessenen als auch in der Simulation berechneten Werte für f_c die technologische Festigkeitssteigerung.

Bei Erreichen der Traglast treten die im Experiment beobachteten Risse in der Mitte des simulierten Rohrs auf, siehe Abb. 6 c). Mehrere Längsrisse werden simuliert, die im Weiteren ein globales Strukturversagen zur Folge haben. Im Gegensatz dazu zeigen die Fotoaufnahmen aus [4] lokal begrenztes instabiles Risswachstum für diesen Versuch.

Generell bleibt festzuhalten, dass die Materialmodellierung aus [1] in Kombination mit der hier dargestellten bruchmechanischen Beschreibung realitätsnahe Ergebnisse für sowohl verdichtete als auch unverdichtete Hölzer liefern.

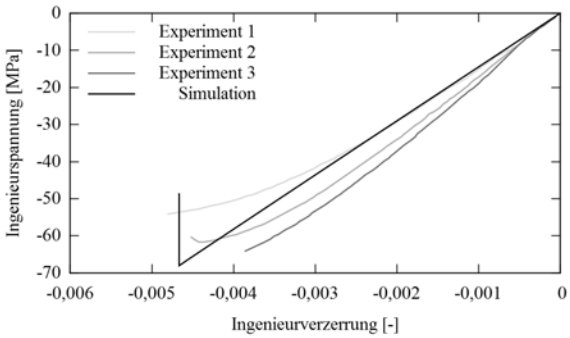


Abbildung 5: Vergleich der numerischen Simulation mit den Experimenten aus [4] hinsichtlich Spannungs-Verzerrungs-Charakteristik

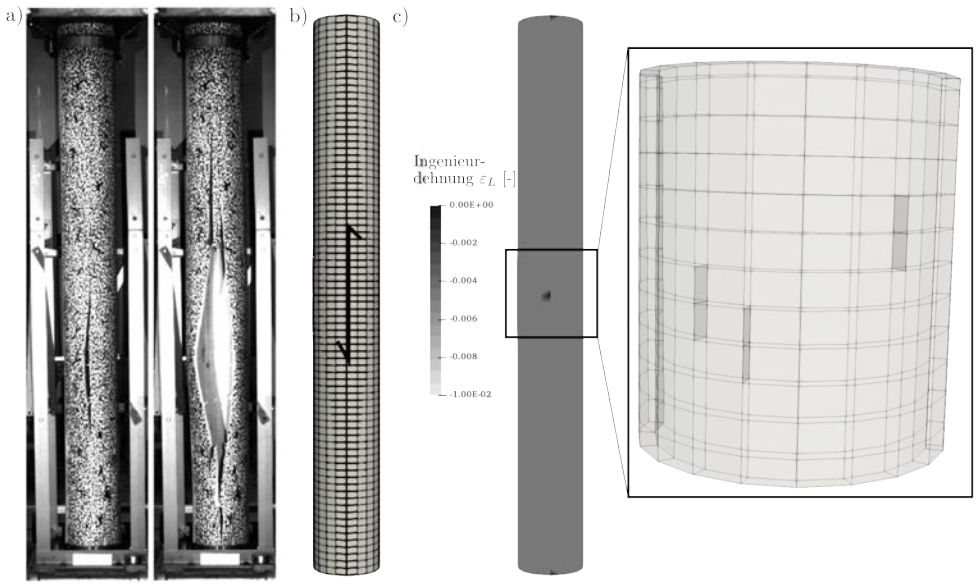


Abbildung 6: Vergleich der Simulation mit dem Experiment: a) Rissbild aus [4], b) FE-Netz der numerischen Simulation, c) Dehnungsverteilung in Faserlängsrichtung und simuliertes Längsrissbild bei Erreichen der Traglast ($F = F_{\max}$)

Danksagung

Die dargestellten Forschungsergebnisse sind durch die Förderung der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), unter dem Kennzeichen KA 1163/22, erreicht worden. Für diese Unterstützung danken die Autoren ausdrücklich.

Literatur

[1] FLEISCHHAUER, R.; HARTIG, J.; HALLER, P.; KALISKE, M.: Moisture-dependent thermo-mechanical constitutive modeling of wood, *Engineering Computations* 36 (2018) 2–24

[2] FRÜHMANN, K.: *Fracture of Wood on Different Hierarchical Levels*, Dissertationsschrift, Technische Universität Wien, 2002

[3] GRIFFITH, A.A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* (1921) 163–198

[4] HARTIG, J.; WEHSENER, J.; HALLER, P.: Experimental and theoratical investigations on moulded wooden tubes made of beech, *Construction and Building Materials* 126 (2016) 527–536

[5] HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research* 6 (1976) 773–781

[6] KALISKE, M.; KONOPKA, D.; STÖCKLEIN, J.: Neue numerische Simulation für alte Holzkonstruktionen, In: KALISKE, M.; GRAF, W. *(Hrsg.): 23. Dresdner Baustatik-Seminar: Realität – Modellierung – Tragwerksplanung*, Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden, 2019

[7] NAMARI, S.; WEHSENER, J.; HARTIG, J.; HALLER, P.: Studies on non-metallic mechanical joints for engineered timber constructions, In: LEE, C.J.; LEE, J.J.; LEE, K.H. *(Eds.): Proceedings of the World Conference on Timber Engineering*, National Institute of Forest Science, Seoul, Republic of Korea, 2018

[8] NIEMZ, P.: *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*, DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 1993

[9] PORTER, A.W.: On the Mechanics of Fracture in Wood, *Forest Products Journal* 14 (1964) 325–331

[10] RICE, J.; TRACEY, D.: Computational Fracture Mechanics, In: *Numerical and Computer Methods in Structural Mechanics*, Academic Press, 1973, 585–623

[11] SANDBERG, D.; HALLER, P.; NAVI, P.: Thermo-hydro and thermo-hydro-mechanical wood processing: An opportunity for future environmentally friendly wood products, *Wood Material Science and Engineering* 8 (2012) 64–88

[12] STANZL-TSCHEGG, S.: Microstructure and fracture mechanical response of wood, *International Journal of Fracture* 139 (2006) 495–508

[13] STANZL-TSCHEGG, S.: Fracture Properties of Wood and Wood Composites, *Advanced Engineering Materials* 11 (2009) 600–606

[14] STATISTISCHES BUNDESAMT: Aufkommen und Verwendung in Rohstoffäquivalenten 2010 bis 2014, Statistisches Bundesamt, Wiesbaden, 2018

[15] WAGNER, H.: Über den Zusammenhang von Festigkeitshypothesen von Mohr und Griffith, *Rock Mechanics* 1 (1969) 105–118

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Konstruktionsvielfalt bei Ausklinkungen Baustatische Modellbildung und Nachweisführung im Ingenieurholzbau

Georg Hochreiner*, Jiří Kunecký, Josef Füssl***

** Institut für Mechanik der Materialien und Strukturen, Technische Universität Wien*
*** Institute of Theoretical and Applied Mechanics of the Czech Academy of Sciences, Prag*

Zusammenfassung: Dank der einfachen Bearbeitbarkeit von Holz sind Ausklinkungen im Ingenieurholzbau in zahlreichen Varianten zu finden. Zur Bemessung stehen aktuell im EC5 analytische Formeln für unverstärkte Ausklinkungen in Auflagernähe von Biegeträgern aus Vollholz zur Verfügung, welche jedoch den Bedarf zur Bemessung verstärkter Ausklinkungen nur eingeschränkten abdecken. In diesem Beitrag wird eine Strategie vorgestellt, wie mit denselben anerkannten bruchmechanischen Ansätzen des EC5 unter Verwendung von kommerzieller finite-elemente-basierter Ingenieursoftware die Nachweisführung für beliebige Ausklinkungssituationen vereinheitlicht bzw. auf ähnliche Bemessungssituationen erweitert werden kann.

1 Einleitung - Motivation

1.1 Definition von Ausklinkungen und Konstruktionsvielfalt

Ausklinkungen im klassischen Verständnis werden plakativ als sprunghafte *Querschnittsänderungen* entlang der Stabachse wahrgenommen. In Erweiterung dieses historisch gewachsenen Verständnisses ist jedoch auch jede Form einer beliebigen *Belastung parallel zur Stabachse bzw. Holzfaser auf Teilquerschnittsflächen* mit klar erkennbarer Trennline zwischen belasteter und unbelasteter Zone als Ausklinkung zu verstehen. Typische Beispiele für Teilflächenbelastung parallel zur Faser sind lokal wirkende Verankerungspunkte, z.B. zur Einleitung von Normalkräften aus Vorspannung oder Auflagerkonstruktionen für Bogentragwerke, bei denen die Auflagekräfte nicht über die gesamte Querschnittsfläche eingeleitet werden, sondern die Stahlplatten aus Gründen der Wirtschaftlichkeit der Ausführung nur einen Teilbereich des Bogenquerschnittes - entweder mittig oder exzentrisch angeordnet - abdecken. Die in beide Anwendungsfälle gleichermaßen zu beobachtenden Konsequenzen be-

stehen in der Ausbildung von *Spannungskonzentrationen* (Kerbspannungen) und stark nichtlinearer Spannungsverteilungen am Übergang von belasteter zu unbelasteter Teilquerschnittszone. Es ist anzumerken, dass bei einer *Teilflächenbelastung quer zur Holzfaser* andere mechanische Effekte auftreten. Dabei treten neben den Druckspannungen quer zur Faser auch Spannbandeffekte als Folge hoher Biegeverformungen der Randfaser in der Nähe der belasteten Oberfläche auf.

Eine *Reduktion der Trägerhöhe* ist oftmals nicht nur in Auflagernähe, sondern ebenso am Übergang von Hauptträgern zu Kragträgern anzutreffen. Beide benachbarten Querschnitte werden im Regelfall nach den Anforderungen der angeschlossenen Trägerabschnitte (Mittelfeld oder Kragarm) vereinfacht gemäß Stabtheorie auf Biegung und Schub aus Querkraft bemessen, ohne in der weiteren Nachweisführung auf die Folgen dieser Querschnittsveränderung einzugehen. *Lokale Einkerbungen* entlang der Stabachse, dreieckig in Form von Kerven als Zwischenauflager von Sparren oder rechteckig als klassische Verblattung von sich kreuzenden Stäben in historischen Konstruktionen, sind ebenfalls in die Kategorie der Ausklinkung einzuordnen. *Einspringende,* meist scharfkantige *Ecken bei Durchbrüchen* in Biegeträger oder Wandscheiben (z.B. zur Ausbildung von Fenster- oder Türöffnungen) sind in ihrer Wirkungsweise Ausklinkungen sehr ähnlich, werden in Bemessungsnormen jedoch meist mit divergierenden Strategien der Nachweisführung und in unterschiedlichen Kapiteln behandelt. Grundsätzlich kann der Übergang zwischen zwei verschieden hohen Querschnitten scharfkantig, ausgerundet oder über einen längeren Abschnitt voutenförmig ausgeführt sein. Bei meist *linear veränderlichem Verlauf der Querschnittshöhe* sollte neben dem Effekt der Ausklinkung an der einspringenden Ecke auch auf die Reduktion der Tragfähigkeit als Folge von Spannungsinteraktionen am angeschnittenen Trägerrand nicht vergessen werden. Es ist grundsätzlich nicht unerheblich, ob eine rechteckige *Ausnehmung kurz* (quasi als Sägeschnitt) *oder lang* (ähnlich einer Verblattung) ausgeführt wird. Das Ausmaß der auftretende Spannungskonzentration, speziell bezogen auf Längsspannungen parallel zur Faser und in weiterer Folge davon initiierten Schubspannungen, ist abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der angrenzenden Bereiche. Kurze Ausnehmungen bedeuten eine höhere Steifigkeit und führen zu stärkeren Spannungsspitzen. Die *undifferenzierte Modellbildung als punktförmige Lasteinleitung* bei Stabmodellen ist ebenso meist zu kurz gegriffen, da die Art der Lasteinleitung entweder auf der Trägeraußenkante oder auf der Trägerstirnseite (z.B. in Form eines vertikalen Stahlbleches mit Schrägverschraubung) einen erheblichen Einfluss auf das finale Tragverhalten bedeutet. Eine *modelltechnische bzw konstruktive Behinderung der Querschnittsverwölbung* in Form von Starrstäben oder quasi starrer Stahlkopfplatten mit u.U. zusätzlich Behinderung der Gelenksrotation zur Einleitung von Schnittgrößen oder Spannungen parallel zur Faser ist ebenfalls automatisch verbunden mit einer Verschärfung der Spannungskonzentrationen an der Stelle der Ausklinkung und somit Verringerung der Traglast. Mit der Anordnung von dehnweichen Zwischenschichten (z.B. aus Neopren) könnten allerdings Spannungsspitzen am Übergang von belasteter zu unbelasteter Zone verringert und die Traglast wieder gesteigert werden. Die *Mechanik von Ausklinkungen* ist grundsätzlich unabhängig von der Art des verwendeten Holzwerkstoffes. Bei Vollholzprodukten wie Brettschichtholz und LVL mit unidirektionaler Anordnung der Furniere ist meist mit einer langen und weitgehend glatten, wenn auch nicht immer ebenen, Bruchfläche zu rechnen. Bei Schichtwerkstoffen wie Sperrholz, LVL mit Querlagen oder OSB hingegen wird die Ausbildung einer durchgehenden Bruchfuge durch sich kreuzende Fasern behindert. Speziell bei Bauteilen aus Brettsperrholz mit fehlender Verklebung der Brettschmalseiten ist der Kraftfluss sehr komplex und es bedarf einer gesonderten Art der Nachweisführung.

1.2 Holzspezifische Bruchmechanismen

Für Holz typisch ist das ausgeprägte orthotrope Materialverhalten in Bezug auf Steifigkeit und Festigkeit. In Abhängigkeit der konstruktiven Umsetzung sind grundsätzlich alle bekannten bruchmechanischen Versagensmodi mit Sprödbruchcharakteristik im Holzbau anzutreffen. Spannungszustände die zum Versagensmodus 1 führen können treten z.B. in Ausklinkungssituationen auf der Biegezugseite mit ausgeprägtem Querzugversagen senkrecht zur Faser auf. Im Gegensatz dazu kann es zu Versagensmodus 2 in Ausklinkungssituationen auf der Biegedruckseite kommen (Schubversagen parallel zur Faser, höhere Bruchenergie als Versagensmodus 1). Der Versagensmodus 3 entspricht einem Schubversagen quer zur Faserrichtung und ist z.B. bei historischen zimmermannsmäßigen Verbindungen wie der Verkämmung unter Querkraft- bzw. Torsionsbelastung anzutreffen. Speziell im Fall von klassischen Ausklinkungen bei Vollholzträger wäre eigentlich noch ein vierter Modus für Zugbruch parallel zur Faser mit vertikaler Richtung der Rissausbreitung einzuführen. Die bemessungsentscheidende Versagensform entweder als Querzug-, Schub- oder Längszugbruch ergibt sich schlussendlich in Abhängigkeit des gewählten Festigkeitsprofils (Festigkeitsklasse). Der traditionelle Längsspannungsnachweis nach Stabtheorie in Form einer linearen Verteilung der Biegespannungen wäre für dieses Versagensszenario ohnehin nicht repräsentativ.

1.3 Lösungsansätze im EC5

Das im aktuell gültigen EC5 [1] enthaltene Bemessungsverfahren für Ausklinkungen basieren auf dem *Konzept der linearen Bruchmechanik* und wurden von Gustafsson [2] auf der baustatischen Modellierungstiefe eines Stabmodells als Einfeldträger und mit Fokus auf Ausklinkungen am Trägerende entwickelt. In dieser Formulierung ist das an der Stelle der Ausklinkung wirksame *Biegemoment automatisch an die Auflagerkraft und den Abstand der Ausklinkung vom Auflager gekoppelt*. Die Berücksichtigung von Stabnormalkräften ist darin nicht vorgesehen. Der Sonderfall von Biegebeanspruchung ohne Querkraft wäre damit nur für sehr große Abstände der Ausklinkungen vom Auflager, und dementsprechend vernachlässigbar kleiner Querkraft, abgedeckt [3]. Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, dass für das Materialversagen ausschließlich die am Ort der Ausklinkung wirksamen Schnittgrößen maßgebend sind. Der Verlauf der Schnittgrößen in ausreichender Entfernung der Ausklinkung haben keine Bedeutung. Der *Materialparameter der Energiefreisetzungsrate* ist in der Bemessungsformel des EC5 nicht explizit enthalten, womit ein einfacher Austausch dieses Kennwertes zur Ausweitung des aktuellen Anwendungsspektrums von Vollholz auf andere Holzwerkstoffe erschwert bleibt. Als *Referenzsituation* gelten Ausklinkungen auf der Biegezugseite mit Dominanz von Querzugspannungen und demnach Versagensmode 1. Dasselbe Bemessungskonzept ist auch anzuwenden für Ausklinkungen auf der Biegedruckseite, obwohl als Folge von Querdruckspannung der Versagensmodus 1 auf 2 (Schubversagen) wechselt und angesichts wesentlich höherer Werte für die Energiefreisetzungsrate damit höhere Traglasten lukriert werden könnten. Inwieweit der Einfluss von Feuchte und Langzeiteffekte mit der pauschalen Abminderung von Festigkeiten mittels k_{mod} auch auf die Energiefreisetzungsrate anzuwenden ist bleibt ungeklärt. Der Einfluss *alternativer Szenarien der Einleitung von Auflagerlasten*, z.B. mittels Verbindungsmittel am Stabendquerschnitt über die Hirnholzfläche im Vergleich zur traditionellen Version mittels Querpressung an der Trägerunterkante ist mit der aktuellen Modellbildung als Stabmodell grundsätzlich nicht erfass-

bar. Sollte die rechnerisch prognostizierte Tragfähigkeit kleiner sein als die geforderte Belastung, können *Verstärkungen* nur mit Hilfe von Begleitliteratur, z.B. in Form nationaler Anwendungsdokumente zum EC5, bemessen werden. Auch wenn an der Stelle der Ausklinkungen erhebliche Kerbspannungseffekte im Verlauf der Längsspannungen festzustellen sind, ist die zugehörige Nachweisführung noch nicht Teil der *geschlossenen Nachweiskette* und wird bislang ausgeblendet. Die *praktische Nachweisführung* in Form eines klassischen Schubspannungsnachweises im Restquerschnitt gemäß Stabtheorie spiegelt schlussendlich nicht die tatsächlich wirksamen und somit möglicherweise bemessungsentscheidenden Spannungskomponenten wider.

2 Baustatische Modellbildung und Bruchmechanik

Aus baupraktischer Sicht und gemäß der Forderung nach Flexibilität in der Phase des Konstruktionsprozesses muss daher das *Ziel künftiger Nachweisführung* sein, die Systemberechnung weitgehend mit einem einfach zu handhabenden Stabmodell und die Bemessung einer beliebigen Ausklinkungssituationen für ein beliebiges Set an lokal wirksamen Schnittgrößen durchführen zu können. Das Ergebnis einer Nachweisführung könnte demnach ein Vergrößerungsfaktor für die anzusetzenden Schnittgrößen sein, als Abgrenzung gegen das Erreichen des Bruchzustandes unter Einwirkung der Bemessungsschnittgrößen aus äußerer Belastung. Das Bemessungsprozedere sollte sowohl für den Fall der beginnenden Rissbildung als auch bei Anwendung von linearen, innenliegenden Verstärkungsmaßnahmen zwecks Stabilisierung der Rissbildung gleichermaßen anwendbar sein.

Grundsätzlich ist Materialversagen gekoppelt an lokal wirksame Spannungskomponenten bzw. deren Interaktion. Die Berechnung dieser Spannungen ist jedoch, speziell im Fall von Rissspitzen bzw. Singularitäten im Sinn des Konzeptes der Spannungsintensitätsfaktoren, entweder verbunden mit der Notwendigkeit idealisierter Randbedingungen als Voraussetzung zur Ableitung analytischer Bemessungsformeln oder mit der Problematik geeigneter Netzteilungen und Wahl von Verlaufsfunktionen bei Anwendung finite-elemente-basierter Methoden. Im Gegensatz dazu stellt das Konzept der Energiefreisetzungsraten eine robustere und meist einfachere Methode zur Bewertung rissgefährdeter Bauteile dar. Die Einfachheit des alternativen Procederes besteht in der Durchführung eines Systemvergleiches zweier baustatischer Modelle, unterscheidbar nur durch die Einführung einer kleinen Rissfläche an kritischer Stelle, auf Basis von ausschließlich linear elastischen Berechnungen und Betrachtung der Energiebilanz.

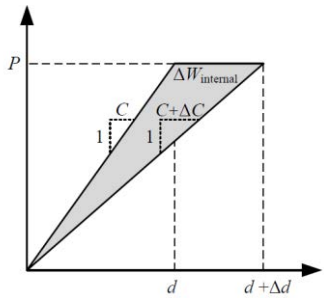


Abbildung 1: Energiebilanz bei Rissbildung in äußerlich statisch bestimmt gelagerten Subsystemen

Gemäß Abb. 1 reduziert sich durch Rissbildung die Systemsteifigkeit *C* des betrachteten Systems um *ΔC*. Bei statisch bestimmt gelagerten Subsystemen bleibt die Größe der einwirkenden Schnittgrößen unverändert, während bei äußerlich statisch unbestimmt gelagerten Systemen Zwängungskräfte abgebaut werden.

$$v^2 (M^2 \Delta\varphi + N^2 \Delta u + V^2 \Delta v) /2 = G\, b\, \Delta x \qquad (1)$$

M, N, V	beliebiges Set an Schnittgrößen
$\Delta\varphi$, Δu, Δv	Relativverformungen als Folge der Rissbildung
b	Trägerbreite
Δx	Länge der Rissbildung
G	Rate der Energiefreisetzung je neu entstandener Rissfläche
v	Vergrößerungsfaktor

Gemäß Gl. (1) ergibt sich somit eine einfache Bilanz der Energie zur Rissbildung und der Arbeit der äußeren Belastung. Angesichts des Gleichgewichtszustandes des Systems vor und nach der Rissformation sind trotz geänderter Verteilung der elastischen Spannungen diese bei der Energiebilanz nicht zu berücksichtigen.

3 Baustatische Modellbildung und Auswertung

3.1 Entwicklung von Submodellen zur Anwendung bei Stabstrukturen

Prinzipiell gilt die Regel, wonach ein baustatisches Modell für eine Systemberechnung so grob wie möglich und nur auf Bedarf - also nicht auf Vorrat - hinsichtlich Tiefe der baustatischen Modellbildung verfeinert werden sollte. Der Vorteil dieser Vorgangsweise besteht in der konsistenten Bearbeitung und Bewertung aller Bauteile für alle gemäß EC0 anzuwendenden Lastkombinationen. Der Nachteil besteht allerdings in der Gefahr, dass lokale Phänomene nicht genau genug aufgelöst bzw. beschrieben werden und damit bemessungsrelevante Effekte vernachlässigt werden. Wünschenswert wäre demnach die *Entflechtung von Systemberechnung* (welche z.B. als Stabmodell durchgeführt werden kann) und *lokaler Nachweisführung* mit Hilfe entkoppelter (flächiger oder räumlicher) Submodelle. Diese stellen selbst kleine und unabhängige baustatische Modelle dar und können daher auch mit der nötigen numerischen Genauigkeit, wie sie für die Modellbildung von relativ kleinen Rissspitzen benötigt wird, berechnet werden. Die softwaretechnische Einbettung dieser Submodelle in eine globale System-Statiksoftware ist jedoch wesentlich für eine prozesssichere Übergabe der Information von globalen Bemessungsschnittgrößen. Der Aufwand für eine erhöhte Tiefe der baustatischen Modellbildung im Gesamtsystem an vielen Stellen des Tragwerks in Abhängigkeit der konstruktiven Umsetzung kann also entfallen und wird ersetzt durch die flexible Wahl des zur jeweiligen Bemessungssituation passenden Submodells. Speziell bei Stabmodellen ist jedoch zu prüfen, in wie weit sich eine fallspezifisch gewählte konstruktive Ausprägung auf globale Systemverformungen und demnach eine Umverteilung von Systemschnittgrößen auswirken kann. Gegebenenfalls sind Effekte von verformungsrelevanten Übergangszonen angesichts des flachen Lastausbreitungswinkels parallel zur Holzfaser doch

durch den Ansatz geeigneter Federsteifigkeiten oder Einbindung von fiktiven Voutenstäben zu berücksichtigen. Auch längere Durchbrüche stellen signifikant schubweichere Stababschnitte dar mit Auswirkung auf die globale Systemantwort.

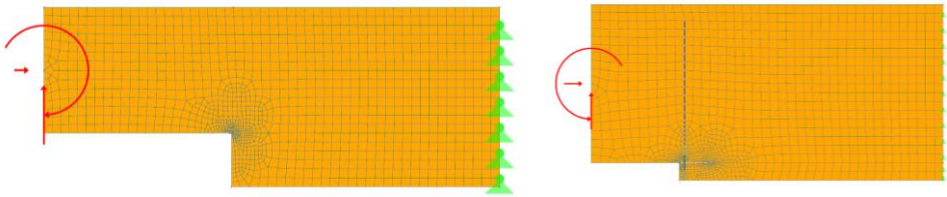


Abbildung 1: Submodell für eine klassische Ausklinkung: a) Unverstärkt und b) verstärkt

Im Fall einer klassischen Ausklinkung bei Stäben genügt es oftmals im Submodell die Modellierungstiefe auf ein 2D-Scheibenmodell zu erhöhen, mit einseitiger Einspannung und Ansatz der auftretenden Schnittgrößen am freien Kragende (siehe Abb. 1a). Die real angesetzten Schnittgrößen sind allerdings so zu modifizierten, dass an der Stelle der Ausklinkung exakt die geforderten Werte der Systemberechnung wirksam werden. Die Größe des Submodells ist derart zu wählen, dass nur die nach Stabtheorie nicht exakt abbildbaren Störzonen und damit auch Einflüsse der lokalen Steifigkeit in der Nähe der Ausklinkung enthalten sind. Eine parametrisierbare Abhängigkeit der Länge des verbleibenden Teilquerschnitte in Abhängigkeit der Höhe der Ausklinkung hat sich als zweckmäßig erwiesen. Die Schnittgrößen können im Regelfall unter Vernachlässigung der Querschnittsverwölbung, ohne Auswirkung auf die lokalen Steifigkeitsverhältnisse an der Stelle der Ausklinkung, in starre Endquerschnitte eingeleitet werden. Für die *Berechnung des Vergrößerungsfaktors* gemäß Gl. (1) genügt es, die Berechnung der Arbeit der einzelnen Schnittgrößen vorzeichenkonform zu hinterlegen. Das Subsystem ist nur in zwei Zuständen zu berechnen, nämlich ohne und mit minimaler Rissbildung. Die dadurch induzierte Änderung der Systemsteifigkeit des Submodels hätte angesichts der Größenordnung der feinen Rissbildung im Submodell ohnehin keinen Einfluss auf die globale Systemberechnung. Die *Wahl der Energiefreisetzungsrate* sollte sich an der Dominanz der jeweiligen Spannungskomponente orientieren. In erster Näherung kann, analog zur Verwendung von entkoppelten Maximalfestigkeiten, nur der dominierende Wert der Energiefreisetzungsrate – wie bisher gebräuchlich - in Rechnung gestellt werden. Mit fortschreitender Materialforschung könnte auch die Interaktion von zeitgleich wirksamen Spannungskomponenten wie Querspannung und Schub parallel zur Faser in Form von beispielsweise linearen oder quadratischen Interaktionsbedingungen zwecks realitätsnäherer Bemessung und wirtschaftlicherer Ergebnisse Berücksichtigung finden.

Für den Fall *ebener Tragwerksbeanspruchung* und zu bemessenden Bauteilen aus Vollholz bzw. Brettschichtholz ist die baustatische Modellbildung bei ausschließlich einachsiger Biegung in Form eines 2D-Flächenmodelles mit rechteckiger Bruchfläche sicher ausreichend. *Bei zweiachsiger Biegung* wäre u.U. ein Volumenmodell vorteilhafter mit Ansatz einer potentiell dreieckförmigen Bruchfläche, um der ungleichmäßigen Querspannungsverteilung über die Trägerbreite realitätsnäher Rechnung zu tragen. Als weiterer Verfeinerungsschritt im Zuge wissenschaftlicher Forschung wäre der Ansatz gekrümmter Bruchflächen vorstellbar, konform zur potentiellen Sollbruchstelle in der Frühholzschicht zylindrisch gekrümmter Jahrringe eines einzelnen Brettes.

Wie aus diesen zuvor dargestellten Variationen der baustatischen Modellbildung für das Submodell ersichtlich, können mit dieser Strategie sowohl *bestehende als auch künftige konstruktive Entwicklungen*, wie z.B. der schrägen Anordnung von linearen Verstärkungselementen, erfolgreich und flexibel abgebildet und einer einheitlichen Bemessungspraxis in Form eines Vergrößerungsfaktors unterzogen werden. Der wesentlichste Vorteil besteht jedoch in der Erkenntnis, dass bisherige, in unterschiedlichsten Abschnitten des EC5 behandelte Themen wie Ausklinkungen, Durchbrüche und Einleitungen von Lasten unter einem Winkel zur Stabachse in Ergänzung zu baupraktisch zwar evidenten, jedoch noch nicht abgedeckten Problemstellungen wie Teilflächenpressungen parallel zur Faser nunmehr als *ein mechanisch zusammengehöriger Themenkreis zusammengefasst* und nach nur einem generalisierbaren Bemessungskonzept, unter Verwendung einfacher FE-Modellierung, abgearbeitet werden können. Analytische Formeln werden durchaus auch in der Zukunft ihre Existenzberechtigung haben. Komplexe Beanspruchungen bzw. Geometrien sind jedoch mit analytischen Formeln auf Basis von Stabmodellen oftmals ohne gravierende Vereinfachungen und damit verbundenem Substanzverlust für die Ergebnisse nicht mehr realisierbar.

Voraussetzung für die Akzeptanz der Einführung von numerischen Bemessungsverfahren ist im ersten Schritt die Darstellung der Gleichwertigkeit der Ergebnisse im Vergleich zu den bereits existierenden analytischen Bemessungsformeln unter Zugrundelegung derselben mechanischen Annahmen und Randbedingungen. Aus Parameterstudien mit unterschiedlichen wissenschaftlichen und kommerziellen Softwarepaketen wie ANSYS [4] und RFEM [5] ist zu entnehmen, dass die Gleichwertigkeit der Ergebnisse des Stabmodells von Gustafsson [3] mit jenen Submodellen, formuliert als Flächenmodell für die aufnehmbare Auflagerkraft und dem, daran gekoppelte Moment auch für unterschiedliche Trägerhöhen durchaus gegeben ist. Abweichungen sind allerdings festzustellen in jenen klassischen Störbereichen, die auch mit der Stabtheorie nur unzureichend abgedeckt werden können. Diese Untersuchungen haben auch bestätigt, dass die Größe des Submodells angesichts der Integration extrem feiner Rissbildung zur Vermeidung numerischer Probleme auf jeden Fall minimiert werden muss. Als *wichtigstes Ergebnis dieser Forschungsarbeit* ist die Erkenntnis zu werten, wonach im Gegensatz zur traditionell verankerten Koppelung von Schnittgrößen gemäß der Herleitung von Gustafsson diese auch entkoppelt im Bereich der Ausklinkung angesetzt werden können und sich damit eine erhebliche Ausweitung des Anwendungsbereiches - konform zu den Anforderungen der Baupraxis – eröffnet hat.

4 Voraussetzungen zur praktischen Anwendbarkeit

Grundsätzlich gilt die Forderung nach schlüssigen und vollständigen Nachweisketten. Für deren praktische Umsetzung sind allerdings noch einige Vorbereitungen zu treffen.

Im Rahmen von systematischer Basisforschung sind vorerst bruchmechanisch benötigte Materialkennwerten für Vollholz aus unterschiedlichen Holzarten sowohl bei 20° Raumtemperatur und 12% Holzfeuchte als auch für davon abweichende Raumklimabedingungen zu bestimmen. Ebenfalls benötigt wird der Einfluss der Lasteinwirkungsdauer gemäß EC5. Eine finale Ausweitung dieses Forschungsprogrammes auf alle marktrelevanten Holzwerkstoffe wäre wünschenswert.

Die Implementierung im EC5-NEU müsste im Hauptdokument zu allererst Aussagen zur uneingeschränkten Anwendbarkeit und somit generellen Akzeptanz dieser *auf Bruchenergie*

basierenden Bemessungsmethode zur baustatischen Bewertung von Ausklinkungen enthalten. Hilfreich wäre auch ein Statement zur grundsätzlichen Gleichwertigkeit von analytischen und numerischen Modellen, sofern diesen dieselben mechanischen Konzepte zugrunde liegen. Zur Sicherstellung einer hohen Qualität der Ergebnisse wären auch *Mindestanforderung an die minimale Tiefe der baustatischen Modellbildung*, z.B. hinsichtlich Modellierungsgenauigkeit im Bereich der Rissbildung, der Abgrenzung bzw. Ausdehnung des Submodells, Spezifikationen der Lasteinleitung für lokal wirkende Schnittgrößen, aufzunehmen. Das Bewusstsein über die *Vielfalt an möglichen Bemessungssituationen* im Kontext von Ausklinkungen könnte durch Illustration baupraktisch häufig vorkommender Beispiele gesteigert werden. *Analytische Bemessungsformeln*, wie sie für Sonderfälle auch bisher in Verwendung waren, sollten als erweiterte Hilfestellung in den Anhang verschoben werden.

Die Implementierung in kommerzieller Statik-Software stellt grundsätzlich keine Zusatzforderungen an die Software, da sie nur auf eine linear elastische Berechnungsmethode zurückgreift. Sie müsste in Form von im Hintergrund agierenden und von beliebiger Stelle aus aufrufbaren parametrisierten Submodellen für baupraktisch relevante Bemessungssituationen bestehen. Die Zuverlässigkeit der Ergebnisse wäre schlussendlich auf jeden Fall auch an Hand von anerkannten Referenzbeispielen zu demonstrieren.

5 Zusammenfassung

Das in diesem Beitrag vorgeschlagene Konzept zur generalisierten Nachweisführung von ausklinkungsaffinen Bemessungssituationen würde eine wesentliche Verschiebung der traditionell manuellen Holzbaubemessung in Richtung numerisch gestützter Nachweisführung bedeuten. Die Methode stützt sich auf bestehende und bereits akzeptierte Erkenntnisse bzw. Praktiken und berücksichtigt sowohl Aspekte eines ökonomischen Einsatzes von Rechnerressourcen, numerischer Stabilität als auch den der einfachen und flexiblen Handhabung und stellt somit einen weiteren wesentlichen Baustein auf dem Weg zur numerisch gestützten Tragwerksanalyse von Holzkonstruktionen dar, wie dies im Kontext von BIM ohnehin bereits als selbstverständlich erwartet wird.

Literatur

[1] EN 1995-1, EUROCODE 5: BEMESSUNG UND KONSTRUKTION VON HOLZBAUTEN TEIL 1-1: ALLGEMEINES – ALLGEMEINE REGELN UND REGELN FÜR DEN HOCHBAU

[2] P. J. Gustafsson, 1988, A study of strength of notched beams. CIB-W18/21-10-1

[3] R. Jockwer, Dissertation 2015, Structural behaviour of glued laminated timber beams with unreinforced and reinforced notches, Bericht IBK Nr. 365, November 2015

[4] ANSYS-Software, Version 17.2. www.ansys.com

[5] DLUBAL-SOFTWARE, RFEM 5.20

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Schwingungsprognose im modernen urbanen Brettsperrholzbau: Herausforderungen und messdatenbasierte Lösungsansätze

Benedikt Hofmeister, Tanja Grießmann, Clemens Hübler, Raimund Rolfes

Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover

Zusammenfassung: Die moderne Holzbauweise in Brettsperrholz dringt zunehmend in den urbanen Siedlungsraum vor. Während Schwingungen von Wohnungsdecken durch übliche Nutzung bereits untersucht wurden, sind die Auswirkungen von Anregungen durch den Straßen- und Schienenverkehr auf den Komfort im mehrgeschossigen Holzbau bisher weitgehend unerforscht. Mithilfe nichtparametrischer Identifikationsverfahren werden Impulsantwortfilter zur Beschreibung eines Mehrfreiheitsgradsystems aus Messdaten gewonnen und somit Schwingungsanalyse und -Prognose ermöglicht.

1 Einleitung

Sowohl beim Neu- und Ausbau als auch bei der Sanierung von Altbauten erfreut sich die moderne in Brettsperrholzbauweise wegen ihrer guten Ökobilanz und günstigen Verarbeitbarkeit zunehmender Beliebtheit. So wurden bei stetig steigender Nachfrage im Wohnungsbau im Jahr 2016 16,2 % der Gebäude in Holz erstellt [2]. Hinzu kommt ein klarer Trend zum mehr- und vielgeschossigen Bauen, der zukünftig auf eine Verbreitung der Holzbauweise bis in dicht besiedelte urbane Bereiche zielt. Die Erschließung dieser Bereiche, die aktuell noch durch die klassische Massivbauweise in Stahlbeton dominiert sind, bedeutet aber auch, dass vermehrt an Standorten mit hohem Potential für Schwingungsprobleme gebaut wird.

Schon viergeschossige Holzgebäude in der näheren Umgebung von Bahntrassen können erhebliche Probleme im Schwingungsverhalten aufweisen, wie dynamische Messungen zeigen: Aus statischen Gesichtspunkten ist die Einsatzfähigkeit von Holz für tragende Bauteile im klassischen Hochbau vergleichbar mit Stahlbeton. Im Bereich der Gebrauchstauglichkeit, also im Verformungs- und Schwingungsverhalten, gibt es jedoch deutliche Nachteile aufgrund der vergleichsweise geringen materiellen Steifigkeit und der geringeren Massenträgheit.

Während Schwingungen von Wohnungsdecken, die durch die übliche Nutzung hervorgerufen werden, bereits untersucht wurden [4], sind die Auswirkungen von Anregungen durch den Straßen- und Schienenverkehr auf den Komfort im mehrgeschossigen Holzbau bisher weitestgehend unerforscht. Insbesondere führen die relativ leichten und biegeweichen Wände bei mehrgeschossigen, in Holzbauweise errichteten Gebäuden zu einem räumlichen Schwingungszustand des gesamten Gebäudes. Daher muss eine Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit lediglich unter Berücksichtigung der Bauteilebene (Geschossdecke) hinterfragt werden.

Anhaltswerte für Erschütterungen in Bauwerken werden in den relevanten Normen auf Grundlage von Analysen im Zeitbereich definiert [1]. Prognosemethoden für Erschütterungen aus Schienenverkehr hingegen basieren auf Frequenzbereichsmethoden [3] und können daher verfahrensbedingt keine genauen Prognosen für impulsartige Anregungen liefern. Insbesondere in urbanen Wohngebieten gibt es jedoch Erschütterungsquellen wie U-Bahnen und Straßenverkehr, die impulsartige Signale in den Baugrund abstrahlen.

In dieser Arbeit wird eine Methode vorgestellt, in welcher mithilfe von nichtparametrischen Identifikationsverfahren Impulsantwortfilter aus Messdaten gewonnen werden. Die für diesen Beitrag betrachteten Messungen wurden in Berlin an einem fünfgeschossigen Wohngebäude in Brettsperrholzkonstruktion durchgeführt, das sich unmittelbar in Trassennähe von Regional- und Fernverkehrsgleisen befindet. Triaxiale Geophone wurden im Baugrund, auf der Sohlplatte und auf verschiedenen Geschossdecken platziert. Mehrgrößen-Impulsantworten, welche die Übertragung vom Baugrund auf die Sohlplatte sowie auf die Geschossdecken beschreiben, konnten messdatenbasiert gewonnen werden. Das Verfahren erzeugt somit simultan eine Schwingungsprognose für die Horizontal- sowie Vertikalrichtung. Hervorzuheben ist die hohe Empfindlichkeit für Horizontalschwingungen als Eigenform des Gesamtgebäudes, welche maßgeblich durch horizontale Bewegungen des Baugrunds angefacht werden.

Aufgrund der zu erwartenden steigenden Nachfrage nach urbanen Holzbauten, insbesondere in Richtung Hochhausbau und der vielfältigen Nutzungsweise – z. B. auch durch Tanzschulen, Labore, Krankenhäuser mit sensiblem Equipment etc. – wird die Fragestellung nach dem Schwingungsverhalten vielgeschossiger Holztragwerke bemessungsrelevant und immer dringlicher.

2 Aktuelle Verfahren zur Schwingungsprognose

Insbesondere in frühen Planungsphasen, wenn noch keine detaillierten Tragwerkspläne vorliegen, können nur Orientierungswerte für die zu erwartenden Schwingungsimmissionen angegeben werden. Dazu werden empirisch ermittelte Übertragungsfunktionen genutzt. Üblich ist die Anwendung eines Prognoseverfahren, dessen Grundlagen von der Deutschen Bahn AG in einer Richtlinie [3] beschrieben sind und das auf der Erfahrung aus einer Vielzahl von Schwingungsmessungen an üblichen Wohngebäuden beruht. Dabei werden die durch Schwingungsmessungen ermittelten Emissionsspektren mit pauschalen Funktionen beaufschlagt. Das Verfahren berücksichtigt die Bauwerksbeschaffenheit nur insofern, als dass nach Stahlbeton- oder Holzbalkendecken und nach Anzahl der Geschosse unterschieden wird. Es

werden gemittelte spektrale Übertragungsfunktionen angegeben, die die Schwingungsübertragung vom Baugrund auf die betroffenen Geschossdecken beschreiben.

Die Übertragungsfunktionen werden dabei so variiert, dass mögliche Struktureigenfrequenzen, insbesondere Deckeneigenfrequenzen, in den Terzbändern zwischen 10 Hz und 31,5 Hz mit den Maximalverstärkungen berücksichtigt werden. Das Vorgehen ist in Abbildung 1 für die Anregung aus U-Bahnverkehr dargestellt. Die Berechnungen werden mehrfach durchgeführt, wobei die verwendete Übertragungsfunktion jeweils um eine Terz verschoben wird. Verwendet wird letztendlich nur die Berechnung, welche die höchsten Immissionswerte liefert. Auf diese Weise wird in die Prognoseberechnung immer der „worst case“ einbezogen, d.h. die näherungsweise Übereinstimmung der Intensitätsmaxima der Anregung mit relevanten Deckenresonanzen. Aus den Spektren der so erhaltenen Deckenschwingungen können in einem nächsten Berechnungsschritt, unter Berücksichtigung stochastischer Zusammenhänge und einer Raumschallkorrektur, Prognosewerte für die bewerteten Schwingstärken auf den Fußböden (KB-Werte) und für Sekundärluftschallpegel in Innenräumen abgeleitet werden. Das so beschriebene Vorgehen ist konservativ, da grundsätzlich der eingeschwungene Zustand und damit stationäre Lasteinwirkung zugrunde gelegt wird.

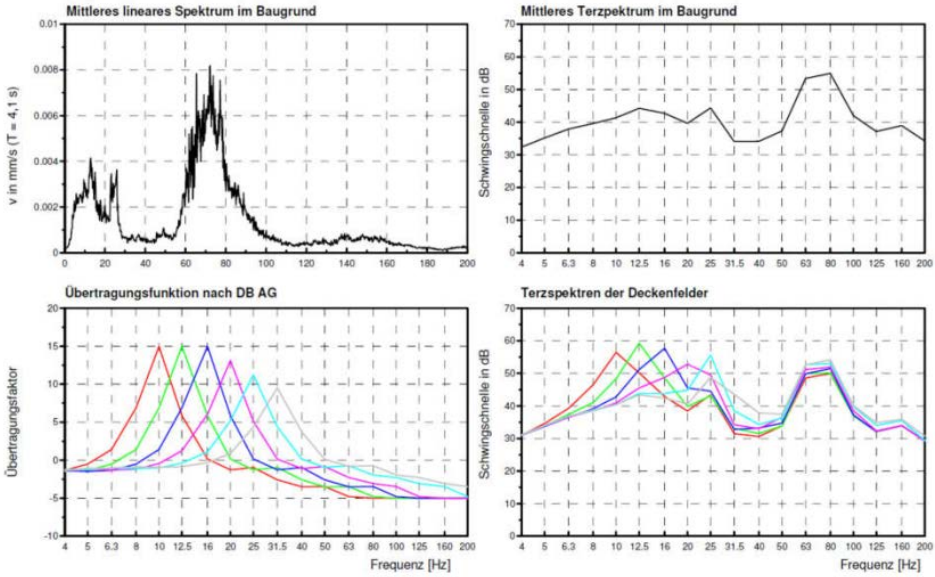


Abbildung 1: Abbildung 1: Anwendung des pauschalen Prognoseverfahrens nach Empfehlungen der DB AG [3], Anregung durch eine U-Bahn, Berlin Mitte (Quelle: Silke Appel, GuD).

In späteren Planungsphasen, wenn Entwurfspläne für das betreffende Gebäude vorliegen, kommen meist Finite-Elemente Modelle für die Schwingungsprognose zum Einsatz.

3 Methodik

Die hier vorgestellte Methode beruht auf finiten Impulsantwortfiltern [5]. Für die Übertragungsstrecke wird daher ein lineares zeitinvariantes Verhalten angenommen. Als baudynamische Auswirkung dieser Annahme kann das gewählte Modell keine nichtlineare Dämpfung abbilden. Bei den vorliegenden Messdaten ist dies jedoch keine praktische Einschränkung, da keine nennenswerten amplitudenabhängigen Effekte aufgetreten sind.

Methoden, die im Zeitbereich formuliert sind, können sowohl transiente als auch stationäre Vorgänge abbilden. Dies unterscheidet sie von Frequenzbereichsmethoden, die im Allgemeinen nur für stationäre Vorgänge valide Aussagen ermöglichen. Das bedeutet, dass die Impulsantworten eine Prognose der Schwingungsantwort des Gebäudes für beliebige Zeitverläufe der Anregung ermöglichen. Dies betrifft z.B. verschiedene Zugtypen mit unterschiedlichen stationären und impulsartigen Signalanteilen. Eine Darstellung des Messaufbaus zeigt Abbilding 2. Bei der für die Impulsantwortfilter als Eingangssignal genutzten Messstelle handelt es sich dabei eigentlich auch um eine gemessene Ausgangsgröße des Gesamtsystems. Die „echte“ Eingangsgröße sind die Schienenfahrzeuge, welche jedoch eine zu komplexe Schwingungsquelle darstellen, als dass sie sinnvoll modelliert werden können.

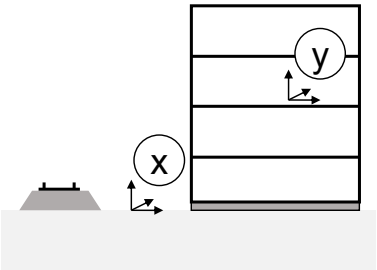


Abbildung 2: Prinzipskizze Übertragung vom Baugrund zu Etagendecken mit dreiachsigen Schwingungssensoren. Der Messpunkt x stellt die Eingangsgröße dar, der Messpunkt y die Ausgangsgröße.

Die finiten Impulsantwortfilter werden durch eine inverse Identifikation aus den Messdaten gewonnen. Dabei werden diejenigen Filterkoeffizienten ermittelt, welche die Schwingungs-Zeitreihe am Eingang möglichst gut auf die Zeitreihe am Ausgang abbildet. Eine Übertragung, die den Schwingungszustand am Ausgang perfekt abbildet, gibt es nicht, was an verschiedenen Gründen liegt:

- Die örtliche Veränderlichkeit der Schwingungsquelle, da die Züge sich am Gebäude vorbei bewegen
- Die Messung kontaminierende Schwingungsquellen wie Baumaschinen und im Gebäude arbeitende Handwerker, die zu mit dem Schienenverkehr unkorrelierten Schwingungssignalen führen
- Nichtlineare Effekte in Baugrund und Baustoffen sowie in Fügestellen wie z.B. Verschraubungen

- Messrauschen, welches den Eingangs- sowie Ausgangssignalen überlagert ist. Aufgrund der eingesetzten hochwertigen Messtechnik ist dieses jedoch nahezu vernachlässigbar klein.

Die finiten Impulsantwortfilter beschreiben die Systemantwort auf einen hypothetischen idealen Dirac-Impuls. Im Sinne der Systemtheorie lässt sich eine solche Übertragung durch die Koeffizienten $\boldsymbol{b}$ darstellen, die ein Eingangssignal x in ein Ausgangssignal y umwandeln.

$$x \longrightarrow \boxed{\boldsymbol{b}} \longrightarrow y \tag{1}$$

Schwingungen aus dem Erdreich pflanzen sich im Allgemeinen nicht in derselben Richtung in einem Gebäude fort, vielmehr ändert sich die Schwingungsrichtung auf dem Weg durch das Bauwerk. Es ist daher notwendig eine dreiachsige Messung vorzunehmen, welche den vollen räumlichen Schwingungszustand des Bodens abbildet. Dies bedeutet, dass die Impulsnatwortfilter auch die drei Raumrichtungen berücksichtigen müssen. Es handelt sich also um ein mehrkanaliges Verfahren, sodass es Koeffizienten für die Übertragung von jedem Eingangskanal zu jedem Ausgangskanal geben muss.

$$\begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{pmatrix} \longrightarrow \boxed{\begin{bmatrix} \boldsymbol{b}_{11} & \boldsymbol{b}_{12} & \boldsymbol{b}_{13} \\ \boldsymbol{b}_{21} & \boldsymbol{b}_{22} & \boldsymbol{b}_{23} \\ \boldsymbol{b}_{31} & \boldsymbol{b}_{32} & \boldsymbol{b}_{33} \end{bmatrix}} \longrightarrow \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{pmatrix} \tag{2}$$

Aus den oben genannten Gründen ist es mit Impulsantworten nicht möglich eine exakte Prognose für die zu erwartenden Amplituden zu erzeugen. Für eine grobe Abschätzung der zu erwartenden Deckenschwingung ist die Methode jedoch geeignet. Sind vergleichbare Bedingungen im Baugrund und eine ähnliche Tragwerksdynamik vorhanden, können Prognosen auch für andere Standorte erstellt werden. Dazu reicht eine Freifeldmessung auf dem Baugrund mit einem Dreiachsgephon, die z.B. mit einem Erdspieß durchgeführt werden kann.

4 Messtechnischer Aufbau

Die Messungen fanden im Rohbau eines fünfetagigen Gebäudes in Berlin statt, die Baustelle zeigt Abbildung 3. Das Erdgeschoss und der Gebäudekern sind in Stahlbeton ausgeführt, die restlichen Wände und Decken sind in Brettsperrholz umgesetzt. Gleisanlagen für Fernverkehr, Regional- und S-Bahn verlaufen direkt an der Grundstücksgrenze. Die Gleise liegen dabei auf einem hochgelegenen Bahndamm, der durch eine Mauer eingefasst ist, wie im Lageplan Abbildung 4 dargestellt.

Auf mehreren Etagen wurden jeweils sowohl dreiachsige als auch einachsige Geophone platziert. Die Messrichtung der einachsigen Geophone ist vertikal, sodass die Deckenschwingungen erfasst werden. Mithilfe der dreiachsigen Geophone lassen sich neben den Deckenschwingungen auch die Vibrationen des gesamten Gebäudes erfassen, die sich in horizontaler Richtung auswirken. Insgesamt wurden 32 Kanäle synchron mit 1000 Hz erfasst. Beipielhaft sind in Abbildung 5 die Sensorpositionen in der obersten Etage eingezeichnet. Im Baugrund wurde ein dreiachsiges Geophon verankert und auf der Bodenplatte des Gebäudes wurde ein dreiachsiges sowie zwei einachsige Geophone aufgestellt.

Abbildung 3: Foto des Messobjekts, Berlin Wedding.

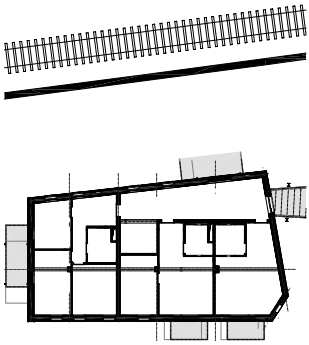


Abbildung 4: Übersicht des Standorts mit Gleisanlagen und Grundriss des Wohngebäudes.

Abbildung 5: Übersicht des Grundrisses des 5. OG, Installationspunkte von Messkanälen auf der Etagendecke. Die Kanäle 20–22 und 24–26 sind jeweils dreiachsige Geophone.

5 Ergebnisse

Für die verschiedenen Zugtypen wurden jeweils mehrere Vorbeifahrten messtechnisch aufgezeichnet. Anhand der gemessenen Schwingungsamplituden kann die Übertragung zwischen Erdreich und der Bodenplatte des Gebäudes sowie die Übertragungen auf die verschiedenen Etagendecken aufgezeigt werden. Typisch ist hierbei, dass sowohl im Boden als auch auf den Decken höhere Amplituden ermittelt werden als auf dem Fundament.

Die Messdaten wurden zunächst für eine Bewertung nach DIN 4150-2 [1] herangezogen. Der Kennwert KBF_{max} wurde für alle Geschosse und Messrichtungen ermittelt und mit den Anhaltswerten verglichen. Für alle gemessenen Zugvorbeifahrten wurde dabei zu keinem Zeitpunkt der obere Anhaltswert überschritten. Die DIN 4150-2 definiert für die Nacht deutlich striktere Anhaltswerte, welche ebenfalls eingehalten wurden.

Der im Kapitel 3 vorgestellte Ansatz der Identifikation von finiten Impulsantworten wurde auf die Messdaten angewandt. Als Eingangskanäle wurde die dreiachsige Messung im Baugrund verwendet, als Ausgangskanäle die Schwingungssensoren auf den verschiedenen Geschossen. Eine identifizierte Impulsantwort zeigt Abbildung 6.

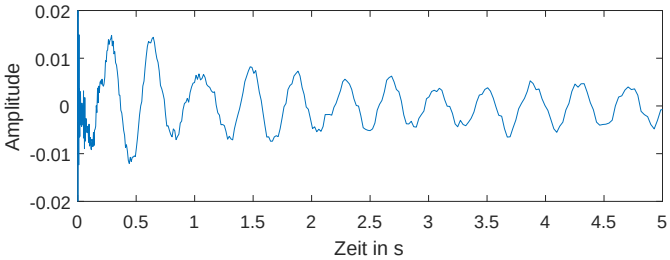


Abbildung 6: Identifizierte Impulsantwort für die Übertragung vom Baugrund in Richtung parallel der Gleise zum 5.OG senkrecht zu den Gleisen.

Anhand der gemessenen Zeitreihen wurde überprüft wie gut die Impulsantworten das Schwingungsverhalten des Gebäudes abbilden. Dazu wurden Zeitreihen des Geophons im Erdreich als Eingang genutzt und die reale Strukturantwort mit der Prognose durch die Mehrgrößen-Impulsantwortfilter verglichen. In Abbildung 7 sind signifikante Abweichungen zwischen Prognose und realer Messung zu erkennen, die Gesamtcharakteristik des Signals wurde jedoch korrekt abgebildet. Der Vergleich im Frequenzraum liefert ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit dem aus der Messung ermittelten Spektrum, siehe Abbildung 8.

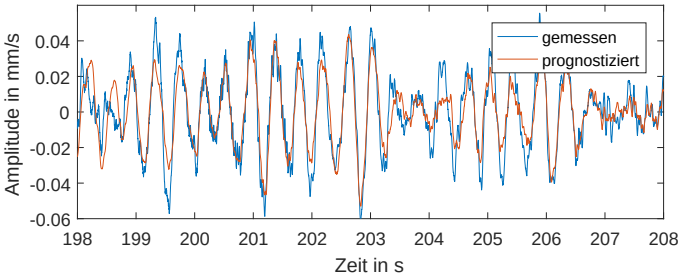


Abbildung 7: Zeitreihen für die Prognose im Messobjekt, 5.OG senkrecht zu den Gleisen.

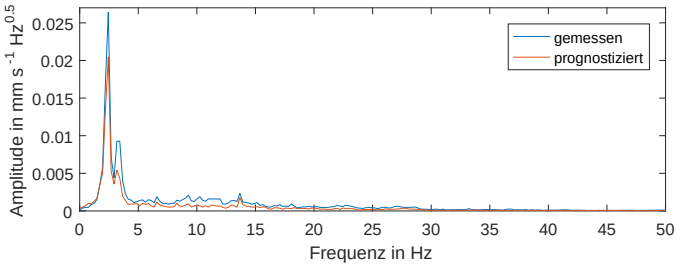


Abbildung 8: Spektrum für die Prognose im Messobjekt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die in diesem Beitrag beschriebenen Mehrgrößen-Impulsantwortfilter bieten einen messdatenbasierten Ansatz zur Beschreibung der Übertragung von Erschütterungen in mehrgeschossigen Gebäuden. Für den urbanen Brettsperrholzbau bietet dieses Vorgehen insbesondere den Vorteil, dass die Gesamtgebäudeschwingungen analysiert werden können. Zudem ermöglichen Impulsantworten Aussagen über das gesamte Frequenzspektrum. Aufgrund der Formulierung im Zeitbereich wird die Prognose für stationäre sowie transiente Anregungen mit einer konsistenter Vorgehensweise ermöglicht.

Die Nachteile dieses Vorgehens sind die deutlich kompliziertere Handhabung und die rechenintensive Datenverarbeitung im Vergleich mit der Verwendung von simplen Vergrößerungsfaktoren. Dies ist insbesondere der numerischen Komplexität der zugrundeliegenden Mehrgrößen-Impulsantwortfilter geschuldet. Dieser Nachteil kann jedoch durch rechentechnische Automatisierung der Messdatenauswertung in großen Teilen behoben werden.

Die Methodik ermöglicht zudem eine grobe Abschätzung, ob es mit einem ähnlichem Gebäude an anderen Standorten zu Schwingungsproblemen kommen kann. Da die Methode im Zeitbereich formuliert ist, werden dabei das volle Signalspektrum sowie die transiente Signalcharakteristik berücksichtigt.

Danksagung

Wir möchten uns für die Förderung durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (Forschungsprojekt *Gebrauchstauglichkeit und Komfort von dynamisch beanspruchten Holztragwerken im urbanen mehrgeschossigen Hochbau*, AZ 34548/01-25) bedanken, welche diese Arbeit ermöglichte.

Literatur

[1] DIN 4150-2: Erschütterungen im Bauwesen; Teil 2: Einwirkung auf Menschen in Gebäuden / Deutsches Institut für Normung e. V Berlin. 1999. – Norm

[2] KABELITZ-CIRÉ, R. : Lagebericht Zimmerer/ Holzbau 2017 / Bund Deutscher Zimmermeister im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e.V. Berlin, 2017. – Bericht

[3] RIL 820.2050: Erschütterungen und sekundärer Luftschall / DB Netz AG. München, 2017. – Richtlinie

[4] WINTER, S. ; HAMM, P. ; RICHTER, A. : Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken / Forschungsbericht, Technische Universität, München. 2010. – Forschungsbericht

[5] WOLF, D. : *Signaltheorie*. Springer, 1999

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Auslegung von Aussteifungssystemen im Holzbau gegenüber seismischen Einwirkungen

Johannes Hummel[1], Werner Seim[2]

[1] EFG Beratende Ingenieure, Fuldabrück; [2] FG Holzbau und Bauwerkserhaltung, Universität Kassel

Zusammenfassung: Als Alternative zum Antwortspektrumverfahren stehen seit längerem verformungsbasierte Verfahren zur Verfügung, um Tragwerke unter Erdbebenbeanspruchung mithilfe der Statik möglichst realitätsnah zu berechnen. Beim Übergang von kraft- zu verformungsbasierter Bemessung treten konkrete Kraft-Verformungscharakteristika an die Stelle eher theoretischer elastischer Eigenschaften. Der Beitrag befasst sich mit der Validierung und Anwendung einer für mehrgeschossige Holzbauten entwickelten Methodik.

1 Einleitung

In der Praxis im Holzbau wird in Europa immer noch vorwiegend die Ersatzkraftmethode bzw. die Antwortspektrummethode zur Auslegung von Aussteifungssystemen bei Erdbebeneinwirkung verwendet. Dies gilt für Länder mit vergleichsweise geringer Erdbebengefährdung, aber auch für Länder mit hoher Seismizität wie beispielsweise Italien. Die Anwendung verformungsbasierter Verfahren ist im Holzbau hingegen noch recht unpopulär. Das mag vor allem daran liegen, dass einerseits wesentliche Parameter für die verformungsbasierte Bemessung nicht geregelt sind und andererseits ein besseres Verständnis für das nichtlineare Bauwerksverhalten verbunden mit fundierten dynamischen Kenntnissen erforderlich ist.

Dieser Beitrag befasst sich mit der Bereitstellung der für die Anwendung der verformungsbasierten Bemessung notwendigen Eingangswerte. Dabei wird die N2-Methode (siehe Abschnitt 1.1) herangezogen, da diese als einziges verformungsbasiertes Verfahren den Einzug in Eurocode 8 [1] erhalten hat. Es wird darüberhinaus die für den mehrgeschossigen Holzbau typische Brettsperrholzbauweise (BSP-Bauweise) betrachtet. Eine systematische Auseinandersetzung mit der Frage, ob die N2-Methode für BSP-Tragwerke anwendbar ist, fehlt bisher. An dieser Stelle knüpft dieser Beitrag an.

1.1 N2-Methode

Die N2-Methode wurde von Fajfar et al. [2, 3] für die Bewertung und Bemessung von Stahl- und Stahlbeton-Rahmenkonstruktionen unter Erdbebenweinwirkung. Das grundlegende Vorgehen ist in Abbildung 1 dargestellt. Bei der N2-Methode werden inelastische Antwortspektren in die Berechnung einbezogen. Das inelastische Antwortspektrum ist ein mithilfe des Reduktionsfaktors R_μ transformiertes elastisches Antwortspektrum. Der Schnittpunkt zwischen dem Kapazitätsspektrum (transformierte Kapazitätskurve) und dem inelastischen Antwortspektrum definiert den Bemessungspunkt (Performance Point).

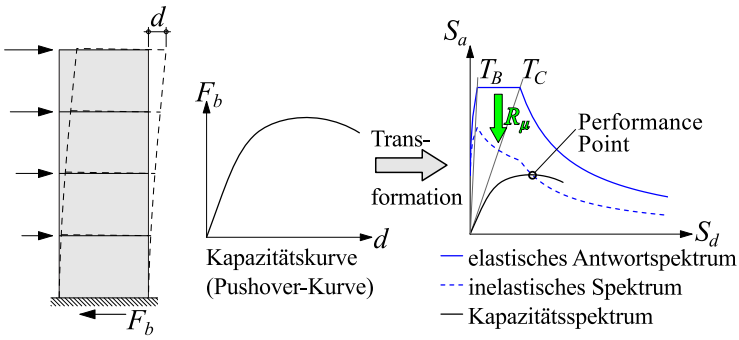


Abbildung 1: Vorgehen bei der verformungsbasierten Bemessung nach der N2-Methode

1.2 Reduktionsfaktor R_μ

Die Beziehung des Reduktionsfaktor R_μ entsprechend Gleichung (1) bis (3) wurde auf Basis von dynamischen Berechnungen am Einmassenschwinger (vgl. Abb. 3) ermittelt, wobei zwei Hysteresemodelle – das bilineare elastisch-plastisch (EP) Model und das Q-Model (vgl. Abb. 2) – berücksichtigt wurden. Das Q-Model unterscheidet sich vom EP-Model durch den zunehmenden Steifigkeitsabfall bei plastischen Verformungen.

$$R_\mu = c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} \cdot \frac{T}{T_0} \qquad \text{für } T \leq T_0 \tag{1}$$

$$R_\mu = c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} \qquad \text{für } T > T_0 \tag{2}$$

mit

$$T_0 \approx T_C \tag{3}$$

Der Reduktionsfaktor ist abhängig von der Duktilität μ und der Eigenschwingzeit T. Die Übergangsperiode T_0 is näherungsweise die in Eurocode 8 definierte Kontrollperiode T_C (vgl. Abb 1). Die Koeffizienten c_1 und c_R sind in Tabelle 1 abhängig von den bei der Einmassenschwingeranalyse verwendeten Hysterese- und Dämpfungsmodellen angegeben. Die Eurocode-Version der N2-Methode (siehe EC 8 [1] Anhang B) verwendet die gleichen Werte für die Koeffizienten c_1 und c_R wie jene, die mit dem Q-Modell und massenproportionaler Dämpfung ermittelt wurden.

Modell			
Hysterese	Dämpfung	c_1	c_R
Q-Modell	massenproportional	1,0	1,0
Q-Modell	steifigkeitsproportional	0,75	1,0
EP-Modell	massenproportional	1,35	0,95
EP-Modell	steifigkeitsproportional	1,1	0,95
Eurocode 8 [1], Anhang B		1,0	1,0

Tabelle 1: Koeffizienten c_i nach Vidic et al. [10]

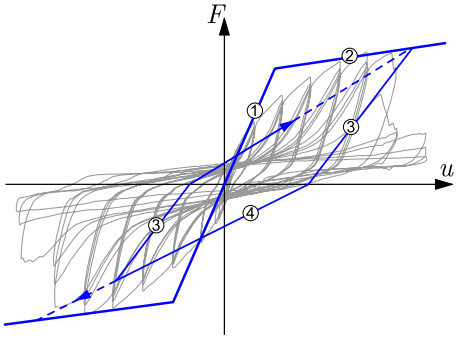


Abbildung 2: Typische Hysterese eines mit Stahlformteilen verankerten BSP-Wandelementes im Vergleich zum Q-Model

Beide Hysteresemodelle (vgl. Tab. 1) bilden nicht das charakteristische hysteretische Verhalten von Holzkonstruktionen ab, da sie nicht den sogenannten ‚Pinching'-Effekt – eingeschnürte Hystereseschleife im Entlastungs- und Wiederbelastungspfad – berücksichtigen (vgl. Abb. 2). Die Berücksichtigung des realistischen Hystereseverhaltens ist entscheidend, da dieses neben dem Steifigkeitsabfall auch die Energiedissipation und den Festigkeitsabfall beeinflusst.

Folgerichtig wurde von Mergos und Beyer [8] ein neuer Ansatz für den Reduktionsfaktor R_μ als Modifikation der N2-Methode entwickelt; allerdings nur für Holzrahmenkonstruktionen. Ähnlich wie bei Vidic et al. [10] wurde eine Studie mit einer Vielzahl von inelastischen Mehrmassenschwingern und Erdbebenzeitverläufen durchgeführt (vgl. Abb. 3 und 4). Es wurde das Wayne-Stewart- Hysterese-Modell [9] verwendet, welches auch den für Holzkonstruktionen typischen ‚Pinching'-Effekt erfasst. Das Wayne-Stewart-Hysterese-Modell ist ein 7-Paramter-Modell. Nach Angaben der Autoren wurden die Werte der Parameter so gewählt, dass sie ähnlich sind zu denen, die von Filiatrault et al. [4] für unterschiedliche Typen von Holzrahmenwänden vorgeschlagen wurden. Jedoch ist keine Validierung der vorgegebenen Werte dokumentiert. Aufgrund der unterschiedlichen Last-Verformungs-Charakteristika kann nicht ohne Weiteres davon ausgegangen werden, dass das Wayne-Stewart-Hysterese-Modell mit den verwendeten Eingangswerten geeignet ist, das typische Verhalten von BSP-Konstruktionen wiederzugeben.

Darüberhinaus wird in beiden Studien [8, 10] der Abfall der Tragfähigkeit nach Erreichen der Maximallast (vgl. Abb. 2 und 3) vernachlässigt. Allerdings ist das Verhalten nach Erreichen der Maximallast entscheidend für die Festlegung der Duktilität (siehe Abschnitt 3).

Aus diesen Gründen wurde eine neue Studie – wird in diesem Beitrag vorgestellt – durchgeführt, um die N2-Methode für die Anwendung auf BSP-Konstruktionen zu adaptieren.

2 Untersuchungen am Einmassenschwinger

Entsprechend der in Abschnitt 1.2 beschriebenen Methodik wird eine Vielzahl von Einmassenschwingern jedoch unter Berücksichtigung des charakteristischen Hystereseverhaltens von BSP-Konstruktionen (vgl. Abb. 2 und 3) untersucht. Das SAWS-Hysterese-Modell [5] wird verwendet, um das inelastische Verhalten des Einmassenschwingers zu beschreiben. Die Kalibrierung der Eigenschaften des Hysterese-Modells erfolgt auf Basis der dynamischen Antwort einer mehrgeschossigen BSP-Konstruktion. Die Hystereseeigenschaften werden als Funktion des Tragfähigkeitsbedarfs F_y, der Anfangssteifigkeit k_{ini} und des Verformungsbedarfs d_m beschrieben. Die Größen F_y, k_{ini} und d_m werden für die vorgegebenen Eingangsparameter Reduktionsfaktor R_μ, Eigenschwingzeit T und Masse m berechnet. Der Einmassenschwinger wird durch eine Reihe von Erdbebenzeitverläufen angeregt. Die maximale Schwingungsantwort – die Verschiebung d_{max} – wird mithilfe nichtlinearer Zeitverlaufsberechnungen ermittelt. Die Verschiebung d_{max} wird dann dazu verwendet, um die Duktilität μ zu bestimmen.

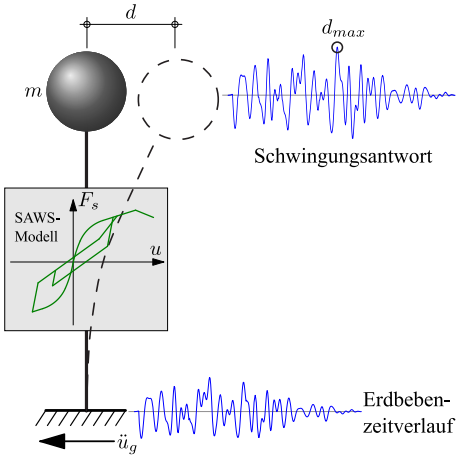


Abbildung 3: Inelastischer Einmassenschwinger unter Erdbebenerregung

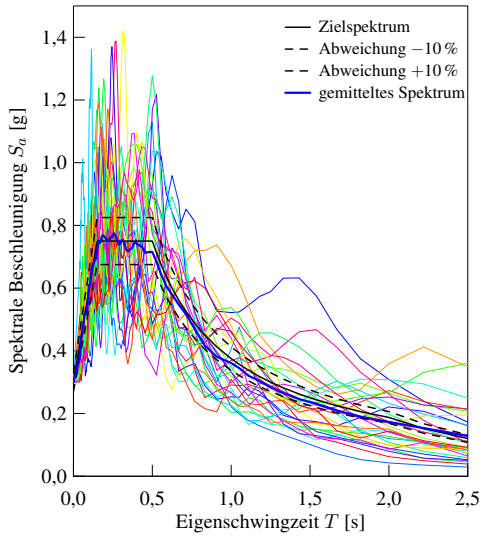


Abbildung 4: Spektren der Erdbebenzeitverläufe, gemitteltes Spektrum und Zielspektrum

2.1 Verläufe der Grundbeschleunigung

Beschleunigungszeitverläufe von realen Erdbeben, welche kompatibel mit dem elastischen Antwortspektrum sind, wurden als Erdbebenbeanspruchung verwendet. Insgesamt 30 Verläufe wurden in die Studie einbezogen. Die Auswahl an Erdbebenzeitverläufen wurde durch den Vergleich des aus allen Verläufen gemittelten Spektrums mit dem Zielspektrum (elastisches Antwortspektrum) gefunden. Die Abweichung zwischen dem gemittelten Spektrum und dem

Zielspektrum wurde auf 10 % begrenzt (vgl. Abb. 4). Das Zielspektrum wurde entsprechend der Vorgaben des Eurocode 8 [1] festgelegt und hat die folgenden Randbedingungen:

- Antwortspektrum Typ 1, Bodenklasse B ($S = 1{,}2$)
- Grundbeschleunigung $a_g = 0{,}25 \cdot g$, $PGA = S \cdot a_g = 0{,}3 \cdot g$
- Kontrollperioden $T_A/T_B/T_C/T_D = 0/0{,}15/0{,}5/2{,}0\,[s]$

Alle Erdbebenzeitverläufe wurden auf eine Spitzenbeschleunigung (PGA) von $0{,}3g$ skaliert.

2.2 Last-Verformungs-Größen

Tragfähigkeitsbedarf, Anfangssteifigkeit und Verformungsbedarf werden auf Basis der Eingangsparameter Reduktionsfaktor R_μ, Eigenschwingzeit T und Masse m festgelegt. Der Tragfähigkeitsbedarf F_y wird mithilfe des Bemessungsspektrums bestimmt. Um das Bemessungsspektrum zu generieren, wird das elastische Antwortspektrum Typ 1 und Bodenklasse B (siehe Abschnitt 2.1) zugrunde gelegt, welches durch den Reduktionsfaktor skaliert wird. Dabei wird der Reduktionsfaktor R_μ dem Verhaltensbeiwert q gleichgesetzt. Somit wird der Tragfähigkeitsbedarf nach Gleichung (4) berechnet.

$$F_y = S_a\,(q{,}T) \cdot m \tag{4}$$

Die Anfangssteifigkeit k_{ini} wird nach Gleichung (5) bestimmt.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_{ini}}} \qquad \rightarrow k_{ini} = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} \cdot m \tag{5}$$

Der elastische Verformungsbedarf d_m wird mithilfe des elastischen Antwortspektrums gefunden.

$$d_m = S_d\,(T) = \frac{1}{\omega^2} \cdot S_a\,(T) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a\,(T) \tag{6}$$

Die Last-Verformungs-Größen F_y, k_{ini} und d_m werden genutzt, um das Hystereseverhalten des Einmassenschiwngers zu definieren.

2.3 Charakteristika des Einmassenschwingers

Die Charakteristika, welche das Hystereseverhalten des Einmassenschwingers beschreiben, wurden basierend auf Ergebnissen von nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen einer zweigeschossigen BSP-Konstruktion bestimmt. Die Schwingungsantwort des Zweigeschossers ist weniger durch höhere Schwingungsbeiträge beinflusst, das zeigen die Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnungen. Daher wird angenommen, dass die Schwingungsantwort im wesentlichen durch einen äquivalenten Einassenschwinger reproduziert werden kann. Für Details zu den genannten Zeitverlaufsberechnungen wird auf Hummel [6] verwiesen.

Die mit der Zeitverlaufsberechnung ermittelte Schwingungsantwort ist in Abbildung 5 (links) dargestellt. Das globale Schwingungsverhalten wird durch den Base Shear F_b (Gesamterdbebenkraft) und die Auslenkung am Kopf d des Gebäudes beschrieben und wird in die

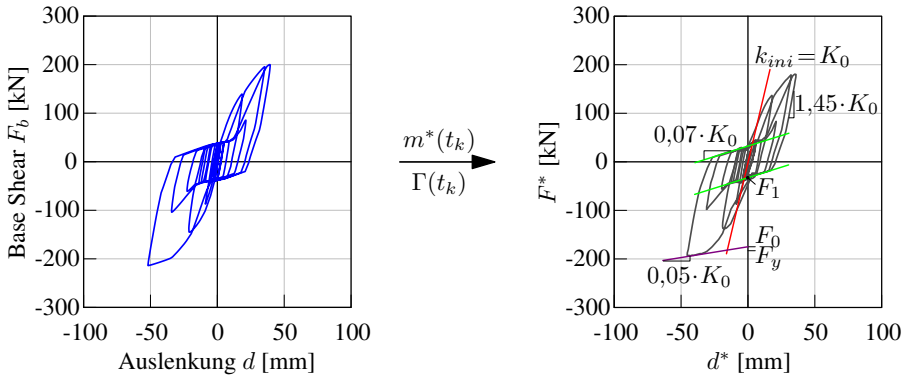


Abbildung 5: Globale Schwingungsantwort einer zweigeschossigen BSP-Konstruktion (links) und die zugehörige Schwingungsantwort des äquivalenten Einmassenschwingers (rechts)

Schwingungungsantwort eines äquivalenten Einmassenschwingers mithilfe der modalen Transformation übertragen. Die fundamentale Annahme hierbei ist, dass die Schwingungsantwort durch einen Eigenmode charakterisiert werden kann. Dafür werden die Modalparameter m^* und Γ benötigt.

$$m^*(t_k) = \sum m_i \cdot \phi_i(t_k) \tag{7}$$

$$\Gamma(t_k) = \frac{m^*(t_k)}{\sum m_i \cdot \phi_i^2(t_k)} \tag{8}$$

mit

$$\phi_i(t_k) = u_i(t_k)/d(t_k) \tag{9}$$

Der Parameter m_i steht für die in Deckenhöhe konzentrierte Masse je Geschoss. Für die Bestimmung der Modalparameter wird die Verformungsfigur – Horizontalverschiebungen u_i in Ebene i – verwendet, welche mit der Zeitverlaufsberechnung ermittelt wurde. Die Parameter m^*, Γ und ϕ_i werden mit den Gleichungen (7) bis (9) für jeden Zeitschritt berechnet.

Die Punkte der Last-Verformungskurve des äquivalenten Einmassenschwingers (F^*–d^*– Kurve) werden dann mit Gleichung (10) und (11) für jeden Zeitschritt einzeln ermittelt.

$$F^*(t_k) = \frac{F_b(t_k)}{\Gamma(t_k)} \tag{10}$$

$$d^*(t_k) = \frac{d(t_k)}{\Gamma(t_k)} \tag{11}$$

Die $F^* - d^*$– Kurve, die für die zweigeschossige BSP-Konstruktion ermittelt wurde, ist in Abbildung 5 (rechts) dargestellt. Basierend auf dieser Last-Verformungskurve wurden die wesentlichen Parameter des Hysteresemodells (vgl. Abb. 5) bestimmt. Die ermittelten Hystereseeigenschaften sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Für die Festlegung dieser Parameter wurden zusätzlich die in Tabelle 3 aufgeführten Daten der BSP-Konstruktion verwendet. Die Anfangssteifigkeit k_{ini} und der Tragfähigkeitsbedarf

K_0 [kN/mm]	F_0 [kN]	F_1 [kN]	δ_u [mm]	r_1 [–]	r_2 [–]	r_3 [–]	r_4 [–]	α [–]	β [–]
k_{ini}	$F_y \cdot (1 - r_1)$	$0{,}18 \cdot F_0$	$q \cdot d_m$	0,05	−0,05	1,45	0,07	0,85	1,15

Tabelle 2: Charakteristika des Hysteresemodells (SAWS) für die BSP-Konstruktion

F_y wurden mit den Geichung (5) und (4) berechnet. Die Verschiebung δ_u (Verschiebung an der Stelle der Maximallast) wurde gleich des inelastischen Verformungsbedarfs $q \cdot d_m$ angenommen. Die weiteren Parameter konnten anhand der $F^* - d^*$– Kurve, wie in Abbildung 5 (rechts) dargestellt, festgelegt werden.

Grundschwingzeit	$T_1 = 0{,}42\,\mathrm{s}$	mit modaler Analyse berechnet
Verhaltensbeiwert	$q = 2{,}0$	für die Bemessung der BSP-Konstruktion
Spektralbeschleunigung	$S_a = 3{,}68\,\mathrm{m/s^2}$	aus Bemessungsspektrum für T_1 und q
Masse	$m = 52{,}5\,\mathrm{t}$	mittlere äquivalente Masse m^*

Tabelle 3: Daten zur Erdbebenanalyse der zweigeschossigen BSP-Konstruktion

2.4 Validierung

Die abgeleiteten Hystereseeigenschaften wurden für den Einmassenschwinger validiert. In Abbildung 6 ist das Ergebnis der Zeitverlaufsberechnung des inelastischen Einmassenschwingers unter Verwendung der Eingangswerte aus den Tabellen 2 und 3 der F^*–d^*– Kurve (vgl. Abb. 5 rechts) gegenübergestellt. Grundsätzlich kann man man feststellen, dass das charakteristische Hystereseverhalten gut wiedergegeben wird. Der sichtbare Unterschied in der Verschiebung lässt sich hauptsächlich auf das Dämpfungsmodell zurückführen.

Konsistent zur N2-Methode nach Eurocode 8 (vgl. Tab. 1) wurde die massenproportionale Dämpfung verwendet. Die massenproportionale Dämpfung führt zu einer verstärkten Verringerung der Verschiebungen, wohingegen die steifigkeitsproportionale Dämpfung eine Erhöhung der Verschiebung des Einmassenschwingers hervorruft. Die steifigkeitsproportionale Dämpfung hätte eine deutliche Überschätzung der Verschiebungsamplitude zur Folge. Die gewählten Hystereseeigenschaften in Verbindung mit der massenproportionalen Dämpfung führt jedoch zu einer konservativen Eingrenzung der inelastischen Verhaltens des Einmassenschwingers.

2.5 Eingangswerte

Der Reduktionsfaktor R_μ, die Eigenschwingzeit T und die Masse m wurden als Eingangswerte bei die Einmassenschwinger-Studie vorgegeben. Die Masse wird konstant gehalten und mit 50 t angesetzt. Folgende Eingangswerte wurden berücksichtigt:

R_μ [-] : 1,0 – 4,0 im Intervall von 0,5
T [s] : 0,15; 0,2 – 1,0 im Intervall von 0,1; 1,0 – 2,0 im Intervall von 0,25

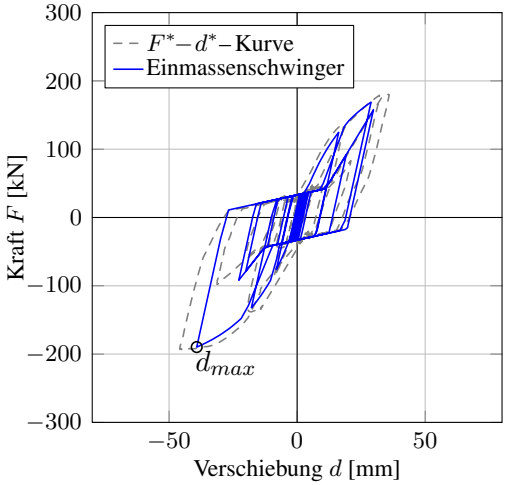


Abbildung 6: Vergleich zwischen Schwingungsantwort des inelastischen Einmassenschwingers und Hysteresverhalten des äquivalenten Einmassenschwingers (vgl. Abb. 5 rechts)

Die Schwingungsantwort für jeden Reduktionsfaktor und jede Eigenschwingzeit wird mittels Zeitverlaufsberechnung unter Ansatz der Charakteristika entsprechend Tabelle 2 berechnet. Für die Zeitverlaufsberechnung wurde die massenproportionale Dämpfung und 5 % LEHRsche Dämpfung konsistent zum Zielspektrum (elastisches Antwortspektrum nach Eurocode 8) angesetzt.

3 Ergebnisse

Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen am Einmassenschwinger wurden für insgesamt 2940 Kombinationen – 30 Zeitverläufe $\oplus$ $7 \cdot R_\mu$ $\oplus$ $14 \cdot T$ (vgl. Abb. 4 und Abschnitt 2.5) – durchgeführt.

Die Duktilität μ wurde für jede Parameterkombination bestimmt. Daraus ergibt sich eine Datenbasis von 2940 Duktilitätswerten. Die Duktilität wird berechnet mit Gleichung (12)

$$\mu = \frac{d_{max}}{d_y} \tag{12}$$

mit der Fließverschiebung d_y nach Gleichung (13).

$$d_y = \frac{F_y}{k_{ini}} \tag{13}$$

Der Tragfähigkeitsbedarf F_y und die Anfangssteifigkeit k_{ini} wurden in Abschnitt 2.2 definiert. Die Maximalverschiebung d_{max} ist die absolute Verschiebungsamplitude, welche sich aus der Zeitverlaufsberechnung am Einmassenschwinger ergibt (siehe Abb. 6).

Die Beziehung zwischen dem Reduktionsfaktor R_μ, der Eigenschwingzeit T und der Duktilität μ wurden mithilfe der Datenbasis von 2940 Duktilitätswerten abgeleitet. Es wird ein zum Ansatz von Vidic et al. [10] ähnliches Gleichungsformat für den Reduktionsfaktor R_μ vorgeschlagen (vgl. Abschnitt 1.2). Die inverse Form der $R_\mu - \mu - T-$ Beziehung lautet:

$$\mu = 1 + c_1 \cdot (R_\mu - 1)^{c_2} \cdot \frac{T_0}{T} \qquad \text{für } T < T_0 \tag{14}$$

$$\mu = 1 + c_1 \cdot (R_\mu - 1)^{c_2} \qquad \text{für } T \geq T_0 \tag{15}$$

mit

$$T_0 = c_3 \cdot T_C \tag{16}$$

Die Koeffizienten c_1, c_2 und c_3 wurden iterativ bestimmt, so dass eine möglichst gute Korrelation zwischen den ermittelten Duktilitätswerten μ_{EMS} der Einmassenschwingerstudie und der approximierten Duktilität μ_{approx} mit den Gleichungen (14) bis (16) erzielt wurde. Die Koeffizienten wurden auf Basis einer statistischen Auswertung der Daten bestimmt. Die geeignetste Korrelation wurde für $c_1 = 0{,}8$, $c_2 = 1{,}2$ und $c_3 = 1{,}0$ gefunden (siehe Abb. 7). Die Gleichungen (14) bis (16) sind äquivalent zum Ansatz nach EC 8 für $c_1 = c_2 = c_3 = 1{,}0$.

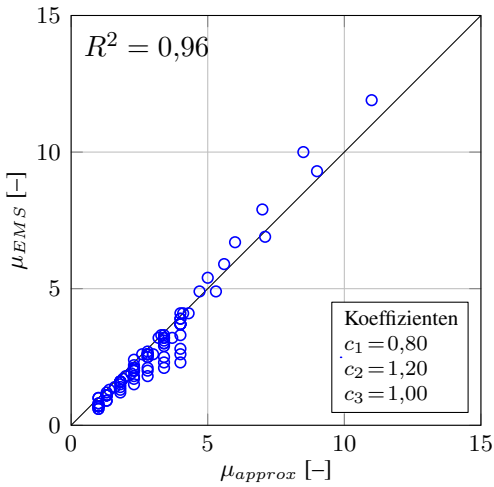


Abbildung 7: Korrelation zwischen den Duktilitätswerten der der Einmassenschwingerstudie und der Approximation

Für die Anwendung auf die verformungsbasierte Bemessung können die Gleichungen umgeschrieben werden, sodass sich die folgende $R_\mu - \mu - T-$ Beziehung ergibt:

$$R_\mu = 1 + \left[\frac{\mu - 1}{c_1} \cdot \frac{T}{T_0}\right]^{1/c_2} \qquad \text{für } T < T_0 \tag{17}$$

$$R_\mu = 1 + \left[\frac{\mu - 1}{c_1}\right]^{1/c_2} \qquad \text{für } T \geq T_0. \tag{18}$$

Die Übergangsperiode T_0 ist in Gleichung (16) definiert.

4 Anwendung

Die N2-Methode wurde durch den neuen Ansatz für den Reduktionsfaktor R_μ modifiziert und auf BSP-Konstruktionen mit vier, sechs und acht Geschossen angewendet (siehe Hummel and Seim [6, 7]). Die Ergebnisse der verhaltensbasierten Berechnung werden den Ergebnissen der Zeitverlaufsberechnung gegenübergestellt. Vergleichende Untersuchungen mit der N2-Methode nach EC 8 wurden ebenfalls durchgeführt. Es zeigt sich, dass die N2-Methode nach EC 8 wesentlich höhere Werte beim erforderlichen Widerstand und den zugehörigen Verformungen ergibt als die verbesserte N2-Methode und als die Zeitverlaufsberechnung. Jedoch ist die verbesserte N2-Methode konservativ bezogen auf die Ergebnisse (Widerstand, Verformungen) der Zeitverlaufsberechnung. Für genauere Ausführungen zu den Berechnungen und Ergebnissen wird auf Hummel [6] verwiesen.

Literatur

[1] DIN EN 1998-1: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; German version EN 1998-1:2004 + AC:2009*. – December 2010

[2] FAJFAR, P. : A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. In: *Earthquake spectra* 16 (2000), Nr. 3, S. 573–592

[3] FAJFAR, P. ; KILAR, V. ; MARUSIC, D. ; PERUS, I. ; MAGLIULO, G. : The extension of the N2 method to asymmetric buildings. In: *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, 2005

[4] FILIATRAULT, A. ; ISODA, H. ; FOLZ, B. : Hysteretic damping of wood framed buildings. 25 (2003), Nr. 4, S. 461–471

[5] FOLZ, B. ; FILIATRAULT, A. : Cyclic analysis of wood shear walls. 127 (2001), Nr. 4, S. 433–441

[6] HUMMEL, J. : *Displacement-based seismic design for multi-storey cross laminated timber buildings*, Kassel University Press, Diss., 2017

[7] HUMMEL, J. ; SEIM, W. : Displacement-based design approach to evaluate the behaviour factor for multi-storey CLT buildings. In: *Engineering Structures* 201 (2019), S. 109711. – ISSN 0141–0296

[8] MERGOS, P. ; BEYER, K. : Displacement based seismic design of symmetric single-storey wood-frame buildings with the aid of N2 method. In: *Frontiers in Built Environment* 1 (2015), Nr. 10. – ISSN 2297–3362

[9] STEWART, W. : *The seismic design of plywood sheathed shear walls*, Diss., 1987

[10] VIDIC, T. ; FAJFAR, P. ; FISCHINGER, M. : Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23 (1994), S. 507–521

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Adhesive free Timber building: highly improved dowel laminated timber and compressed wood

Siavash Namari, Peer Haller

Institut für Stahl- und Holzbau, Technische Universität Dresden

Abstract: Adhesive free timber buildings - AFTB - is a project funded by Interreg North-West Europe (NWE) for 42 months and supported by six European research and industry partners.

It develops ecological construction methods by dispensing with glue and metal and instead using pressed wood dowels. After small scale tests, a large scale size of experimental testing program was performed to investigate the behaviour of uncompressed and compressed wooden dowels in different test configurations. Finally, numerical models were developed to seek a better understanding of the load-bearing behaviour of small and large scale products and to perform static verifications.

The static and physical behaviour of the new materials and products has been experimentally and numerically examined. The lecture summarizes the results.

1 Introduction

There are more than 5 million m3 of Engineered Wood Products (EWPs) produced in the EU annually and the market is growing, as EWPs provide a 'green' alternative to steel, concrete and glued wood products in construction. However, EWPs have a higher degree of chemical use incorporated in their manufacturing process compared to standard sawn timber. In general, the production of one cubic meter of glulam timber requires 5 kg of phenol-resorcinol-formaldehyde and 1 kg of melamine-urea formaldehyde [1]. The construction sector has a significant impact on the environment and climate, as emissions, material flows and resources are consumed in the manufacture of building materials, as well as in the planning, construction, operation and demolition of buildings. In short, given anthropogenic climate change and environmental problems, it is important to minimize the effects of buildings over their entire life cycle. The development of alternative construction and construction methods plays a key role here.

With this motivation, research on compressed wood is being promoted as part of the Adhesive Free Timber Buildings project (AFTB). Previous tests have shown an improvement in the material mechanical properties in order to be used in load-bearing construction. In addition, compressed wood is more environmentally compatible in production and recycling than comparable building materials. Engineering timber construction could thus have a highly sustainable, resource-conserving, pollutant-free and fully exploitable alternative for fasteners and have a sustainable impact on construction. The aim of the present work is to characterize the compressed wood and to determine material behaviour. The result of densification is compressed wood, which has improved mechanical properties. The increase in strength is directly related to the degree of compression. The transverse compressive strength is particularly beneficial [2] and [3]. The densification of wood allows an improvement in mechanical properties such as strength and rigidity. For this purpose, dowels made of densified wood with hardwood dowels are analysed and compared with regard to the load-bearing behaviour. The results are to be used to use the dowels as fasteners in plates, boards and beams, as well as for joints in timber engineering. The behaviour of the components and the dowels as connecting means is also the subject of investigation, in the context of which numerical models are created for optimization. In the course of the project, in addition to material testing and evaluation, draft standards for dimensioning and dimensioning of the Euro code should also be drafted. In addition, life cycle analyses and industrial production is the subject of investigations. To demonstrate the practicability of construction, three demonstration structures are being erected to observe the long-term behaviour of the dowels. In this paper, some preliminary work will be presented, which includes compressed wood dowel manufacturing, fabricating and testing of densified wooden dowel connected laminates as wall and slab, as well as the finite element modelling work.

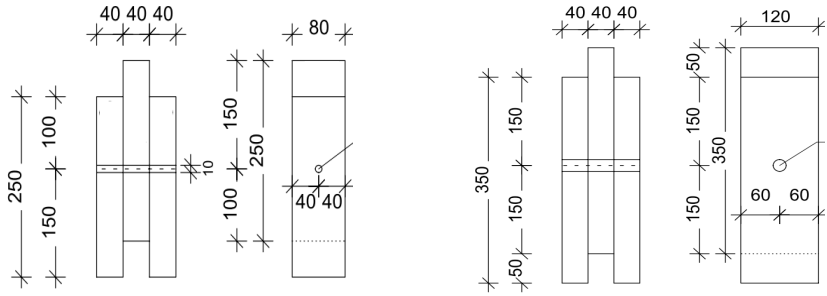
2 Experimental work

Several experiments on compressed wood have been performed which are divided into material characterization tests like compression, tension and bending to determine basic material parameters, and structural analysis tests like small and large scale slab and wall tests.

2.1 Material properties tests

The manufacturing works carried out are described in [4]. The main processing equipment items used included a 200-tons, 400 °C Hydraulic Press, band saw and in-house designed aluminium moulds [5]. The material behaviour is examined by means of compression, tension, bending, shear, double push out shear, pendulum impact and dynamic drop tests to derive strength and stiffness properties. Wood blocks with dimension 75x45x45 mm as length/width/depth were compressed in radial and tangential direction, with spruce, densified spruce (up to 67%), and beech, densified beech (up to 50%) species. There were five specimens in each series, total 40 tests were done. The densified specimens had a significantly increased compressive strength, especially in tangential direction. Tensile tests were done in the longitudinal direction, with spruce, densified spruce (67%) and beech, densified beech (50%) species. five specimens in each series, total 20 tests were tested. The

specimen dimension was 20x20x400mm with a dog-bone shaped reduction cross section in the middle. Higher tensile strength was achieved with densified samples, and for all specimens, the failure under tension parallel to grain appears to be brittle. Three-point bending tests for compressed wood dowel have been also done, which can be used to characterize flexural behaviour of the CW dowel and provide results for validating numerical models. As it was expected the bending strength of compressed samples was higher than undensified ones.



(a) (b)

Figure 1: Geometry of push out shear test for (a) 10 mm and (b) 20 mm

As part of the test series, push out shear test has also been tested. Test specimens made of spruce (strength class C24) were tested with dowels of different types of wood in diameters 10 and 20 mm and for each series ten samples were tested.

Element	maximum loads [kN] (mean)		
	Beech	Comp. Beech	Comp. Spruce
10 mm	5,2	7,6	5,9
20 mm	17,1	19,6	14,4

Table 1: Push out shear test results

For the samples, fasteners made of uncompressed beech wood, 50% densified beech wood and 68% densified spruce wood have been used. Geometry for 10mm and 20mm dowel connected samples (See Figure 1) are chosen differently according to the minimum distance required by EC 5, specimens with 20mm dowel were larger in width and length, as Figure shows.

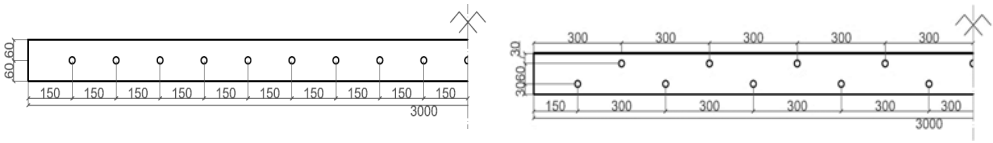
Figure 2: Failure mechanism of push out shear test of 20 mm dowels size samples. From left to right: beech, densified spruce and densified beech

As a result, the maximum load of beech wood dowels increased by 46% (10 mm) or 15% (20 mm) due to densification. The ductility increased as the diameter of the dowel increased, with the 20mm dowels of uncompressed beech accounting for the highest value and the 10mm dowels of densified beech the smallest. Failure of the uncompressed specimens were normally a break of the dowels in the side woods and in the middle wood. The compressed dowels failed by forming a single, short-fibre fracture in the plane of the middle wood. The Figure 2 shows a selection of test specimens after failure.

2.2 Large scale tests

2.2.1 Slab tests

The fabrication of the adhesive free laminated timber (AFLT) panels was carried out with the compressed wood dowels of an average density of 1200 kg/m3. The AFLT panels fabricated was left for two to three weeks before it was tested to ensure a tight fit between the compressed wood dowels and the timber laminae as a result of the moisture dependent swelling and spring back of the compressed wood dowels. Four-point bending tests were carried out on the AFLT slab.



One row pattern Zigzag pattern

Figure 3: Two selected designs for slab

The large scale tests were carried out on 12 test specimens with differently designed configuration with the dimension of 3000x600x120 mm. For this reason, strain measurements were carried out with the help of LVDT sensors at particular interest points. The four-point bending test records the applied loads and central deflection of the panels, from which the initial stiffness and failure load can be determined. Figure 3 shows the sketches two different dowels arrangement of the slab.

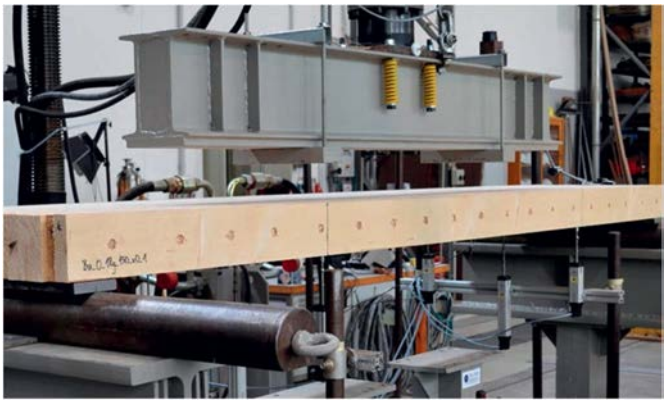


Figure 4: 4-point bending test of adhesive free laminated timber

Each slab Figure 4 consists of 18 individual boards which connected by dowels with 20 mm diameter and approx. 600mm length. The boards were made from spruce at strength class C24, the dowels were divided into two types: beech and compressed beech (50%).

Element	Ultimate load [kN]	Deflection [mm]
Beech dowels	100	53,9
Comp. Beech dowels	110	49,4

Table 2: Results of the 4-point bending test

Table 2 shows the ultimate load and maximum deflection of the slab with one row dowels. The load bearing capacity of the different combinations (uncompressed/compressed dowels) achieves approximately high values of 100 [kN].

2.2.2 Wall test

Large wall elements were tested in two different ways to determine the ultimate load and stiffness. Every wall element consists of two identical parts, each part was made of 23 individual boards including 2 edge boards (2370x180x40 mm) and 21 filling boards (2370x180x24 mm), connected by 20x594 mm wooden dowels, total dimension of the part was 2370x180x584 mm.

Element	Compressive load Force [kN]
Two rows beech dowels	3283
Two rows comp. Beech dowels	4263

Table 3: Evaluation of vertical load tests for wall samples

Finally, two parts were connected by an adhesive joint. The wooden boards were made from softwood at C24 strength level, while beech and densified beech (50%) were used for dowels. Two types of dowel arrangement were also used, namely one row design and two row design.

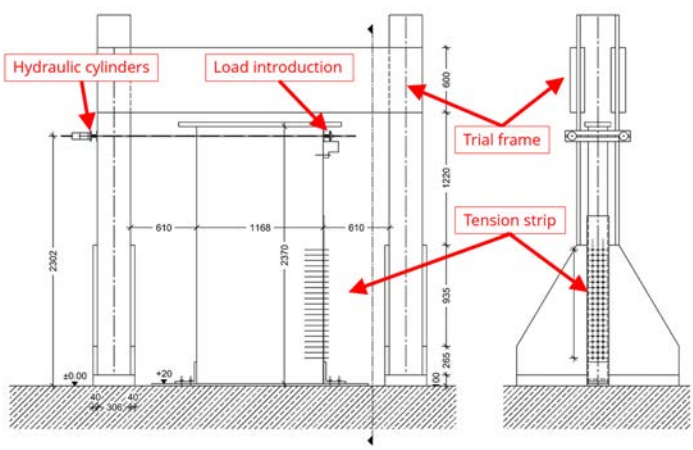
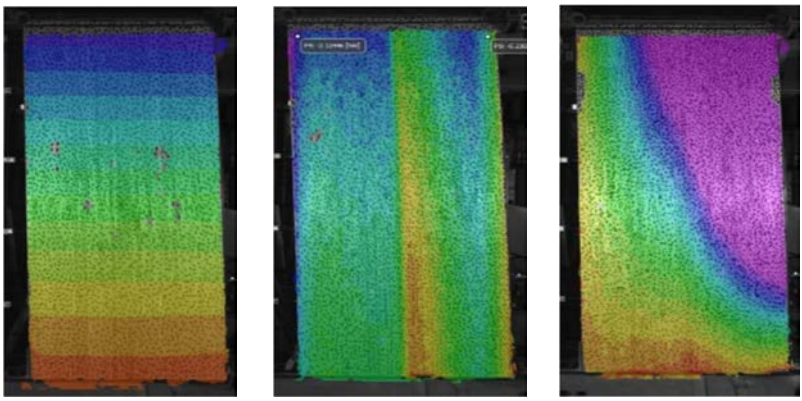


Figure 5: Horizontal loading test set up

For each variation in dowel material and arrangement, three specimens were prepared, thus a total number of 4 variations (one row no densified/densified, two row no densified/densified) and 12 wall elements are tested. For ultimate loading tests, load was applied by upward movement of the lower frame with a speed of 5kN/s. load was increased to maximum level at approx. 4000kN. Table 3 shows summary of the result of the vertical loading test for wall elements with two rows dowels.

Then the last 4 specimens were used for stiffness (horizontal loading) test. Each specimen was placed on a large steel frame, anchoring of the bottom corners were to avoid additional movement, horizontal load was introduced at the top by a hydraulic cylinder (Figure 5). Inductive displacement transducers were distributed evenly through the wall height; photogrammetric measurement was also used to capture strain in different directions. Photogrammetric results showed displacement in three principle directions. In x (load introduction) direction, the results were similar in all elements with around -84mm to -95mm at the top area (Figure 5).



x displacement y displacement z direction

Figure 5: Photogrammetric pictures for wall specimens for displacement in three principle directions

A further analysis of stiffness was carried out, wall stiffness from horizontal loading test were compared (See Figure 6). It shows clearly that two-row dowel arrangement increased the stiffness significantly, while the use of densified dowels had a much smaller influence.

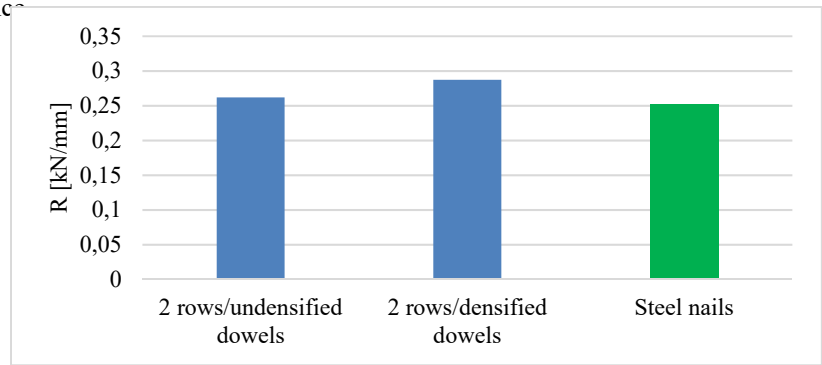


Figure 6: Comparison of wall stiffness from horizontal loading test

3 Numerical modelling

Within the AFTB project, numerical simulation will contribute to design and manufacture damage tolerant adhesive free engineered wood products. This implies code development and finite element implementation of the models to describe the wood behaviour subjected to hydro-mechanical loading. A rheological model describing the hydro-mechanical behaviour of wood material is implemented using the finite element method, including effects of swelling/ shrinkage (hygro-expansion), mechano-sorption and the multi-yield surface plasticity. Wood presents a brittle behaviour in tension and shear, while it shows a plasticity and damage in compressive loading, especially in embedding situation. To take this behaviour into account the local stresses within the material are split to tensile and compressive stress component tensors. Then a damage model that considers the tensile and shear brittle failure and the compressive ductile damage are introduced [5]. Here will just briefly some of the results of numerical simulation will be presented.

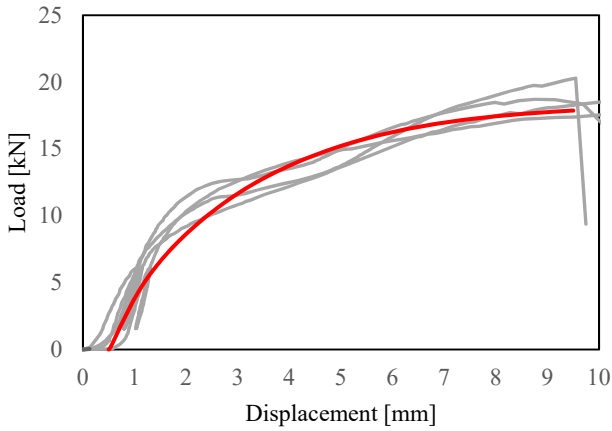


Figure 7: Comparison of the experimental (grey lines) and numerical (red line) results for Push out shear test (undensified beech dowel 20mm)

Wood as a composite material has a cellular and porous structure, with orthotropic strength properties, it behaves brittle under tension and shear while ductile under compression. Different approaches include certain simplifications when needed were used. Figure 7 shows load displacement graph for push out shear test with the dowel size of 20 mm. Figure 8 represents distribution of embedment stresses around the dowel.

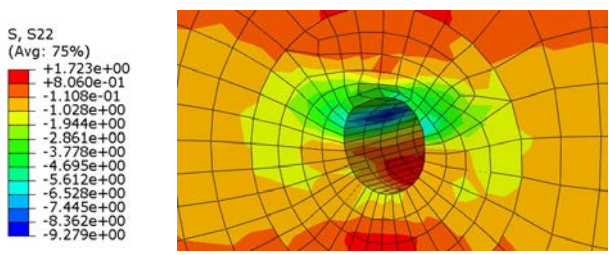


Figure 8: An example for the embedment stresses around the dowel

4 Conclusions

The aim of this study was to innovate and develop adhesive free, non-metallic, timber Engineered wood products for mainstream, contemporary applications. Compressed wood has been investigated and critically assessed through various studies, and those suited for use in contemporary timber applications have been identified. Small and large scale experimental and numerical studies were completed to develop an understanding of load response and failure modes of EWPs. The results demonstrated small deviations between the different degrees of compression. It has been concluded that the use of board stacking elements makes better use of timber of lesser quality. Furthermore, it could be observed that, even in the case of failure of individual boards, a redirection of the forces took place and the load bearing capacity increased further. This aspect is particularly relevant to safety since the elements presented very ductile behaviour. The concept of utilizing compressed wood in EWPs necessitates a further study on assessment of a real life.

Acknowledgement

The authors wish to thank the European Regional Development Fund for the financial support via Interreg NWE grant 348 “Towards Adhesive Free Timber Buildings”, AFTB.

Literature

[1] M. Puettmann und J. Wilson, „Life-cycle analysis of wood products: Cradle-to-gate LCI of residential wood building materials, “Wood and Fiber Science, Bd. 37, pp. 18-29, 2005.
[2] P. Navi und A. Pizzi, „Property changes in thermo-hydro-mechanical processing, “Holzforschung, Nr. 69, pp. 863 - 873, 2015.
[3] J. Wehsener und P. Haller, „Festigkeitsuntersuchungen an Fichtenpressholz (FPH), “Holz als Roh- und Werkstoff, Oct 2004.
[4] D. Sandberg, P. Haller und P. Navi, „Thermo-hydro and thermo-hydro-mechanical wood processing: An opportunity for future environmentally friendly wood products, “Wood Material Science & Engineering, Nr. 8, pp. 64-88, 2013.
[5] Z. Guan, A. Sotayo, M. Oudjene, I. El Houjeyri, A. Harte, S. Mehra, S. Namari, P. Haller, A. Makradi und S. Belouettar, „Development of adhesive free engineered wood products – towards adhesive free timber buildings, “in World conference on Timber Engineering, Seoul, 2018.

Minisymposium
Lebensdauer, Monitoring und digitaler Zwilling

Organisator:

- **Carsten Könke**
  Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Untersuchungen zur Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit von Naturzugkühltürmen auf Basis des Lebensdauermanagements

Nicolas Fickler, Martin Demmer, Joachim Meyer, Lisa Schewe

ZPP Ingenieure AG, Bochum

Zusammenfassung: In diesem Beitrag werden standort- und bauwerksspezifische Daten aus dem umfangreichen Lebensdauermanagement von Naturzugkühltürmen vorgestellt, die eine wirklichkeitsnahe Beschreibung von Einwirkungsseite und Widerstandsseite im Standsicherheitsnachweis ermöglichen. Unter Berücksichtigung dieser Daten wird die Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit für einen Bestandskühlturm mit einem probabilistischen Verfahren auf Basis nichtlinearer FEM-Simulationen beispielhaft untersucht. Die erzielten Ergebnisse und die verwendete Methodik werden abschließend bewertet.

1 Lebensdauermanagement von Naturzugkühltürmen

1.1 Historie

Naturzugkühltürme sind Teil einer großdimensionierten Kühlanlage, die aufgrund ihrer Exposition starken Einwirkungen aus Umwelt und Betrieb ausgesetzt sind (vgl. [4]). Von Beginn an war das Lebensdauermanagement ein wesentliches Instrument um den baulichen Status zu überprüfen und ggf. frühzeitig Maßnahmen unter Berücksichtigung eines Dauerbetriebes einzuleiten. All dies erfolgt zur Sicherstellung einer möglichst uneingeschränkten Verfügbarkeit des Kühlturms.

Einwirkungen führen über die Lebensdauer des Bauwerks dazu, dass beispielsweise aufgebrachte Beschichtungssysteme oder auch Betondeckungen abgetragen werden, wodurch der planerische Sicherheitsfaktor reduziert wird (vgl. Abb. 1). Dabei ist die „Sicherheit“ in Form von Sicherheitsbeiwerten über die Lebensdauer dargestellt. Weiterführende Erläuterungen zu den Kurven A, B, C und D sind in [3] enthalten. In

diesem Beitrag wird für das in Kapitel 3 untersuchte Beispiel eine ähnliche Darstellung mit der Tragwerkszuverlässigkeit als Bewertungskriterium verwendet.

Mit Hilfe des Lebensdauermanagements, welches das messtechnische Monitoring der Einwirkungen einschließt, kann die Tragwerkszuverlässigkeit während der betrieblichen Nutzungsdauer zuverlässig beurteilt werden. Die Autoren führen das kontinuierliche Lebensdauermanagement seit über 20 Jahren für große Naturzugkühltürme durch. Die Belastungssituationen, beispielsweise resultierend aus Wind- und Temperaturlasten aber auch aus dem chemischen Angriff des eingeleiteten Abgases, werden auf Basis der VGB-Richtlinie 610 (s. bspw. [9], [10], [11] und [13]) ermittelt. Aufgrund der immensen Abmessungen neuerer Kühlturmschalen entschied man sich zuletzt auf aufwändige Beschichtungssysteme zu verzichten und stattdessen einen „neuartigen“, hochdichten Beton zu entwickeln und zu verwenden, der einen erhöhten Widerstand gegen Säureangriff aufweist. Um den Unsicherheiten hinsichtlich der Belastungssituation sowie dem neuartigen Werkstoff Rechnung zu tragen, für den anfangs noch keine Erfahrungswerte vorlagen, wurden Monitoring-Konzepte bereits im Zuge der Planung erstellt und kontinuierlich umgesetzt. Erkenntnisse aus dem Lebensdauermanagement von Kühltürmen finden sich u.a. in [2], [5] und [7].

Erfahrungen aus diesen und anderen Lebensdauermanagement-Projekten sind in die VGB-Richtlinie VGB-R 613 [12] eingeflossen und geben seit nahezu 10 Jahren eine gute Basis für Lebensdauermanagement von Stahlbeton-Kühltürmen.

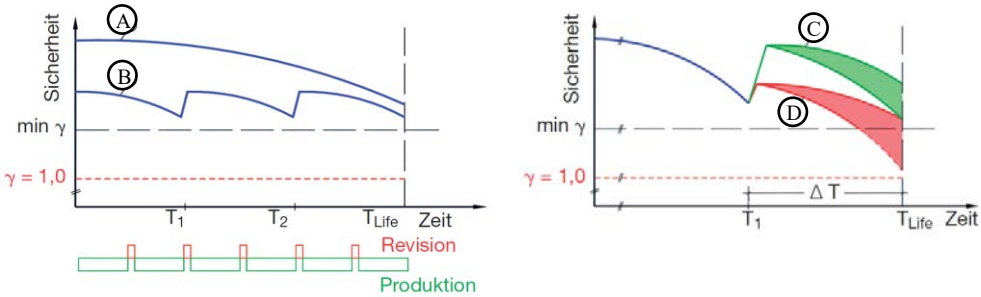


Abbildung 1: Zeitliche Entwicklung der Sicherheit und Prinzip des Lebensdauermanagements (links) Prinzipdarstellung möglicher Instandsetzungsvarianten (rechts) (aus [3] entnommen)

1.2 Richtlinie VGB-R 613

Ein Konzept für das Lebensdauermanagement von Naturzugkühltürmen wird in der VGB-Richtlinie R 613 „Leitfaden für das Lebensdauermanagement von Stahlbeton-Kühltürmen in Kraftwerken“ beschrieben. Die Richtlinie orientiert sich an den Zielsetzungen und inhaltlichen Anforderungsbeschreibungen der VDI Richtlinie 6200 und präzisiert diese für die kühlturmspezifischen Gegebenheiten. Primäres Ziel des Lebensdauermanagements ist es mögliche Alterungsmechanismen zu erfassen und deren schädlichen Auswirkungen gezielt und wirksam vorzubeugen (vgl. [12]).

Die VGB-Richtlinie R 613 beschreibt verschiedenen Formen der Alterung – konzeptionelle Alterung, technologische Alterung und Alterung von Baumaterialien – denen durch ein Lebensdauermanagement begegnet wird. Einen Teil des Lebensdauermanagements nimmt die Instandhaltung ein, zu der Bauherr / Betreiber gemäß der Landesbauordnungen der

Bundesländer verpflichtet sind. Die Instandhaltung umfasst die Bestandteile Wartung, Inspektion, Instandsetzung und Ertüchtigung. Durchgeführte Instandhaltungsmaßnahmen sind in einem (digitalen) Kühlturmbuch zu dokumentieren. Im Abschnitt Inspektion wird neben der Definition von Inspektionsarten und Empfehlungen für Inspektionsintervalle das messtechnische Monitoring dargestellt. Ausgewählte Parameter können messtechnisch überwacht werden um schädigende Ereignisse am Kühlturm frühzeitig zu erkennen. Bei den überwachten Parametern handelt es sich üblicherweise um Setzungsdifferenzen, Wind, Temperaturen, Kondensat, Materialeigenschaften sowie den Betonabtrag auf der Innenseite der Schale. Die im Laufe der Kühlturmlebensdauer gewonnenen Daten und Erkenntnisse sind auch für die letzte Station im Lebenszyklus des Bauwerks – den Rückbau – wertvoll, wo sie in die Rückbauplanung oder die Standsicherheitsnachweise von Rückbauzuständen (s. [1]) einfließen können.

1.3 Lebensdauermanagement als Input für Zuverlässigkeitsanalysen

Mit Bezug auf die Tragwerkszuverlässigkeit kann das Lebensdauermanagement als ein Instrument genutzt werden, mit dem ein Zuverlässigkeitsniveau überwacht werden kann, welches durch die Normung vorgegeben ist. Praktisch wird dies umgesetzt, indem der Bauwerkszustand kontinuierlich überwacht und mit dem Auslegungszustand abgeglichen wird. Eine zahlenmäßige Bestimmung der Tragwerkszuverlässigkeit ist nicht üblich, kann jedoch mit Hilfe probabilistischer Verfahren – wie nachfolgend beispielhaft gezeigt – erfolgen. Dafür benötigte statistische Parameter und Verteilungen können aus dem messtechnischen Monitoring des durchgeführten Lebensdauermanagements gewonnen bzw. abgeleitet werden. Mit Hilfe der Daten aus einem kontinuierlich durchgeführten Lebensdauermanagement können die standortspezifischen Einwirkungs- und Widerstandsseiten sowie deren Entwicklung treffend beschrieben werden, was eine realitätsnahe Ermittlung der vorliegenden Tragwerkszuverlässigkeit zu verschiedenen Zeitpunkten ermöglicht. Auf Basis der Auswertung der Tragwerkszuverlässigkeit über die zurückliegende Lebensdauer des Bauwerks sind auch Prognosen der zukünftigen Zuverlässigkeitsentwicklung möglich, wie beispielhaft in Abb. 2 für die Entwicklung der Differenzsetzungen von Kühlturmstützen dargestellt ist. Aus gemessenen Setzungswerten nach 10 und 20 Jahren lässt sich eine zuverlässige Abschätzung für einen 40-Jahreswert vornehmen, die zukünftig entsprechend überwacht werden kann.

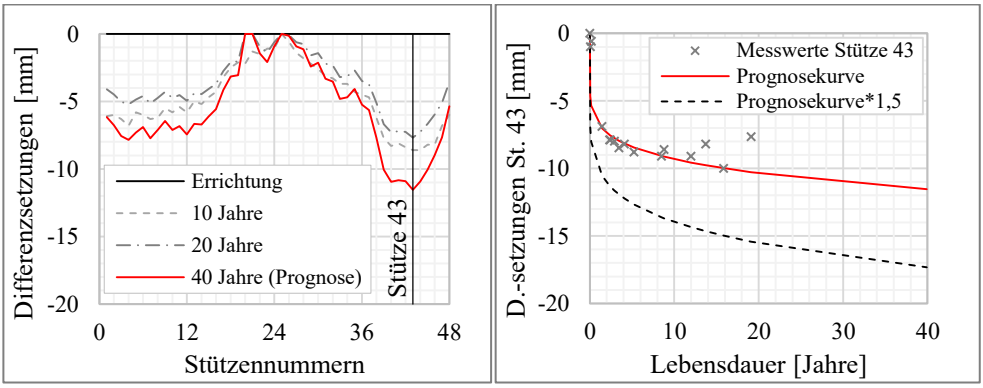


Abbildung 2: Entwicklung und Prognose der Differenzsetzungen von Kühlturmstützen

2 Bestimmung der Tragwerkszuverlässigkeit auf Basis numerischer Simulationen

Die Auslegung und Bemessung von Naturzugkühltürmen aus Stahlbeton erfolgt in der Regel mit Hilfe von linear-elastischen Nachweismethoden unter Berücksichtigung normativ vorgegebener Teilsicherheitsbeiwerte (aktuell nach [13]). Die Auslegung ist relativ einfach und üblicherweise konservativ, so dass davon ausgegangen werden kann, dass eine ausreichende Tragwerkszuverlässigkeit – die zahlenmäßig nicht bestimmt wird – eingehalten ist. Für die Nachrechnung von bestehenden Kühltürmen eignen sich nichtlineare Nachweisverfahren (vgl. [1], [7] und [8]), mit denen das tatsächliche Tragwerksverhalten deutlich wirklichkeitsnäher erfasst werden kann. Dabei wird der Standsicherheitsnachweis nicht mehr auf Querschnittsebene in jedem Punkt des Tragwerks, sondern auf globaler Systemebene geführt. Dies erlaubt die Berücksichtigung von Umlagerungsmöglichkeiten im Tragwerk was mit lokalen Spannungsüberschreitungen einhergehen kann. In der Regel wird das im Eurocode 2 und der VGB Richtlinie „BTR – Bautechnik bei Kühltürmen“ (vgl. [10], [11], [13]) enthaltende γ_R-Verfahren für den Nachweis der Standsicherheit eingesetzt. Dabei wird die Traglast des Systems ermittelt und mit einem vorgeschriebenen Lastniveau abgeglichen, bei dessen Erreichen oder Überschreiten der Standsicherheitsnachweis erfolgreich ist und somit eine ausreichende Tragwerkszuverlässigkeit vorliegt, die jedoch auch bei dieser Vorgehensweise nicht zahlenmäßig bestimmt wird. Als weitere Nachweisverfahren seien PSF-Methode und ECOV-Methode genannt. Erläuterungen und Vergleiche dieser Verfahren sind in [1] für das Beispiel eines geschwächten Kühlturms enthalten.

Für eine direkte, zahlenmäßige Bestimmung der vorliegenden Tragwerkszuverlässigkeit, die beispielsweise über den Zuverlässigkeitsindex β oder die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ausgedrückt werden kann, sind probabilistische Verfahren zu verwenden. Der auf der Grenzzustandsfunktion (Antwortfläche) befindliche Bemessungspunkt weist den kürzesten Abstand zum Mittelpunkt im Raum der normalisierten Variablen auf. Der Abstand kann als ein Vielfaches der Streuung über den Zuverlässigkeitsindex β ausgedrückt werden. Über den Bezug zur standardisierten Normalverteilung kann die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit P_f ermittelt werden – und umgekehrt. Grenzwerte für die einzuhaltende, operative Versagenswahrscheinlichkeit waren bereits in der BTR-Richtlinie (z.B. Ausgabe 1997, s. [9]) enthalten. Diese wurden in der Folge durch die Angaben bezüglich des Zuverlässigkeitsindexes β in DIN 1055-100 und später in Eurocode 0 abgelöst.

Nachfolgend wird für unterschiedliche Zeitpunkte jeweils eine Grenzzustandsfunktion (Antwortfläche) für die variablen Eingangsparameter f_c und f_y, mit Hilfe einer Vielzahl an geometrisch und materiell nichtlinearen Traglastanalysen, ermittelt. Dabei wird eine realitätsnahe Abbildung der Einwirkungs- und Widerstandsseite auf Basis der vorliegenden Erkenntnisse und statistischen Daten, abgeleitet aus der Errichtung und dem messtechnischen Monitoring, berücksichtigt. Für die Bestimmung des Zuverlässigkeitsindexes β werden die Variablen f_c, f_y und v_m (Windgeschwindigkeit) verwendet. Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung einer begrenzten Reststandzeit des Bauwerks werden nicht in Ansatz gebracht.

3 Beispielhafte Untersuchung der Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit über die Lebensdauer

3.1 Bestandskühlturm

Für einen großen Bestandskühlturm, der ein Bauwerksalter von ca. 20 Jahren aufweist wird nachfolgend beispielhaft die Tragwerkszuverlässigkeit der Kühlturmschale für verschiedene Zeitpunkte in der Bauwerkslebensdauer (Errichtung, nach 10 Jahren, aktuell nach 20 Jahren), unter Berücksichtigung der zu diesen Zeitpunkten jeweils gültigen Normen und Richtlinien untersucht. Zudem wird eine Prognose der Tragwerkszuverlässigkeit für den Zeitpunkt 40 Jahre nach Errichtung auf Grundlage des aktuell gültigen Regelwerks erstellt. Die Standsicherheitsnachweise wurden seinerzeit auf Basis der BTR-Richtlinie (Ausgabe 1997, s. [9]) sowie der damals gültigen DIN 1045 durch eine Stahlbetonbemessung – mit Hilfe linear-elastisch ermittelter Schnittgrößen – und separate Beulsicherheitsnachweise erbracht. Für den Bestandskühlturm liegen umfangreiche Daten aus der Errichtung und Monitoringdaten über die bisherige Bauwerkslebensdauer vor, die in einem digitalen Kühlturmbuch gemäß [12] dokumentiert sind und bei der nachfolgenden Ermittlung der Tragwerkszuverlässigkeit der Kühlturmschale berücksichtigt werden.

Die Kühlturmschale ist am oberen Rand mit einem U-förmigen Randglied, und am unteren Rand durch eine Zunahme der Schalendicke ausgesteift. Zur Abgasableitung sind zwei Öffnungen, durch die die Abgasrohre ins Innere des Kühlturms geführt werden, im unteren Schalendrittel angeordnet. Der direkt angrenzende Schalenbereich ist zur Kompensation der Schwächung mit einer höheren Schalendicke ausgeführt. Die Schalendicke nimmt vom unteren Schalenrand von ca. 110 cm bis auf minimal 22 cm oberhalb der Taille ab. Die Schale ist auf 48 Meridionalstützen aufgelagert, die am unteren Ende in ein flach gegründetes Ringfundament einbinden.

3.2 Modellierung

Für die Untersuchungen werden Finite-Elemente-Modelle und die Software SOFiSTiK verwendet. Die Kühlturmschale aus Stahlbeton wird mit geschichteten Schalenelementen (verschmiertes Rissmodell) modelliert und die beiden Öffnungen für die Abgasrohre als diskrete Lücken im Netz diskretisiert. Zur Abbildung der Meridionalstützen werden Balkenelemente verwendet, die am unteren Ende jeweils elastisch gebettet werden. Das Ringfundament wird nicht explizit abgebildet, dessen Massen jedoch im Modell berücksichtigt. Die (nichtlinearen) Federkennlinien der vertikalen Bettung der Meridionalstützen werden so eingestellt, dass sich die vorliegenden Setzungszustände (s. Abb. 2) infolge des Lastfalls Eigengewicht einstellen und keine Kräfte bei abhebenden Lasten aufgenommen werden. Es werden geometrisch und materiell nichtlineare Traglastanalysen unter Variation der Materialparameter f_c (Betondruckfestigkeit) und f_y (Streckgrenze Bewehrungsstahl) durchgeführt, bei denen die Belastung bis zum rechnerischen Versagen des Tragwerks gesteigert wird. Weitere Hinweise zur Modellierung von Bestandskühltürmen sowie zu geometrisch und materiell nichtlinearen Traglastanalysen sind beispielsweise in [1], [7] und [8] enthalten.

3.3 Einwirkungs- und Widerstandsseite

Nachfolgend werden Belastungssituationen zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Bauwerkslebensdauer untersucht, die sich aus den Lastfällen Eigengewicht, Baugrundsetzung und Wind zusammensetzen. Während die Lastfälle Eigengewicht und Baugrundsetzung sehr genau bekannt sind und nur geringfügige Streuungen aufweisen, ist die Windlast in dieser Lastfallkombination eindeutig mit den größten Streuungen behaftet. Auf der sicheren Seite liegend werden daher für die Belastungen aus Eigengewicht und Baugrundsetzung die jeweils für das Kühlturmsystem ungünstig wirkenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_B angesetzt. In Gl. (1) ist die untersuchte Einwirkungskombination dargestellt:

$$E = (\gamma_G = 1{,}00) \cdot G + (\gamma_B = 1{,}50) \cdot B + \lambda \cdot W \leq R \tag{1}$$

In der Traglastanalyse wird in einem ersten Schritt das Eigengewicht aufgebracht. Durch die angepassten, variablen Steifigkeiten der Bettungsfedern stellt sich die zugehörige Baugrundsetzung (vgl. Abb. 2) unter Eigengewichtsbelastung ein. Im Anschluss daran wird die Windlast sukzessive, um den Traglastfaktor λ erhöht, der beim rechnerischen Versagen den Wert λ_{max} erreicht. Da die Einzellastfälle nicht rotationssymmetrisch sind, ist eine Reihe von Tastrechnungen erforderlich, um die maßgebende Windrichtung zu identifizieren. Den nachfolgend dargestellten Berechnungsergebnissen liegt jeweils diese Windrichtung zugrunde. Für die Windlast werden die Lastansätze aus den jeweils gültigen BTR-Richtlinien [9], [10] und [13], in Abhängigkeit der standortspezifischen Gegebenheiten verwendet. Die mittlere Windgeschwindigkeit, die zugehörigen (Teil-) Sicherheitsbeiwerte und die zugeordneten Verteilungstypen sowie deren Eingangsparameter, die in Anlehnung an [6] angesetzt werden, sind in Tab. 1 dargestellt. Damit ist eine konzeptionelle Alterung in den Parametern bereits berücksichtigt.

Auf der Widerstandsseite können die Materialparameter Betondruckfestigkeit f_c sowie die Streckgrenze des Bewehrungsstahls f_y als die wesentlichen Einflussgrößen angesehen werden. Diese werden für die Traglastanalysen zu den vorab beschriebenen Zeitpunkten systematisch variiert. Zur Vereinfachung werden alle weiteren Materialparameter in Abhängigkeit von f_c und f_y ausgedrückt, oder als konstant angenommen. Als Ergebnis ergibt sich für jeden untersuchten Zeitpunkt aus den ermittelten Traglasten eine Antwortfläche (vgl. Abb. 4). Die verwendeten Verteilungen und Parameter der Betondruckfestigkeit f_c, bei denen die Erkenntnisse aus der Errichtung und dem Bauwerksmonitoring berücksichtigt werden, sind nachfolgend in Tab. 2 dargestellt. Für die Streckgrenze f_y des Bewehrungsstahls wird für alle Zeitpunkte der gleiche Ansatz verwendet (Log-Normalverteilung, μ = 550 N/mm^2, V = 0,056).

	Errichtung	10 Jahre	20 Jahre	40 Jahre Prognose
Richtlinie	BTR 1997 [9]	BTR 2005 [10]	BTR 2018 [13]	BTR 2018 [13]
$v_{m,k}$ (10 m)	25,3 m/s	25,0 m/s	25,0 m/s	25,0 m/s
γ_w	1,75	1,60	1,50	1,50
Verteilung	GUM-Typ I	GUM-Typ I	GUM-Typ III	GUM-Typ III
μ	19,3 m/s	19,1 m/s	19,65 m/s	19,65 m/s
$V = \sigma / \mu$	0,12	0,12	0,125	0,125
τ	-	-	0,05	0,05

Tabelle 1: Parameter Windlast der betrachteten Zeitpunkte

	Errichtung	10 Jahre	20 Jahre	40 Jahre Prognose
Verteilung	Log-Normal	Log-Normal	Log-Normal	Log-Normal
μ	66,3 N/mm^2	73,0 N/mm^2	73,0 N/mm^2	73,0 N/mm^2
V	0,062	0,100	0,100	0,100

Tabelle 2: Parameter Betondruckfestigkeit der betrachteten Zeitpunkte

3.4 Ergebnisse

Die Last-Verformungskurve für das Modell Errichtung (Materialmittelwerte) samt 15-fach überhöht dargestellter Verformungsfigur, ist in Abb. 3 (links) als schwarze Kurve für eine materiell und geometrisch nichtlineare Traglastanalyse dargestellt. Es wird ein maximaler Traglastfaktor λ_{max} von 1,75 für die Windlast erreicht, der dem in der BTR 1997 [9] angegebenen Sicherheitsbeiwert entspricht. Somit ergibt sich für den Zustand Errichtung keine höhere, aufnehmbare Windlast als mit der ursprünglichen Bemessung mit linear-elastisch ermittelten Schnittgrößen. Dies wird darauf zurückgeführt, dass Umlagerungseffekte, die sich in der Regel positiv auf die aufnehmbare Traglast auswirken (vgl. graue Kurve in Abb. 3), durch die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität relativiert bzw. überlagert werden. Dieser Effekt wurde bereits bei Untersuchungen zu anderen Kühltürmen in [7] und [8] festgestellt und ist auch hier in allen durchgeführten Traglastanalysen erkennbar.

Der rechnerische Versagensmodus kann als ein großflächiges Beulen der Kühlturmschale beschrieben werden (vgl. Abb. 3), der sich einhergehend mit einem signifikanten Steifigkeitsabfall infolge intensiver Rissbildung (Zustand II) einstellt. Die Variation der Materialparameter im Bereich der Mittelwerte wirkt sich zu allen untersuchten Zeitpunkten nur unwesentlich auf die maximalen Traglastfaktoren aus, wie in Abb. 4 zu erkennen ist. Erst bei deutlich reduzierten Materialparametern sind nennenswerte Auswirkungen auf die berechneten Traglasten ersichtlich. Somit liegt eine sehr geringe Variation der maximalen Traglastfaktoren auf der Widerstandsseite vor, was dazu führt, dass die Lage des Bemessungspunktes sehr dicht an den Materialmittelwerten liegt. Die Variation der Einwirkungsseite, in diesem Fall der Windlast, ist deutlich größer und maßgebend.

Der Zuverlässigkeitsindex nimmt von 3,51 im Laufe der Lebensdauer von 20 Jahren auf einen Wert von 4,04 zu und bleibt für die Prognose (40 Jahre) beinahe unverändert (vgl. Abb. 3 rechts). Dies ist im Wesentlichen den in [6] beschriebenen (neuen) Erkenntnissen bezüglich der Windlast geschuldet und ein Beispiel für konzeptionelle Alterung. Zudem zeigen die Analysen, dass das Bauwerk gegenüber Änderungen in den Materialparametern f_c und f_y sehr robust reagiert und die berücksichtigten Setzungszustände keinen nennenswerten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Der Grenzwert der Tragwerkszuverlässigkeit von 3,8 (RC2, Bezugszeitraum 50 Jahre) gemäß des aktuellen Eurocode 0 ist eingehalten. Insgesamt muss jedoch angemerkt werden, dass das durchgeführte Lebensdauermanagement sowie die vorausschauende, ausführliche Planung des Bauwerks in diesem Fall zu einem außerordentlich guten Ergebnis geführt haben, da sich im Laufe der bisherigen Lebensdauer von 20 Jahren keine Abnahme der Tragwerkszuverlässigkeit andeutet.

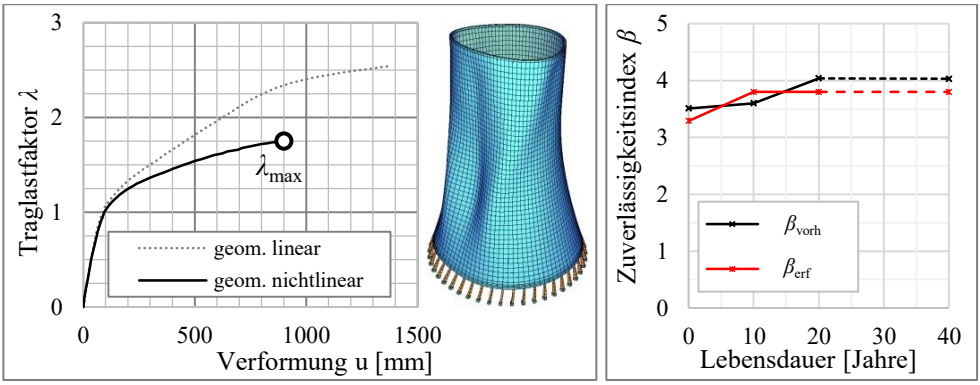


Abbildung 3: Last-Verformungskurven (links) und Entwicklung Zuverlässigkeitsindex β (rechts)

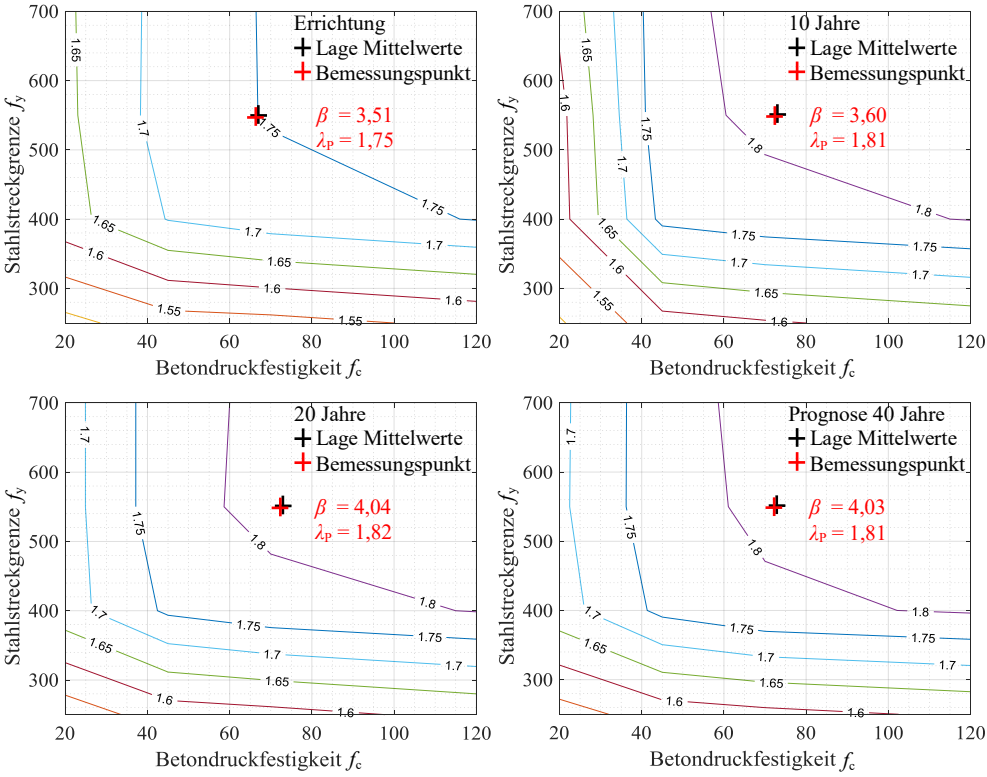


Abbildung 4: Antwortflächendarstellung der Traglastfaktoren λ_{max} zu unterschiedlichen Zeitpunkten

4 Fazit

Primäres Ziel des Lebensdauermanagements ist es mögliche Alterungsmechanismen zu erfassen und deren schädliche Auswirkungen gezielt und wirksam vorzubeugen (s. [12]). Für die Umsetzung eines Lebensdauermanagements gibt die Richtlinie VGB R 613 [12] für Stahlbeton-Kühltürme einen entsprechenden Rahmen vor. Die Bewertung der Standsicherheit über die Lebensdauer erfolgt üblicherweise durch einen Abgleich mit dem ursprünglichen Auslegungszustand. Im vorliegenden Beitrag wurde eine alternative Möglichkeit vorgestellt, bei der die Tragwerkszuverlässigkeit als Bewertungskriterium verwendet wird, wodurch eine zahlenmäßige Interpretation von Alterungszuständen ermöglicht wird.

Aus dem Lebensdauermanagement gewonnene Daten bieten eine hervorragende Grundlage um die Tragwerkszuverlässigkeit (von Bestandsbauwerken) möglichst realitätsnah erfassen zu können. Die ermittelten Zuverlässigkeiten sind direkt mit einem normativ vorgegebenen Zuverlässigkeitsniveau, ausgedrückt über den Zuverlässigkeitsindex β, abgleichbar. Regelmäßige Updates der Tragwerkszuverlässigkeit im Laufe der Bauwerkslebensdauer schaffen eine Wissensgrundlage, auf deren Basis Prognosen für die zukünftige Entwicklung der Tragwerkszuverlässigkeit möglich sind, so dass ein Bedarf für Instandsetzungsmaßnahmen frühzeitig erkannt und diese hinsichtlich eines möglichst wirtschaftlichen und ausreichend robusten Ergebnisses optimiert werden können. Dies ist insbesondere für den zuverlässigen Kühlturm- und Kraftwerksbetrieb, in dem Instandsetzungsmaßnahmen in der Regel nur während fest vorgegebener Revisionszeiten ausgeführt werden können, ein nicht zu unterschätzender Mehrwert.

Trotz der offensichtlichen Vorteile und Möglichkeiten, die probabilistische Methoden in Kombination mit nichtlinearen Traglastanalysen bieten, spielen diese in der Baupraxis aufgrund ihrer Komplexität sowie des hohen Berechnungs- und Zeitaufwands eine eher untergeordnete Rolle. Durch steigende Rechenleistungen und Automatisierungsmöglichkeiten dürften diese Methoden zukünftig jedoch besser handhabbar werden. Besondere Sorgfalt bei der Nutzung komplexer Verfahren walten zu lassen sowie Berechnungsergebnisse anhand geeigneter Plausibilitätsprüfungen zu verifizieren wird dabei auch in Zukunft entscheidende Bedeutung zukommen.

Literatur

[1] FICKLER, N; DEMMER, M.; LEHNEN, D.
On the Structural Stability of Cooling Towers During Deconstruction.
In: Harte, R.; Hoffmeister H.; Jun, D. (Hrsg.): ICCT 2019 International Conference on Industrial Construction & Cooling Towers, Edinburgh, Schottland, 2019

[2] KÖPPER, H.-D.; BLÖMEKE, P; MEYER, J.; BUSCH, D.
Design and realisation of cooling tower monitoring.
In: Mungan, I.; Wittek U. (Hrsg.): 5th International Symposium on Natural Draught Cooling Towers, Istanbul, Türkei, 2004

[3] LEHNEN, D.; KLÖKER, T; MEYER, J.; HOLDT, P.
Erfahrungen mit Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen an Stahlbeton-Konstruktionen. VGB PowerTech, 6 (2008), S. 43-47

[4] LEHNEN, D.; MEYER, J.; HÖHLER, S.; PFISTER, T.
Kühltürme – Schalentragwerke im Dienst der Energieerzeugung. Bauingenieur VDI-Bautechnik Jahresausgabe 2011/2012, S. 69-76

[5] MEYER, J.; PFISTER, T.
Monitoring and Life Cycle Management of Cooling Towers. In: IABSE-IASS 2011 Symposium "Taller, Longer, Lighter" Report, London, England, 2011

[6] NIEMANN, H.-J.; HARTE, R; MEYER, J.; WÖRMANN, R.
Recent amendments to the VGB Guideline on the design and construction of cooling towers in power plants. VGB PowerTech, 9 (2011), S. 94-103

[7] PFISTER, T.; RABE, A.; FICKLER, N; MEYER, J.
Life Cycle Management of Cooling Towers: Monitoring, Documentation, Simulation. In: Harte, R.; Meiswinkel R. (Hrsg.): ISCT 2012 6th International Symposium on Cooling Towers, Köln, 2012

[8] PFISTER, T.; FICKLER, N; MEYER, J.
Considerations on the recalculation of existing cooling towers.
In: Obrebski, J. P.; Tarczewski, R. (Hrsg.): 2013 IASS Annual Symposium: Beyond the Limits of Man, Krakau, Polen, 2013

[9] VGB-Richtlinie „BTR – Bautechnik bei Kühltürmen“ VGB-R 610 U, Ausgabe 1997, VGB Technische Vereinigung der Grosskraftwerksbetreiber e.V., Essen, 1997

[10] VGB-Richtlinie „BTR – Bautechnik bei Kühltürmen“ VGB-R 610 U, Ausgabe 2005, VGB PowerTech e.V., Essen, 2005

[11] VGB-Richtlinie „BTR – Bautechnik bei Kühltürmen“ VGB-R 610 U, Ausgabe 2010, VGB PowerTech e.V., Essen, 2010

[12] VGB-Richtlinie „Leitfaden für das Lebensdauermanagement von Stahlbeton-Kühltürmen in Kraftwerken“ VGB-R 613, Ausgabe 2010, VGB PowerTech e.V., Essen, 2010

[13] VGB-Standard „BTR – Bautechnik bei Kühltürmen“ VGB-S-610-00-2018-12-DE, Ausgabe 2018, VGB PowerTech e.V., Essen, 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Normierung der Output-Only-Methode zur Identifikation mechanischer Systeme

Armin Lenzen

Institut für Statik, Strukturdynamik, Systemidentifikation und Simulation (I4S), HTWK-Leipzig

Zusammenfassung: Subspace-Methoden der numerischen Mathematik kommen vorteilhaft bei Monitoring-Aufgaben bzw. der Systemidentifikation von mechanischen Strukturen zum Einsatz. Der Nutzen und der Einsatz dieser Methodik sind sowohl in der deterministischen, aber auch in der stochastischen Modellbildung mehrfach in Praxis und Forschung nachgewiesen und erprobt. Output-Only-Methoden werden insbesondere bei der stochastischen Identifikation mechanischer Systeme unter ambienter Erregung -Wind, Fahrzeugverkehr usw.- eingesetzt. Mehrfachkorrelierte Zustandsraum-Modelle bilden dann die Grundlage zur mathematischen Formulierung. Bei diesem Vorgehen kann die Modellbildung zunächst nur unvollständig erfolgen, da die System-Eingänge unbekannt sind. Mit diesem Beitrag werden zwei neue numerische Methoden vorgestellt und im Laborexperiment verifiziert, die eine Normierung des systemtheoretischen Modells ermöglichen, um mehrfachkorrelierte, mehrdimensionale, mechanisch interpretierbare Parameter zu schätzen.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Der digitale Wandel bewirkt tiefgreifende Veränderungen in allen gesellschaftlichen Bereichen. Ebenso werden alle Bereiche der Industrie, aber auch alle Infrastrukturen einem Wandel durch die Möglichkeiten des digitalen Zeitalters unterworfen. Exemplarisch zu nennen sind hier insbesondere: „Industrie 4.0“ -die umfassende Digitalisierung der industriellen Produktion-, „Smart Cities“ -die vernetzte Stadt der Zukunft- und „Building Information Modeling“ (BIM) -die optimierte Planung, Ausführung und Bewirtschaftung von Anlagen, Bauwerken und Infrastrukturen-.

Im Lebensdauerzyklus von exponierten technischen Konstruktionen des Ingenieurwesens wird die Zustandsanalyse vorgeschrieben, um Funktion und Sicherheit im Betriebszustand zu realisieren. Die „BIM-Methoden“ sind z.Z. auf die Phasen Planung und Ausführung fokussiert. Der eigentliche Nutzen der Digitalisierung wird in der Nutzungsphase zu erwarten sein. Damit ist die Frage verbunden, wie die Digitalisierung in dieser dritten Phase erfolgen kann, um insbesondere eine nachhaltige und ressourcenschonende Zustandsanalyse in den „BIM-Prozess“ einzubinden. Hier können sehr vorteilhaft Systemidentifikationsmethoden zum Einsatz kommen.

In der Nutzungsphase an realen mechanischen Strukturen ist es möglich, durch moderne Sensorik bzw. digitale Messtechnik umfassende Daten über den Zustand eines Bauwerkes zu erfassen. Um Nutzen aus dem Daten- und Informationsfluss zu erhalten, sind intelligente Systeme und Methoden zur Analyse zwingend erforderlich; vorteilhaft kann hierbei zusätzlich eine zu definierende Echtzeitfähigkeit sein. Klassische Analysemethoden arbeiten überwiegend offline, die Daten werden zunächst gespeichert und dann einem Analyseschritt zugeführt. Diese Vorgehensweise ist im Rahmen der Digitalisierung in der Nutzungsphase, bedingt durch den Datenfluss, nicht zielorientiert. Erforderlich ist eine prozessorientierte und echtzeitorientierte online Analyse der Daten, mit dem Ziel der Reduktion auf relevante und signifikante Informationen.

1.2 Modellbildung in der Nutzungsphase technischer Konstruktionen

Dem systemtheoretischen Ansatz folgend, kann die Modellbildung in drei Hauptgruppen unterschieden werden: White-Box-Modell, Black-Box-Modell und Grey-Box-Modell. Das Grey-Box-Modell ist eine Kombination beider zuvor genannter Methoden und wird hier nicht näher behandelt. White-Box-Modelle werden a priori auf Basis physikalisch-analytischer Gesetzmäßigkeiten erstellt. Hier werden Gleichgewichtsbeziehungen, geometrisch-kinematische Kompatibilitäten, Materialgesetze, etc. genutzt, um mathe-matische Modelle zu erstellen, welche ein Systemverhalten charakterisieren. Die so gefundenen fundamentalen Grundgleichungen können oftmals nur für Spezialprobleme analytisch gelöst werden und werden deshalb als Näherungslösungen mit diskreten Elementen für den Digitalrechner aufbereitet (z.B. ‚Finite Element Method‘, ‚Boundary Element Method‘). Sehr vorteilhaft ist, dass diese Methoden direkt einer physikalischen Interpretation zugänglich sind. Ein Nachteil ist, dass der Aufbau dieser Modelle für komplexe Probleme einen sehr großen numerischen Aufwand bedeuten kann, sollen beispielsweise Einflüsse von Umgebungs- und Betriebsbedingungen, Nichtlinearitäten, veränderliche Betriebszustände, etc. eingearbeitet und über die Lebensdauer aktualisiert werden.

In der Strukturdynamik werden deshalb FE-Modelle als White-Box-Modelle mit einem Model-Updating-Prozess an die gemessenen Kenngrößen -vorwiegend experimentelle Modaldaten- angepasst. Der Updating-Prozess kann demnach als eine Optimierung angesehen werden. Hierbei besteht die Schwierigkeit, aus einer im Modell definierten großen Anzahl von Parameter einige wenige sensitive auszuwählen, die entsprechend eines durchgeführten Versuches zielführend sind. Weiterhin besteht ein Problem darin, die Zielfunktion einer Optimierungslösung aus einer Vielzahl von Möglichen auszuwählen und diese im Folgenden physikalisch zu interpretieren. Zudem ist die Modellordnung der erstellten Finite Elemente Modelle i.d.R. sehr groß, wodurch diese nicht für echtzeitfähige online Anwendungen in der Betriebs-Phase geeignet sind.

Im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Modellen stehen Black-Box-Modelle, die zunächst rein mathematisch aus realen Messungen physikalischer Zustandsgrößen eine kausale Übertragung einer Erregung (Input) zu einer Strukturantwort (Output) parametrisieren. Diese Modelle können exemplarisch in folgende Kategorien untergliedert werden: parametrisch - nicht parametrisch, linear - nichtlinear, kontinuierlich - diskret, rekursiv - blockweise, deterministisch - stochastisch, Output-Only - Input-Output, zeitinvariant – zeitvariant.

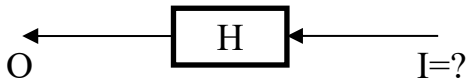


Abbildung 1: Output-Only, Normierung beliebig

Da im Bauwesen, an exponierten mechanischen Strukturen, die vielfältigen realen Eingänge oftmals unbekannt sind, hat sich die Output-Only-Methode, siehe Abb.1, als zielführende stochastische Identifikation an mechanischen Systemen in Forschung und Praxis erwiesen. Zum Einsatz kommen mehrfachkorrelierte Zustandsraum-Modelle als Grundlage der mathematischen Formulierung.

2 Output-Only-Subspace-Methode

2.1 Klassische Methode als unvollständiges Übertragungsmodell

Die Modalanalyse ist eine klassische Vorgehensweise in der Strukturdynamik um experimentelle Analysen an einer mechanischen Struktur im Betriebszustand zu realisieren. Im Rahmen neuer Entwicklungen in der numerischen linearen Algebra werden dazu die Subspace-Methoden auf Basis der prozessorientierten Zustandsraum-Gleichungen aus der Systemtheorie eingesetzt. Als numerisches Werkzeug kommt hierbei die Singulärwert-Zerlegung oder QR-Zerlegung zum Einsatz.

$$x_{k+1} = Ax_k + [I \quad 0]\begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix} = Ax_k + w_k \quad , \quad y_k = Cx_k + [0 \quad I]\begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix} = Cx_k + v_k.$$
$$M(\Pi_x) = E\left\{\begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix}\begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix}^\star\right\} = \begin{bmatrix} Q & S \\ S^\star & R_v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Pi_x - A\Pi_x A^\star & N - A\Pi_x C^\star \\ N^\star - C\Pi_x A^\star & R_y(0) - C\Pi_x C^\star \end{bmatrix}. \quad (1)$$

Die unbekannten Parameter der Prozessgleichung, siehe Gl. (1), werden mit den o.g. Methoden geschätzt. Mathematisch wird dazu in der Zustandsraum-Gleichung ein weißer Rauschprozess am Eingang, ebenso wie ein weißer Mess-Fehlerprozess angenommen, beide sind theoretisch unbekannt. Deshalb ist dieses Modell beliebig skalierbar und nicht normiert und damit ein unvollständiges Übertragungsmodell H. Die Zustandsgrößen, siehe Gl. (1), sind üblicherweise nicht messbar und deshalb ist zunächst eine physikalische bzw. mechanische Interpretation des Black-Box-Modells nicht gegeben. Es ist bedeutsam, dass erst nach einer Überführung der Zustandsraumparameter auf Basis einer Eigenwert-Zerlegung in eine kanonische Form, die mechanischen Parameter wie Frequenzen, Dämpfungen und Schwingungs-Formen zugänglich werden. Dies gilt ganz allgemein für die Stochastic Subspace Identification (SSI), sowohl für die ‚Covariance-based', als auch die ‚Data-driven' SSI und deren vielfachen numerischen Abwandlungen dazu. Es sei nochmals

erwähnt, dass die o.g. mechanischen Parameter häufig Grundlage in Updating-Methoden z.B. bei Finiten Elemente Berechnungen sind.

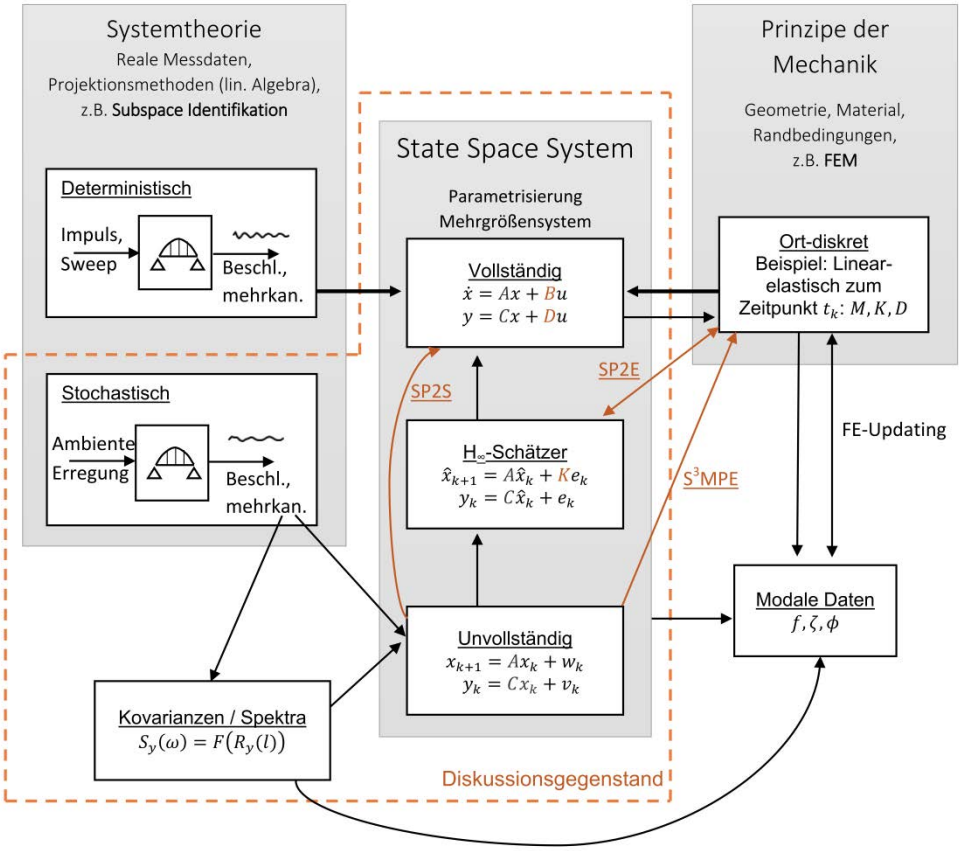


Abbildung 2: Überblick der Methoden bzgl. Normierung

2.2 Normierung der Output-Only-Subspace-Methoden als vollständiges Übertragunsgmodell

Durch die vier Parameter A,B,C,D einer Zustandsraumdarstellung, siehe Abb. 2, wird die vollständige Übertragungsfunktion eines Black-Box-Modells gekennzeichnet. Wenn der Zustandsraum messbar ist, sind die Parameter oftmals mechanisch interpretierbar und die Black-Box kann in ein White-Box-Modell überführt werden. Ein erster wichtiger Schritt dafür, ist die vollständige Parametrisierung und (wenn möglich) physikalische Normierung eines Output-Only-Modells. Da der Eingang aber unbekannt ist, sind Hilfsgrößen erforderlich, die eine Normierung realisierbar machen. Hierfür haben sich zwei beispielhafte Vorgehensweisen als zielführend erwiesen:

1.) Die Methode SP2E -state projection estimation error- als Schätzmethode um Veränderungen an mechanischen Systemen auf Basis einer mittleren Prozessfehlerleistung zu lokalisieren [1,2,3,6]. 2.) Die Methoden SP2S -state projection for system scaling- bzw. S^3MPE -state space structuring based on mechanical parameter estimation- als Schätzmethoden um mehrdimensionale äquivalente mechanische Parameter -Steifigkeit, Masse und Dämpfung- zu schätzen[4,5].

1.) Die erste Methode basiert auf einem Kalman-Filter in Innovationsform, siehe Gl. (2). Wenn ein eindeutiger Innovationsprozess über eine H_2 -Optimierung auf numerischen Weg gefunden werden kann, bildet dieser im Zusammenhang mit der Kalman-Gain eine ausgezeichnete Normierungsmöglichkeit der Output-Only-Methode. Voraussetzung für eine zielführende numerische Lösung auf Basis der Riccati-Gleichung ist die Kenntnis der Kovarianzen der Eingangs- und Messfehler- Rauschprozesse für das o.g. Output-Only-Modell.

$$\hat{x}_{k+1} = A\hat{x}_k + K_p e_k \qquad y_k = C\hat{x} + e_k = \hat{y}_k + e_k. \tag{2}$$

Da diese statistischen Parameter oft unbekannt sind hat sich die H_∞ -Schätzung mit normalisierten Kovarianzen als sehr vorteilhaft erwiesen. Die Methode arbeitet im Krein-Raum und lässt sich über die Formulierung eines suboptimalen Gütekriteriums ebenfalls mit Riccati-Methoden, dann aber numerisch stabil, lösen. Das Ergebnis ist ein vollständiges Zustandsraummodell, bei dem direkt die Lösung der inversen Prozessform Π^{-1} vorliegt.

Auf Basis von zwei als H_∞ -Schätzfiltern normierten inversen Übertragungsmodellen in Referenz- (ohne Systemveränderung) und Analysezustand (mit unbekannter Systemveränderung), hervorgehend aus Strukturantwortmessungen, kann in Parallelschaltung mit einem nachgeschalteten theoretisch beliebigen Eingang, ein Differenzprozess über schiefe Projektionen abgeleitet werden, der als mittlere Differenzprozessfehlerleistung von einem mechanischen Systemen zu interpretieren ist, siehe Abb. 3. Hiermit lassen sich dann Systemfehler eindeutig lokalisieren. Die Methodik basiert auf Prozessgleichungen und ist deshalb sofort einer Analyse in Echtzeit zugänglich.

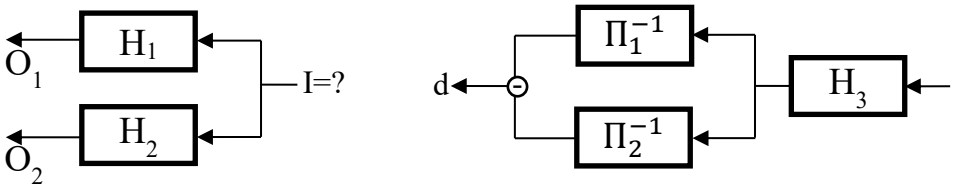


Abbildung 3: Output-Only, indirekte inverse Normierung

2.) Die zweite Methode normiert das Output-Only-Modell mit Hilfe einer bekannten physikalischen Systemstörung, siehe Abb. 4, auf Grundlage von Übertragungsmodellen in Referenz- (ohne Systemveränderung) und Analysezustand (mit bekannter Systemveränderung -z.B. Massenveränderung eines mechanischen Systems-). Die beiden Output-Only-Modelle können in ein theoretisches Input-Output-Modell überführt werden. Grundlage bildet die theoretischen Mechanik und die Systemtheorie, mit der aufgezeigt wird, dass der unbekannte Prozesseingang des Referenzmodells durch den mit der bekannten Störung skalierten Ausgang des Analysemodells ersetzt und normiert werden kann, um ein physikalisch interpretierbares Markov-Parameter Übertragungsmodell zu erhalten. Die

Markov-Parameter lassen sich als mehrdimensionale äquivalente mechanische Parameter - Steifigkeit, Masse und Dämpfung- physikalisch interpretieren. Theoretische Grundlage hierzu sind die Beobachter-Theorie, schiefe Projektionen im Zustandsraum und Zwangsbedingungen formuliert auf Basis von systemtheoretischen Operatorgleichungen. Die numerische Lösung erfolgt mit Hilfe der Kronecker Produktgleichung und der damit verbundenen Vektorisierung über eine Singulärwerte-Zerlegung.

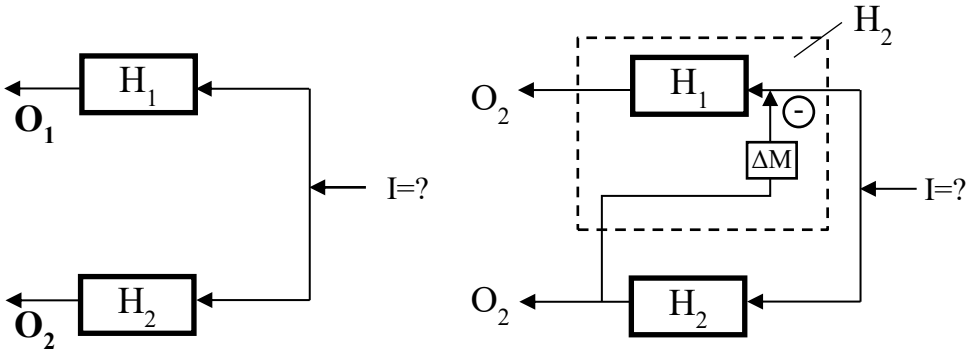


Abbildung 4: Output-Only, Normierung über eine bekannte experimentelle Störgrößenaufschaltung, z.B. applizierte Differenzmasse

3 Experimentelle Untersuchungen

Beispielhaft für die Anwendbarkeit der zwei Methoden zur Normierung der Output-Only-Methode, werden hier Ergebnisse von 1.) als experimentelle Schadenslokalisation SP2E im folgenden Text dargestellt. Weitere umfassende Ergebnisse finden sich in den angegebenen Veröffentlichungen [1-6].

Die aufgezeigte Methodik SP2E wurde einem Test unterzogen. Hierzu werden die Ergebnisse einer realen Laborstruktur diskutiert, siehe Abb. 5. Die Struktur wurde als Kragarm (Länge $2{,}45m$) aus einem Stahlhohlprofil ($80x40x2{,}9mm$) gebaut. Diese Struktur wurde stochastisch angeregt (technisch realisiert mit lautem akustischem Rauschen) und die Strukturantwort wurde mit acht uniaxialen, äquidistant angeordneten ($30cm$) Beschleunigungssensoren aufgezeichnet. Da stochastische Größen genutzt werden, ist für eine zufriedenstellende statistische Grundgesamtheit eine ausreichend lange Messdauer notwendig. Zunächst wurden Massen appliziert, welche lokalisiert werden sollten. Dazu wurden umfangreiche experimentelle Sensitivitätsstudien durchgeführt: Es wurde sukzessive die Masse an den Messpunkten M_1, M_3, M_5 und M_7 erhöht (100g, 200g, 400g, 600g, 1.000g, 1.600g). In der Gesamtheit wurden so *über 100 Messungen* vergleichend ausgewertet. Es zeigte sich, dass 100g (ca. 0,5% der Strukturgesamtmasse) lokalisiert werden konnten. Dazu wird zunächst ein *Threshold-value* definiert ($\bar{P}_{dV} < 10^{-8} m^2/s^4$), beispielsweise über einen Abgleich zweier Messungen des Referenzzustandes. Ein Überschreiten dieses Wertes zeigt eindeutig eine Veränderung an, siehe Abb. 6.

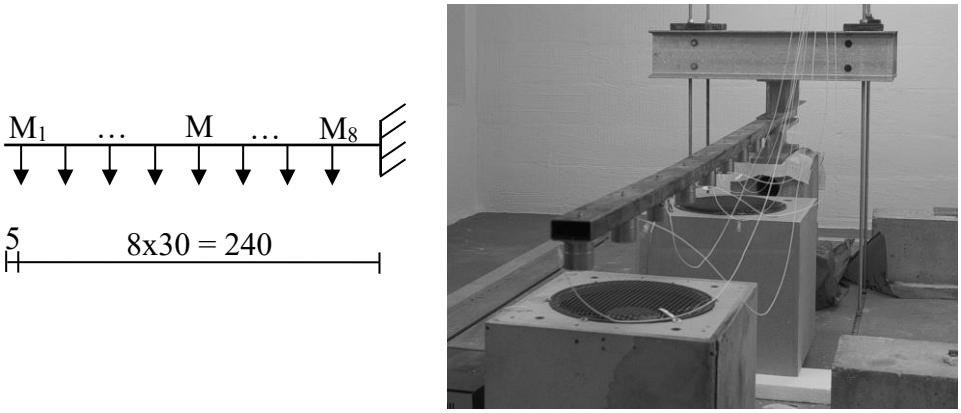


Abbildung 5: Laborstruktur

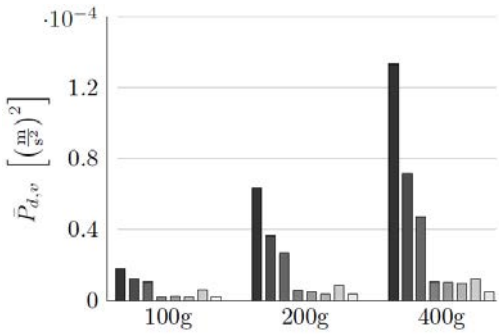


Abbildung 6: Massenveränderung an M1

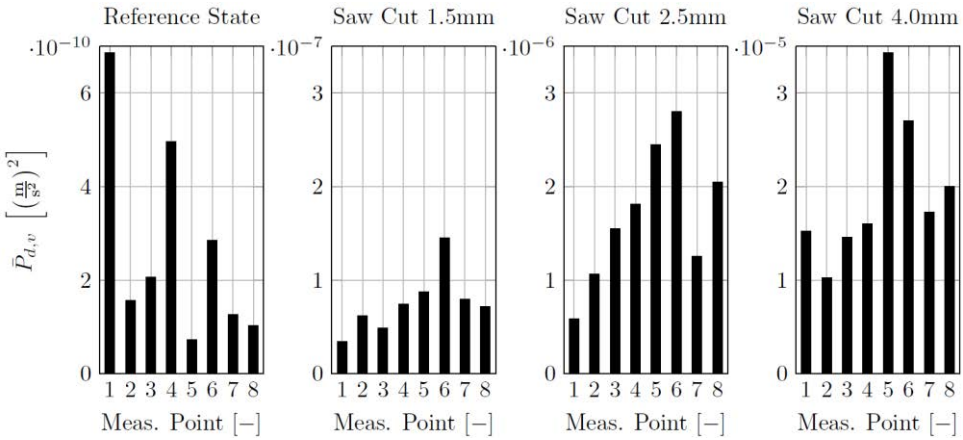


Abbildung 7: Lokalisation Sägeschnitt zw. M5 u. M6

In Anschluss an die reproduzierbaren Masseveränderungen der Struktur wurden sukzessiv vertiefte Sägeschnitte eingebracht. Auch hier wurde zunächst ein *Threshold-value* definiert (linkes Diagramm: $\bar{P}_{dV} < 10^{-9} m^2/s^4$). Ein Vertiefen des Sägeschnittes kann so zweifelsfrei lokalisiert werden, siehe Abb. 7, und dieser führt folgerichtig zu einer Erhöhung des Schadensindikators $\bar{P}_{dV}$ bei M_5 und M_6.

4 Zusammenfassung

Mit diesem Beitrag werden zwei neue Methoden zur Normierung der Ouput-Only-Methode im Rahmen der beschränkten Darstellungsmöglichkeit skizzenhaft vorgestellt. Umfassende Darstellung findet sich in [1- 6]

Der besondere Focus liegt auf der Normierung von mehrfachkorrelierten stochastischen angeregten Black-Box-Modellen der Sytemtheorie, die physikalisch zunächst nicht interpretiert werden können. Nach der aufgezeigten Normierung wird eine struktur-mechanische Interpretation möglich.

Der Autor dank der DFG für die freundliche Unterstützung (Projektnummer 350257805).

Literatur

[1] A. Lenzen, M. Vollmering. On experimental damage localization by SP2E: Application of H^∞ estimation and oblique projections. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 104:648-662, 2018.

[2] M. Vollmering, A. Lenzen. Theory and numerical application of damage localization method state projection estimation error. *Structural Control and Health Monitoring*, 25(10), 2018

[3] A. Lenzen, M. Vollmering. An output-only damage identification method based on H^∞ theory and state projection estimation error (SP2E). *Structural Control and Health Monitoring*, 24(11), 2017

[4] A. Lenzen, M. Vollmering. Mechanical system scaling based on output only identification and known mass perturbations by state projections. *Mechanical Systems and Signal Processing*, *Special Issue in Honor of Professor Lothar Gaul*, in Peer-Review, eingereicht am 19.9.2019

[5] M. Vollmering, A. Lenzen. Mechanical parameter estimation based on identified output only systems and known mass perturbations applying state space structuring. *Structural Control and Health Monitoring*, in Peer-Review, eingereicht am 3.9.2019

[6] M. Vollmering. Damage Localization of Mechanical Structures by Subspace Identification and Krein Space Based H^∞ Estimation. *Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen*, 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Herausforderungen für digitale Zwillinge am Beispiel eines Staudamms in Kirgistan

Yuri Petryna, Waldemar Elsesser

Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

Zusammenfassung: Die Voraussetzung für ein erfolgreiches Zustandsmonitoring von Bauwerken ist die Abstimmung zwischen dem strukturmechanischen Modell und einem geeigneten Messsystem. Das ist dringend erforderlich für die erfolgreiche Interpretation der Messdaten in Hinsicht auf die Ziele der Strukturüberwachung und -vorhersage. Die Einheit aus Modell, Mess- und Auswertungssystem sind Bestandteile eines Digitalen Zwillings des Bauwerks. Dieser Beitrag wird die Herausforderungen für digitale Zwillinge am Beispiel des Kurpsai-Staudamms in Kirgistan erläutern.

1 Einleitung

In vielen technischen Bereichen wurde, zumindest sprachlich, ein Wechsel von reinen Computermodellen zu den sogenannten Digitalen Zwillingen (DZ) eingeleitet, in dem Maschinenbau und der Produktionstechnik mehr [1], im Bauwesen noch deutlich weniger. Der Unterschied zwischen einem Computermodell und einem Digitalen Zwilling besteht hauptsächlich in der Ergänzung des Computermodells durch Messdaten für die Anpassung dieses Modells und seiner Prognosefähigkeit. Je nach Aufgabe werden einzelne Aspekte wie Geometrie, Verhalten, Funktion oder Zustand des Objektes in einem Digitalen Zwilling erfasst. Im Allgemeinen ist DZ ein Abbild des Objektes in digitaler Form, das seinen Zustand und sein Verhalten kontinuierlich und online widergibt und sich durch den permanenten Datenfluss stetig anpasst. Daher stellen das Messen und die Digitalisierung aller Aspekte einen unerlässlichen Bestandteil eines DZ.

Ein Tragwerk wird in der Planungsphase durch seine ausgewählten mechanischen Eigenschaften wie Geometrie, Topologie, Lager und Anschlüsse, Materialeigenschaften, globale und lokale Steifigkeiten und Festigkeiten, Schwingungsformen, Eigenfrequenzen, Dämpfungsgrade usw. charakterisiert. Diese Entwurfseigenschaften werden bereits in der Planungsphase digital erfasst, in Form von CAD-Modellen, digitalen Datensätzen und Berechnungs- und Bemessungsmodellen, beispielsweise im Rahmen der Finite-Elemente-Methode. Infolge der Ausführung entsteht allerdings ein mehr oder weniger anderes Trag-

werk, das sich in der Regel in seinen Eigenschaften von dem Entwurfsmodell unterscheidet. Dieser Zustand des neuen Tragwerks sollte unbedingt als Referenzzustand oder „Null-Zustand“ messtechnisch erfasst werden, um ein validiertes digitales Modell, den Tragwerkszwilling, überhaupt zu erstellen.

Eine derartige Erfassung wird in der Praxis des Bauingenieurwesens lediglich rudimentär oder gar nicht realisiert. Die Zielsetzung der Bestandsaufnahme ist in der Regel eine andere, nämlich die Einhaltung von Normen und der Ausführungsplanung. Die Entwicklung eines umfassenden und validierten Computermodells im Neuzustand stellt deshalb die erste Herausforderung für DZ dar. Sie schließt sowohl eine mehrskalige multifunktionale Modellbildung als auch eine systematische und konsistente messtechnische Erfassung der erforderlichen Eigenschaften mit ein. Dabei sind die Tragwerksgeometrie, Randbedingungen, Werkstoffeigenschaften, Imperfektionen und Herstellungsfehler einerseits und statische wie dynamische Verhaltensmerkmale andererseits durch geeignete Techniken und Sensorsysteme zu erfassen und zu dokumentieren. Dafür sind Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung und des Structural Health Monitoring erforderlich, wie beispielsweise in [2].

Sowohl die Messdaten als auch das Modell enthalten zwangsweise Parameterunsicherheiten und unscharfe Daten, die ebenfalls eine entsprechende Modellbildung und Quantifizierung benötigen. Mit diesem Thema beschäftigt sich das DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1886 „Polymorphe Unschärfemodellierungen für den numerischen Entwurf von Strukturen“. Da nicht alle Eigenschaften direkt messbar sind, soll bereits für den Neuzustand eine Datenfusion zwischen Modell und Messung und eine erste Datenassimilation stattfinden, um die Unschärfe zu minimieren. Die Datenassimilation als Verfahren des Monitorings ist in den Geowissenschaften und der Meteorologie seit langem Standard [3], im Bauwesen leider noch kaum präsent.

Eine Begleitung, Überwachung und Instandhaltung des Tragwerks über seine gesamte Lebensdauer ruft neue Herausforderungen für die Erfassung hervor. Die neuen Schwerpunkte betreffen eher die Erfassung von realen Betriebslasten und Umwelteinwirkungen, von Schäden oder Sonderereignissen, d.h. von aktuellem Zustand und von Systemänderungen. Der Zweck dieser Erfassung ist in der Regel die Prognosefähigkeit des Modells über den Zustand des Tragwerks, seine Steifigkeit und (Rest-)Tragfähigkeit für die Zukunft zu gewährleisten. Die im Referenzzustand verwendeten Sensorik, Messtechnik und Computermodelle müssen auf die neuen Aufgaben adaptiert werden. Die entsprechende Entwicklung bzw. Adaption des digitalen Zwillings während der Lebensdauer stellt die zweite große Herausforderung dar.

Der Aufwand für die Erstellung und Betrieb eines digitalen Zwillings ist immer noch sehr hoch, trotz der rasanten Entwicklung der Computer-, Mess- und Kommunikationstechnik. Selbstverständlich werden DZ nicht für die einzelnen Bauteile, sondern für kritische Bauwerke entwickelt, deren Ausfall einen großen volkswirtschaftlichen Schaden oder ernsthafte Sicherheitsprobleme hervorrufen können, wie beispielsweise bei Anlagen der Sicherheit, Versorgung und Infrastruktur.

In dem vorliegenden Beitrag werden diese Herausforderungen am Beispiel eines Staudammes in Zentralasien erläutert. Es handelt sich dabei nicht um die Herstellung eines digitalen Zwillings direkt, sondern um die Analyse des Bedarfs und der Herausforderungen für einen DZ des Bauwerks anhand von konkreten Daten und Umständen.

2 Staudamm Kurpsai

Der Wasserkraftwerk Kurpsai gehört zu der Toktogul-Kaskade auf dem Naryn-Fluss in Kirgistan und befindet sich ca. 400 km südwestlich der Hauptstadt Bischkek auf der Höhe von ca. 700 m in Tjan-Shan-Gebirge. Der Gewichtsstaudamm wird im Rahmen des internationalen BMBF-Verbundprojekts MI-DAM [4] messtechnisch überwacht und hinsichtlich der Erdbebensicherheit bewertet. Das Projekt mit 4 deutschen und 2 lokalen Partnern zielt auf die Entwicklung, Installation und Erprobung eines robusten, kostengünstigen und flexiblen Überwachungssystems einschließlich einer Risikoanalyse hinsichtlich der Erdbebeneinwirkung und der Hangrutschungen.

Das Wasserkraftwerk Kurpsai (Abb. 1) wurde in der ehemaligen Sowjetunion 1981 errichtet und für eine Leistung von 800 MW ausgelegt. Es befindet sich in einer aktiven Erdbebenregion und erfährt mehrere leichte Erdstöße pro Jahr. Der Staudamm mit der Länge von ca. 350 m, der Höhe von 114 m und der Dicke von 15 m bis 80 m besteht aus mehreren schweren Betonblöcken, die durch Dehnungsfugen mit Verzahnung in allen drei Richtungen verbunden sind. Aus Abb. 1 wird sofort ersichtlich, dass der Staudamm mit allen Tunneln, Schächten, Kanälen, Verankerungen, Leitungen und weiteren konstruktiven Details ein recht komplexes Bauwerk darstellt.

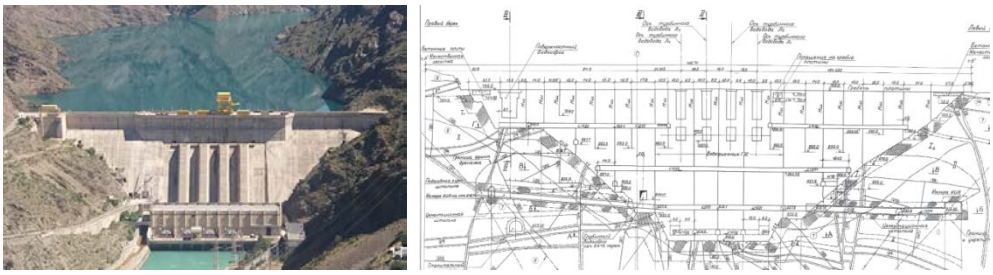


Abbildung 1: Wasserkraftwerk Kurpsai und ein vertikaler Längsschnitt des Staudamms

3 Erfassung des Referenzzustands

Der Referenzzustand des Bauwerks konnte nach seiner Errichtung im Jahr 1981 digital noch nicht erfasst werden, es liegen zahlreiche Entwufszeichnungen und –informationen in Papierform vor. Eine Digitalisierung von Zeichnungen erfolgt heute problemlos, liefert aber noch kein digitales Modell des Bauwerks. Das ist bei Bestandsbauten offensichtlich weltweit der Regelfall.

Die Vermessung der Bauwerksgeometrie kann heutzutage mit den scannenden Vermessungsgeräten berührungslos und automatisiert erfolgen und in ein digitales Geometriemodell überführt werden. Bei dem Staudamm löst das nur ein recht kleines Teil des Problems, und zwar für die freiliegenden Oberflächen des Staudamms. Die Gründung, das innere System von Gängen und konstruktiven Details (Abb. 1) sowie die stets unter Wasser liegenden Oberflächen des Bauwerks können damit nicht direkt vermessen und digitalisiert werden. Eine Überführung der Entwurfs- bzw. Bestandszeichnungen jeglicher Art in ein digitales CAD-Modell erfordert dann die Beteiligung einer fachspezifischen Expertise und

sehr viel Aufwand. Das Gleiche betrifft die geologische Situation unter dem Staudamm und die Ausführungsdetails der Gründung. Beispielsweise musste der Boden aus geschichtetem Argillit und Sandstein vor dem Bau in Kurpsai durch Zementinjektionen entlang des Umfangs des künftigen Staudamms verbessert und ein s.g. Zementschleier erstellt werden. Wie tief, breit, tragfähig und wasserdurchlässig dieser Bodenschleier genau ist, bleibt mit großer Unschärfe behaftet. Darüber hinaus ist die Qualität des Kontakts zwischen dem Betonkörper des Damms und dem umliegenden Boden, d.h. die Randbedingung entlang einer Strecke von mehr als 500 m und einer Breite von 50-80 m extrem schwer zu prüfen. Wegen der Qualitätskontrolle herrscht hier über die Betoneigenschaften viel größere Sicherheit als über den Boden und den Kontakt.

Abb. 2 zeigt verschiedene Computermodelle des Staudamms, welche die Geometrie, die Betonfestigkeit und die konstruktive Gestaltung des Tragwerks mit unterschiedlicher Detailliertheit abbilden.

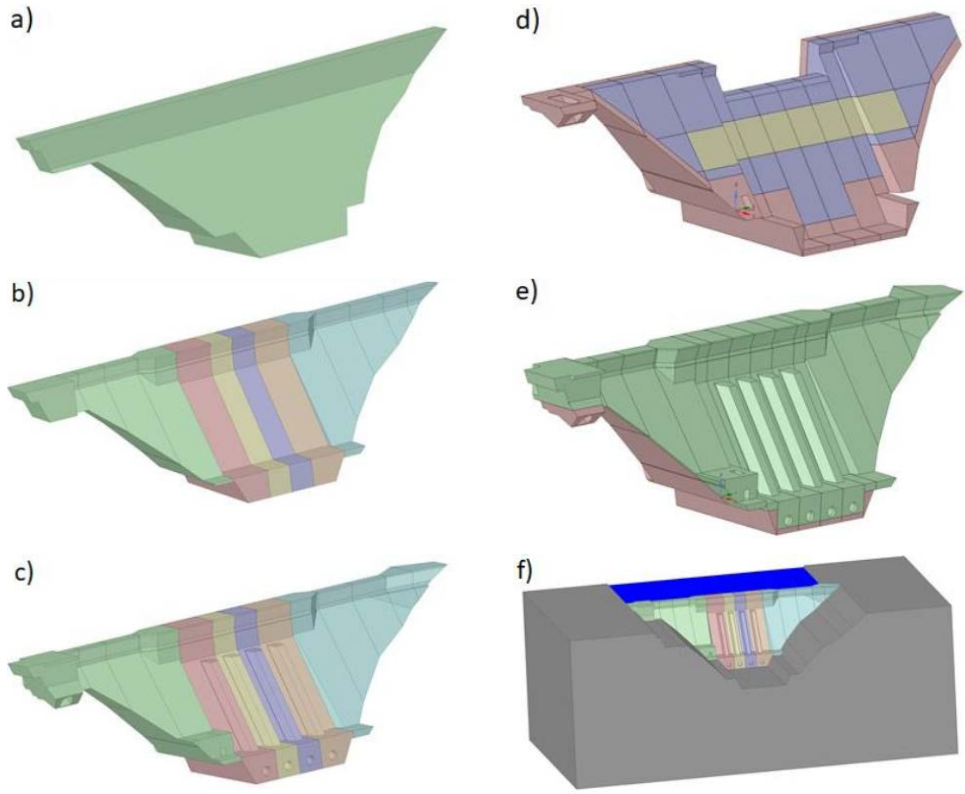
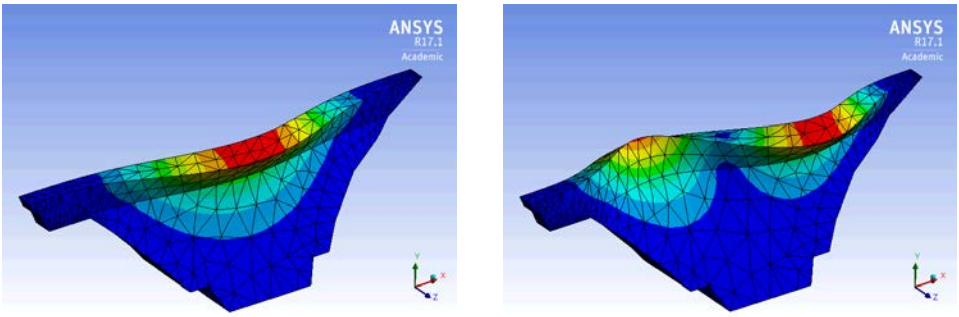


Abbildung 2: Verschiedene FE-Modelle des Staudamms; (a) einfache Geometrie mit homogenem Beton (Modell 1); (b) Geometrie mittlerer Komplexität mit Trennfugen zwischen Betonblöcken (Modell 2); (c) Geometrie hoher Komplexität (Modell 3); (d) Modell mit Segmenten realistischer Betonfestigkeitsverteilung (Modell 4); (e) Modell von höchster Geometriekomplexität (Modell 5); (f) Gesamtmodell mit angrenzenden Boden- und Wasserkörper für Fluid-Boden-Struktur-Interaktion (Modell 6)

Obwohl all diese Modelle eine recht gute Übereinstimmung der Eigenfrequenzen und Schwingungsformen mit den Messungen am Bauwerk bringen (Unterschied laut Abb. 3 und Tab. 1 liegt unterhalb von 10-15%), ist deren Prognosefähigkeit für verschiedene Aspekte des Tragverhaltens offensichtlich grundverschieden. Die Entscheidung für ein oder anderes Modell setzt die Fachexpertise und eine klare Zielsetzung für den Digitalen Zwilling voraus.



$f_1 = 3.32$ Hz $f_2 = 4.45$ Hz

Abbildung 3: Die ersten zwei Schwingungsformen des Staudamms für Modell 1

	Schwingungsform-Nr.				
Eigenfrequenzen [Hz]	1	2	3	4	5
Messung	3.30	4.41	5.82	7.56	8.63
Modell 1	3.32	4.45	5.64	6.97	8.42
Modell 1	3.10	4.58	6.11	7.50	8.69
Modell 3	3.13	4.70	6.32	7.81	9.02
Modell 4	2.99	4.43	5.81	7.13	8.43
Modell 5	3.30	4.53	6.15	8.00	9.05

Tabelle 1: Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen des Staudamms

4 Erfassung von Einwirkungen

Die wichtigsten Einwirkungen für den Staudamm Kurpsai sind die Umgebungstemperatur und die Erdbebenstöße. Der Staudruck ändert sich an diesem Damm wegen eines praktisch konstanten Wasserstandes kaum. Die langfristigen Temperaturmessungen werden im Betonkörper des Staudamms in verschiedenen Tiefen sowie im Wasser an der Dammwand regelmäßig aber lediglich punktuell durchgeführt. Die Schwankungen der Außentemperatur decken den Bereich von -30°C im Winter bis +45°C im Sommer ab. Die kurzfristigen Temperaturschwankungen zwischen Tag und Nacht können nach unseren Messungen von

bis zu 30°C betragen. Diese werden aber durch die Betreiber nicht erfasst und nicht berücksichtigt. Um die Zwangsspannungen und Deformationen des Staudamms infolge Temperatureinwirkungen im Digitalen Zwilling erfassen zu können, wird eine andere Dichte an Sensoren in und außerhalb des Bauwerks benötigt. Diese Sensorik nachträglich zu installieren erscheint aber illusorisch. Daher stellt die Abbildung des permanent veränderlichen Temperaturfeldes und des ihm folgenden Deformationszustandes anhand von wenigen punktuellen Messungen die nächste Herausforderung dar, die auf ein inverses mechanisches Problem mit unscharfem Input hinausläuft. Wie tief und schnell die Temperatureinwirkungen praktisch greifen, ist derzeit ungeklärt. Diese ist eine typische Herausforderung für Digitale Zwillinge von Bestandsbauten. Einige Ergebnisse unserer Untersuchungen von Temperaturdeformationen aus dem Projekt MIDAM werden im nächsten Kapitel erläutert.

Die Erdbebeneinwirkung auf den Staudamm dieser Dimension hat neben einem zeitlichen Verlauf auch eine erhebliche räumliche Ausdehnung. Das Wellenfeld im Boden und seine Ausbreitung über die Kontaktfläche hinein in das Bauwerk sind noch nicht geklärt, teilweise mangels der entsprechenden Sensorik teilweise mangels der entsprechenden Simulationsmodelle. Die Erfassung der Boden-Fluid-Bauwerks-Interaktion ist die nächste Herausforderung für Digitale Zwillinge, hauptsächlich wegen fehlender Messdaten und deren Unschärfe. Eine zuverlässige Prognose der Erdbebensicherheit wird darüber hinaus erneut die Frage nach einem passenden Computermodell (vgl. Abb. 2) hervorrufen.

5 Strukturüberwachung

Der Staudamm wird im Rahmen des MIDAM-Projektes mit 4 verschiedenen Messsystemen überwacht [4]. Statische Bewegungen in den Dehnungsfugen zwischen den Betonblöcken werden mit Hilfe von faseroptischen (Faser-Bragg-Gitter, FBGS) Sensoren überwacht. Die Abtastrate beträgt zwar 1 Sekunde, die Messwerte werden aber über 1 Stunde gemittelt. Statische Verschiebungen des sichtbaren Bereichs des Staudammes werden mittels GPS-Sensoren (1 Messwert pro Tag) und der sattelitengestützten InSAR-Technologie (1 Messwert pro 11 Tage) erfasst. Schließlich werden ambiente Schwingungen mittels 3D-Geophone mit einer Abtastrate von 100 Hz an einigen Stellen am Bauwerk und in der Umgebung gemessen. In diesem Beitrag werden allerdings ausschließlich die Temperaturdeformationen erläutert.

Aus den Temperaturmessungen in und außerhalb des Staudamms (Abb. 4) und den Dehnungsmessungen in den Trennfugen zwischen Betonblöcken wird deren inverse Korrelation unmittelbar ersichtlich. Eine Erhöhung der Temperatur führt zur Ausdehnung von Beton und eine Schließung von Dehnfugen, und umgekehrt. Dieses physikalisch plausible Verhalten ist durch Messungen qualitativ bestätigt worden. Quantitativ bleibt vieles aber ungeklärt und erlaubt damit keine zuverlässige Prognose von Zwangsspannungen. So betragen die größten Sensordehnungen in der Fuge an der Außenseite des Staudamms ca. 1000 μ, was einer absoluten Verschiebung in der Fuge von 0.1 mm entspricht. Addiert über alle Fugen (ca. 25 Stück) führen diese Messungen zu der maximalen Gesamtausdehnung in Längsrichtung von 2.5 mm. Eine einfache Gegenrechnung bei einem Betonstab der Länge von 350 m sollte beispielsweise bei der Temperaturschwankung von 30°C eine Gesamtausdehnung von über 100 mm hervorrufen. Warum die Sensoren Dehnungswerte liefern, die um eine Größenordnung kleiner sind als erwartet, ist noch nicht geklärt. Das zeigt die nächste Her-

ausforderung für Digitale Zwillinge, nämlich die schwierige Interpretation von Messdaten im Sinne des realen physikalischen Verhaltens des Bauwerks.

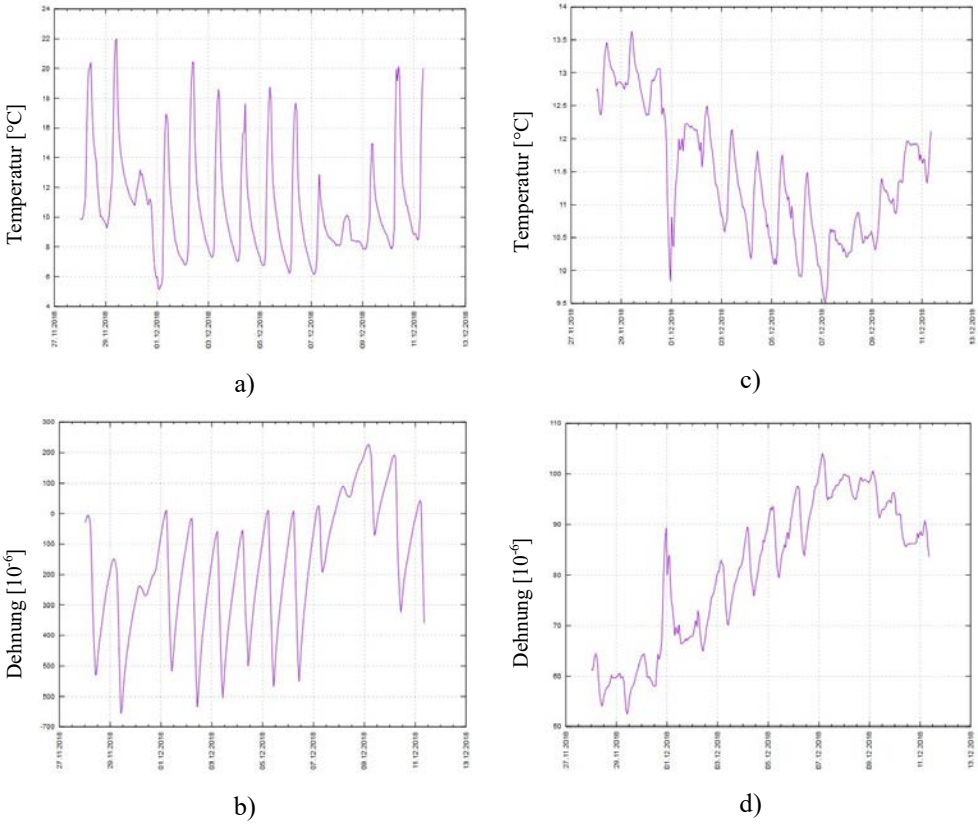


Abbildung 4: Temperaturmessungen außerhalb (a) und innerhalb (c) des Staudamms sowie die entsprechenden Dehnungsmessungen in den Trennfugen außerhalb (b) und innerhalb (d) des Staudamms, über das Zeitintervall zwischen 28. November und 13. Dezember 2018.

Noch ein rätselhaftes Verhalten wurde im Querschnitt des Damms beobachtet: Im Winter bewegt sich die Krone von der Wasser- zu der Luftseite und im Sommer umgekehrt (Abb. 5). Entgegen den ursprünglichen Erwartungen waren keine Längsdehnungen des Staudammes dafür verantwortlich, sondern die typischen Deformationen in jedem Querschnitt. Aus Abb. 5 wird ersichtlich, dass die äußere Temperatur lediglich eine recht dünne Schicht an der Luftseite des Damms (s.g. Gradienten-Zone) beeinflussen kann. Der Rest des Dammkörpers ist praktisch einem konstanten Temperaturfeld ausgesetzt. Die Bewegungen der Krone sind dementsprechend durch die Kontraktion und Ausdehnung dieser Schicht bei Temperaturschwankungen zu erklären. Allein anhand der punktuellen Temperaturmessungen an der Oberfläche und ohne Kenntnisse des ganzen Temperaturfeldes im Staudamm konnten dieses Verhalten nicht eindeutig geklärt werden. Somit wird nochmals klar, dass ein funktionierender Digitaler Zwilling nur auf der Basis physikalisch interpretierbarer Messwerte aufgebaut werden kann.

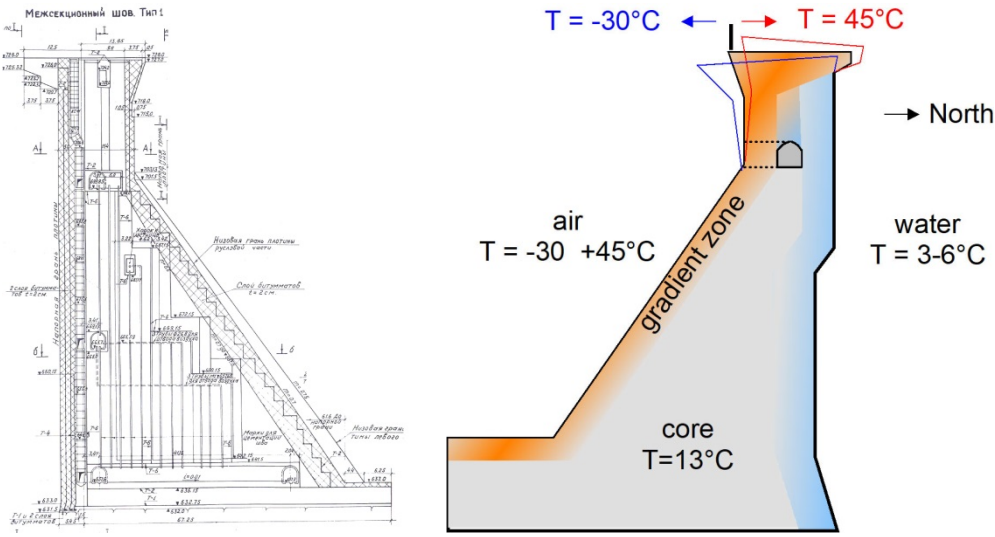


Abbildung 5: Querschnitt des Damms (links) und das prognostizierte Temperaturfeld mit entsprechenden Deformationen der Dammkrone (rechts)

6 Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag hat einige typische Herausforderungen bei der Erstellung von Digitalen Zwillingen für reale Bauwerke anhand eines Staudamms illustriert. Diese Herausforderungen betreffen sowohl die Definition der Ziele als auch die Wahl der zielführenden Modelle und Messtechniken, die eine direkte physikalisch Interpretation des Tragverhaltens ermöglichen.

Literatur

[1] QI, Q. et.al. Digital Twin Service towards Smart Manufacturing, Procedia CIRP 72 (2018), S. 237-242.

[2] SMAR 2019 - 5th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, August 2019, Potsdam, Germany, NDT.net Issue - 2020-01, https://www.ndt.net/search/docs.php3?MainSource=266

[3] FLETCHER, S.J. Data Assimilation for the Geosciences: From Theory to Application, Elsevier, Amsterdam, 2017

[4] PETRYNA, Y., KÄHLER, P., ELSESSER, W. Long-term SHM system for a concrete gravity dam, SMAR 2019 - 5th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, August 2019, Potsdam, Germa-ny, NDT.net Issue - 2020-01, Paper 24977, http://www.ndt.net/?id=24977

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Bestimmung von modalen Parametern seilabgespannter Rohrmasten

Volkmar Zabel, Simon Marwitz, Abinet Habtemariam

Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

Zusammenfassung: Die Hauptschwingrichtungen experimentell identifizierter paarweiser Biegeeigenformen von seilabgespannten Rohrmasten sind im Unterschied zu denen freistehender Konstruktionen mit rotationssymmetrischem Querschnitt nicht unbedingt orthogonal zueinander. Mithilfe einer vereinfachten Modellierung lässt sich diese Beobachtung gut erklären. Diese Zusammenhänge werden in diesem Beitrag vorgestellt und experimentellen Ergebnissen, die aus Schwingungsmessungen an einem ca. 200 m hohen Mast bei ambienter Anregung identifiziert wurden, gegenübergestellt.

1 Einleitung

Seilabgespannte Masten sind sehr schlanke, hohe Konstruktionen, die meist als Antennenträger dienen. In der Regel sind sie entweder als Stahlgittermasten oder mit einem Rundrohrquerschnitt ausgeführt und werden in erster Linie durch Wind belastet. Daher waren Fragestellungen wie die Wind-Struktur-Interaktion in zurückliegenden Jahren Gegenstand der Forschung. So werden in [1] umfangreiche numerische und experimentelle Untersuchungen an unterschiedlichen Masten beschrieben. Für die Entwicklung realistischer Windlastmodelle wurden beispielsweise über mehrere Jahre komplexe Messungen am inzwischen zurückgebauten Gittermast *Gartow II* durchgeführt [2].

Weiterhin besteht im Winter eine hohe Gefahr von starkem Eisansatz. In [5] wurden zu dieser Thematik numerische Untersuchungen und Laborversuche beschrieben. Die Bestimmung des Eigenschwingverhaltens beschränkte sich dabei allerdings nur auf die Interpretation von Spitzen im Frequenzspektrum, eine vollständige modale Identifikation erfolgte nicht. Diese Methode wurde ebenfalls in [4] im Rahmen der Analyse eines 50 m hohen abgespannten Masts unter Windeinwirkung angewendet. Allerdings wird dort auch auf eng beieinanderliegende Eigenfrequenzen hingewiesen. Über eine modale Identifikation unter Verwendung von bei ambienter Anregung gemessener Schwingungsantworten eines 90 m hohen seilabgespannten Mastsals Grundlage für eine anschließende Modellkalibrierung wird in [9] berichtet.

Das Eigenschwingverhalten seilabgespannter Masten lässt sich in drei Fälle unterscheiden [7]: (1) Die Abspannungen wirken als statische Lagerung, die Eigenform betrifft nur den Mast ohne Beteiligung der Pardunen. (2) Die Pardunen schwingen primär unabhängig während der Mast sich nicht verformt, die Eigenformen sind reine Seilschwingungen. (3) Sowohl der Mast als auch die Abspannseile sind an der Eigenschwingung beteiligt; Mast- und Seilschwingungen sind gekoppelt, es kommt zu Überlagerungen.

Der dritte Fall kommt am häufigsten vor und führt sowohl bei rechnerischen als auch experimentellen Untersuchungen zu Herausforderungen, insbesondere bei der Interpretation von Ergebnissen. Bei Schwingungsversuchen können beispielsweise oft nicht alle Tragwerksteile instrumentiert werden, sodass die räumliche Verteilung der zur Verfügung stehenden Informationen eingeschränkt ist.

Darüber hinaus besteht die Problematik, dass die Algorithmen zur Identifikation modaler Parameter aus gemessenen Schwingungsantworten bei ambienter Anregung auf der Annahme linearen und zeitlich invarianten Verhaltens der Struktur beruhen. Diese Annahme kann bei Schwingungsmessungen an seilabgespannten Masten nicht immer gewährleistet werden. Hinzu kommt, insbesondere bei Masten mit rotationssymmetrischem Querschnitt, dass mehrere Eigenfrequenzen sehr eng beieinanderliegen können und die Schwingungsrichtungen der einzelnen Eigenformen von unterschiedlichen Faktoren abhängen. In den nachfolgenden Abschnitten werden einige dieser Aspekte mit Hilfe numerischer und experimenteller Untersuchungen an einem seilabgespannten Rohrmast betrachtet.

2 Beschreibung und Modellierung des Bauwerks

2.1 Konstruktionsbeschreibung

Der hier betrachtete Mast ist 202 m hoch und hat einen Stahlrohrquerschnitt mit einem Durchmesser von 1800 mm und einer Wandstärke von 6 mm. Der Mast ist, wie in Abbildung 1 dargestellt, in vier Ebenen durch Pardunen in drei Richtungen, die im Grundriss jeweils einen Winkel von 120° einschließen, abgespannt. Der Fuß des Masts ist gelenkig gelagert.

In den in Abschnitt 3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen konnte nur der Mast instrumentiert werden. Daher betreffen die Identifikationsergebnisse ausschließlich die Mastschwigungen. Aus diesem Grund steht das Eigenschwingverhalten des Mast im Vordergrund der nachfolgend beschriebenen Modellierungen. Der Einfluss der Abspannungen auf die Mastschwingungen soll durch vereinfachende Betrachtung der Seilsteifigkeiten berücksichtigt werden.

2.2 Zweidimensionale Modellierung der Seilabspannung

Die Abspannungen bilden elastische Lagerungen des Masts in horizontaler Richtung. Es wird davon ausgegangen, dass die Steifigkeiten der Pardunen bei geringen Amplituden der Mastschwingungen durch linear elastische Federn beschrieben werden können. Die Abspannun-

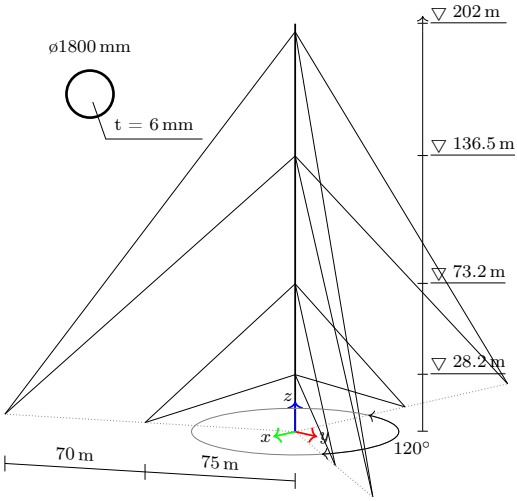


Abbildung 1: Geometrie des untersuchten seilabgespannten Rohrmasts

gen werden, wie in Abbildung 2 illustriert, in äquivalente horizontale Federn mit den Steifigkeiten $k_{\text{äq},i}$ überführt.

Die äquivalente Federsteifigkeit eines Abspannseils ergibt sich nach [6] als

$$k_{\text{äq}} = \left(\frac{EA \sin^2 \varphi}{1 + \left(\frac{\mu\, g\, a}{N}\right)^2 \frac{EA}{12\, N}} + N \right) \frac{1}{s} \tag{1}$$

worin EA die Dehnsteifigkeit des Seils bezeichnet und φ der Winkel zwischen Mast und der Sehne des Abspannseils ist. Weiterhin gehen in Gleichung 1 die Vorspannkraft N, das spezifische Gewicht des Seils μg, die Sehnenlänge des durchhängenden Seils s sowie der horizontale Abstand zwischen Mastfuß und Seilfußpunkt a ein. Für das ebene Ersatzsystem des in Abbildung 1 skizzierten Masts erhält man die in Abbildung 3 dargestellten ersten sechs Biegeeigenformen.

2.3 Dreidimensionale Modellierung der Seilabspannung

Aufgrund der Rotationssymmetrie des Querschnitts von Rohrmasten wäre zu erwarten, dass die in Abbildung 3 dargestellten Eigenformen jeweils paarweise mit gleicher Eigenfrequenz aber rechtwinklig zueinander stehenden Bewegungsebenen auftreten. Durch die Abspannungen, die im Grundriss jeweils einen Winkel von 120° einschließen, wird die Rotationssymmetrie des Systems aber gestört. In Abbildung 4(a) ist die resultierende Steifigkeit k_w der Ersatzfedern über dem Azimut in normierter Größe aufgetragen. Aus dem Diagramm ist zu erkennen, dass die resultierende Steifigkeit der Abspannungen

$$k_w = \sum_{i=1}^{3} k_{\text{äq},i} \left| \cos \frac{2(i-1)}{3} \pi \right| \tag{2}$$

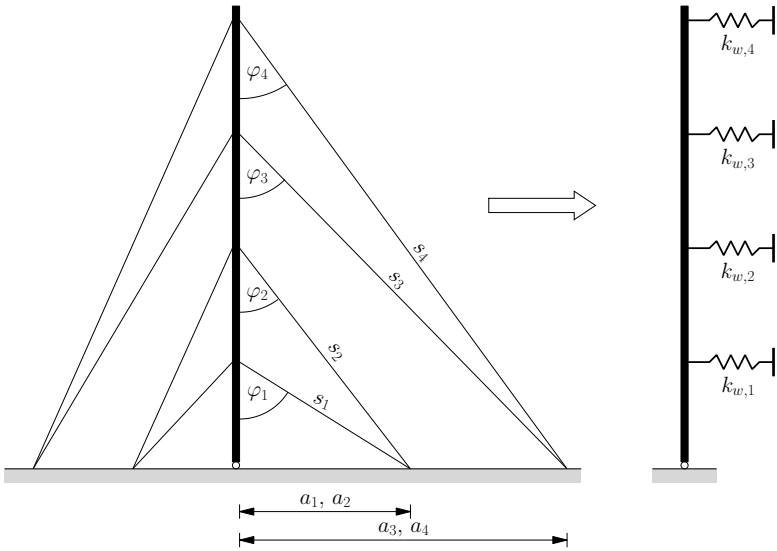
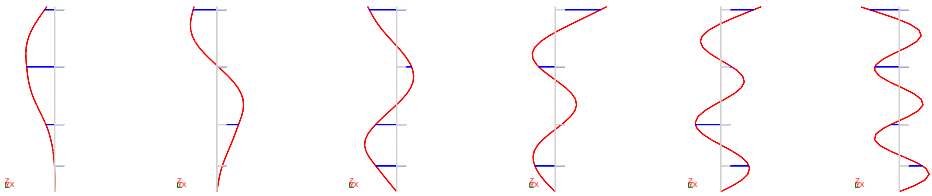


Abbildung 2: Überführung vom seilabgespannten zum elastisch gelagerten Durchlaufträger in der Ebene

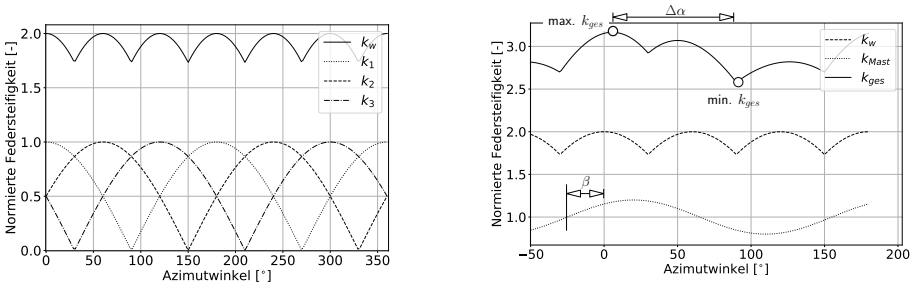


1. Eigenform 2. Eigenform 3. Eigenform 4. Eigenform 5. Eigenform 6. Eigenform

Abbildung 3: Erste sechs Biegeeigenformen des ebenen Ersatzsystems

alle 60° jeweils ein Maximum bzw. ein Minimum erreicht. Weiterhin wird die Rotationssymmetrie des Masts durch Leitern, Aussteifungen, Kabel und andere Einbauten gestört. Unter der Annahme, dass die Verteilung der Biegesteifigkeit des Masts in Abhängigkeit vom Azimutwinkel sinusförmig zwischen den Hauptträgheitsrichtungen verläuft, ergibt sich die in Abbildung 4(b) illustrierte Verteilung der Steifigkeiten des Gesamtsystems. In Abhängigkeit des Winkels β zwischen den Hauptsteifigkeitsrichtungen der Abspannugen und des Rohrmasts sowie desVerhältnisses der Steifigkeiten der Pardunen und des Masts ergibt sich eine Abweichung des Winkels $\Delta\alpha$ zwischen den Richtungen der maximalen und minimalen Gesamtsteifigkeit k_{ges}. Geht man davon aus, dass der Winkel $\Delta\alpha$ auch die Hauptschwingrichtungen von zwei benachbarten Eigenschwingformen beschreibt, lassen sich bei bestimmten Steifigkeitsverhältnissen die entsprechenden Eigenschwingungsrichtungen abschätzen.

Weitere Einflüsse auf den Winkel $\Delta\alpha$ haben Umwelteinflüsse, wie die Temperatur, die zu Steifigkeitsveränderungen der Pardungen führen, sowie ungleichmäßige Verteilungen der Vor-



(a) (b)

Abbildung 4: (a) Funktion der resultierenden Steifigkeit der Ersatzfedern der drei Abspannungen,(b) Funktion der resultierenden Gesamtsteifigkeit aus Seilen und Mast

spannkräfte. Unter Einbeziehung realistischer Annahmen für diese Einflüsse lässt sich zeigen, dass der Winkel zwischen den Hauptschwingungsrichtungen von zwei zusammengehörigen Biegeschwingformen eines dreiseitig abgespannten Rohrmasts zwischen ca. 75° und 105° liegt.

3 Experimentelle Ergebnisse

An dem in Abbildung 1 skizzierten Mast wurden Schwingungsmessungen bei ambienter Anregung durchgeführt. Die Anregung erfolgte primär durch eine sehr schwache Windeinwirkung, sodass zeitliche Veränderungen der Systemeigenschaften als minimal angesehen werden können.

Für die Messungen wurden an insgesamt 14 gleichmäßig über die Masthöhe verteilten Messpunkten jeweils die Schwingbeschleunigungen in den horizontalen Richtungen x und y aufgezeichnet. Dabei erfolgte die Instrumentierung in 4 Konfigurationen unter Verwendung von jeweils 2 Referenzsensorpaaren. Jede Aufzeichnung dauerte 30 Minuten. Die aufgezeichneten Messdaten wurden mit Hilfe der kovarianzgesteuerten, Referenz-basierten Stochastic Subspace Identification (SSI- cov/ref) [8] ausgewertet. Für die modale Identifikation der in mehreren Konfigurationen aufgezeichneten Zeitreihen wurde die *Post Global Estimation Rescaling* Methode (PoGER) [3] verwendet. Dafür wird eine gemeinsame Kovarianzmatrix aus den in allen Konfigurationen gemessen Signalen und den jeweiligen Referenzsignalen verwendet, die Eigenformkomponenten der einzelnen Konfigurationen werden im Nachgang skaliert.

Aus den Singulärwertspektren der in den drei Konfigurationen aufgezeichneten Messreihen in Abbildung 5 lässt sich eine sehr hohe modale Dichte im Frequenzbereich unterhalb 1,5 Hz erkennen. Für höhere Frequenzen erhöhen sich die Abstände der Eigenfrequenzen. Aus dieser Beobachtung heraus, wurde entschieden, die Messdaten in zwei getrennten Frequenzbereichen zu analysieren. Für die Analyse im unteren Frequenzbereich wurden die Zeitreihen zunächst mit einem Butterworth-Bandpassfilter 4. Ordnung mit den Grenzfrequenzen 0,1 und 1,5 Hz gefiltert und anschließend auf eine Abtastrate von 5,12 Hz reduziert. Zur Identifikation

der Eigenschwingungen höherer Ordnung wurde ein Butterworth-Bandpassfilter 4. Ordnung für den Bereich von 1,5 bis 8,0 Hz angewendet, bevor die Abtastrate der ursprünglichen Zeitreihen auf 21,3 Hz reduziert wurde.

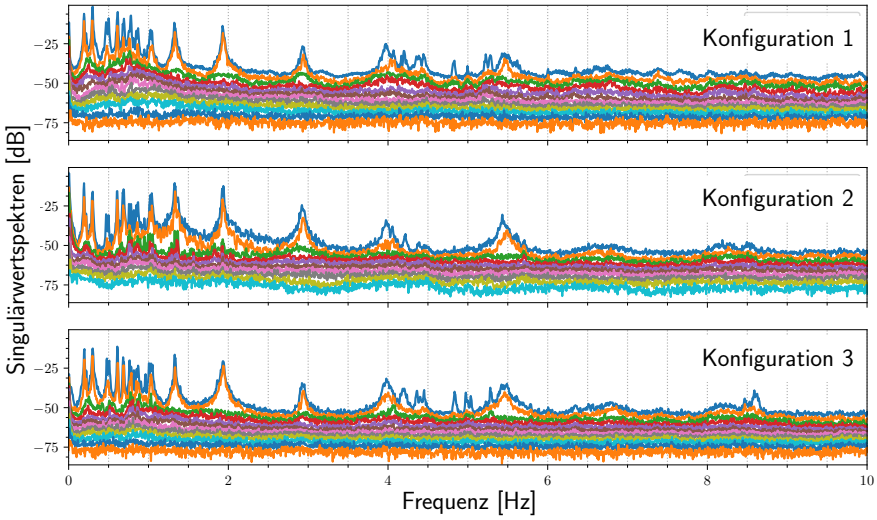


Abbildung 5: Singulärwertspektren der in den drei Konfigurationen aufgenommenen Messreihen

Zur Festlegung der Anzahl der Blockspalten der in der SSI-cov/ref verwendeten Block-Toeplitz-Matrix wurde ein Kriterium verwendet, das die Eigenschaften der mit den jeweils erzielten Ergebnissen synthetisierten Korrelationsfunktionen mit denen der gemessenen Zeitreihen vergleicht. Auf dieser Basis wurden für das untere Frequenzband eine Blockspaltenanzahl von 210 gewählt, während für den höheren Frequenzbereich Matrizen mit 550 Blockspalten verwendet wurden. Mit diesen Parametern konnten paarweise Mastbiegeschwingungen bis zur 8. Ordnung identifiziert werden. In Tabelle 1 sind die identifizierten Parameter für die Biegeeigenformen bis zur 4. Ordnung dargestellt. Neben den Eigenfrequenzen und Dämpfungsmaßen sind dort auch die Azimutwinkel der Hauptschwingungsrichtungen angegeben.

4 Diskussion

In diesem Beitrag wurden Betrachtungen zum Eigenschwingverhalten seilabgespannter Rohrmasten angestellt. Im Unterschied zu anderen Konstruktionen mit rotationssymmetrischem Querschnitt haben seilabgespannte Rohrmasten zwar auch paarweise auftretende Biegeeigenschwingungen, allerdings liegen die jeweiligen Hauptschwingebenen nicht unbedingt senkrecht zueinander. Anhand der Verteilung der Steifigkeiten der Pardunen sowie von Imperfektionen lässt sich diese Beobachtung erklären. Imperfektionen in der Symmetrie des Rohrmasts wurden hier nur in einer nicht rotationssymmetrischen Steifigkeitsverteilung abgebil-

det. Diese Herangehensweise ist als Vereinfachung anzusehen und soll an dieser Stelle auch die nicht rotationssymmetrische Verteilung der Massen einschließen. Unter Einbeziehung weiterer Einflüsse wie Temperaturveränderungen oder ungleich verteilter Vorspannkräfte in den Pardunen lassen sich auch die daraus resultierenden Veränderungen der Hauptschwingrichtungen der Eigenformen ableiten.

Weiterhin wurde über die Identifikation von modalen Parametern eines ca. 200 m hohen seilabgespannten Rohrmasts berichtet. Dabei ist es gelungen, eine Vielzahl von Eigenschwingungen des Rohrmasts zu identifizieren. Da eine hinreichende Instrumentierung der Pardunen nicht möglich war, konnte die Fragestellung nach dem Eigenschwingverhalten der Abspannelemente im Zusammenspiel mit dem Mast noch nicht abschließend behandelt werden. Allerdings zeigen die experimentellen Ergebnisse, dass die identifizierten Winkel zwischen den Hauptschwingrichtungen paarweiser Biegeeigenformen in dem Bereich der mit den vorgestellten theoretischen Ansätzen bestimmten Winkel liegen.

Literatur

[1] CLOBES, M. ; WILLECK, A. ; PEIL, U. : *Überprüfung des Patch-Last-Verfahrens zur Ermittlung der Antwort abgespannter Maste unter Böenwirkung*. Forschungsbericht, 2008

[2] CLOBES, M. ; WILLECKE, A. ; PEIL, U. : A refined analysis of guyed masts in turbulent wind. In: *Proceedings of the Fifth European African Conference on Wind Engineering*. Florenz, Italien, Jul. 2009

[3] DÖHLER, M. ; REYNDERS, E. ; MAGALHÃES, F. ; MEVEL, L. ; DE ROECK, G. ; CUNHA, A. : Pre-and post-identification merging for multi-setup OMA with covariance-driven SSI. In: *28th International Modal Analysis Conference*. New York : Springer, 2010, S. 57–70

[4] HARIKRISHNA, P. ; ANNADURAI, A. ; GOMATHINAYAGAM, S. ; LAKSHMANAN, N. : Full scale measurements of the structural response of a 50 m guyed mast under wind loading. In: *Engineering Structures* 25 (2003), Nr. 9, S. 859–867

[5] MADUGULA, M. ; WAHBA, Y. ; MONFORTON, G. : Dynamic response of guyed masts. In: *Engineering Structures* 20 (1998), Nr. 12, S. 1097–1101

[6] MARGARITI, G. ; GANTES, C. : Linear and nonlinear buckling response and imperfection sensitivity of cable-stayed masts and pylons. In: *Structural Engineering International* 25 (2015), Nr. 1, S. 43–49

[7] PETERSEN, C. : *Dynamik der Baukonstruktionen*. Vieweg, 1996

[8] REYNDERS, E. ; DE ROECK, G. : Reference-based combined deterministic-stochastic subspace identification for experimental and operational modal analysis. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 22 (2008), S. 617–637

[9] SAUDI, G. : Structural assessment of a guyed mast through measurement of natural frequencies. In: *Engineering Structures* 59 (2014), Nr. 2, S. 104–112

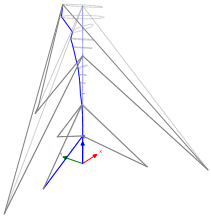
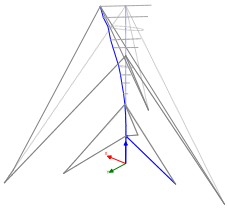
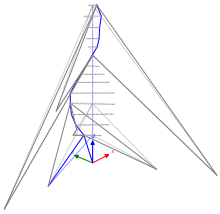
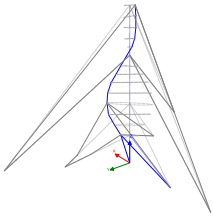
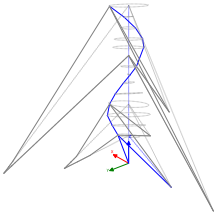
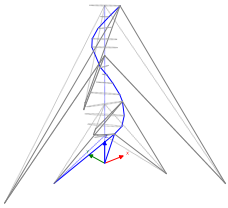
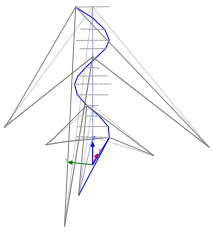
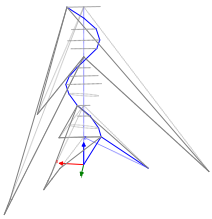
		
$f_1 = 0.192\,\text{Hz}$, $\zeta_1 = 0.48\,\%$, $\alpha_1 = 117.14°$	$f_2 = 0.196\,\text{Hz}$, $\zeta_2 = 0.47\,\%$, $\alpha_2 = 41.13°$	Mastbiegeform 1. Ordnung, $\Delta\alpha = 76.01°$
		
$f_3 = 0.471\,\text{Hz}$, $\zeta_3 = 0.61\,\%$, $\alpha_3 = 132.52°$	$f_4 = 0.501\,\text{Hz}$, $\zeta_4 = 0.37\,\%$, $\alpha_4 = 52.19°$	Mastbiegeform 2. Ordnung, $\Delta\alpha = 80.33°$
		
$f_5 = 1.024\,\text{Hz}$, $\zeta_5 = 0.47\,\%$, $\alpha_5 = 45.90°$	$f_6 = 1.043\,\text{Hz}$, $\zeta_6 = 0.25\,\%$, $\alpha_6 = 137.08°$	Mastbiegeform 3. Ordnung, $\Delta\alpha = 91.18°$
		
$f_7 = 1.326\,\text{Hz}$, $\zeta_7 = 0.29\,\%$, $\alpha_7 = 102.40°$	$f_8 = 1.336\,\text{Hz}$, $\zeta_8 = 0.23\,\%$, $\alpha_8 = 4.95°$	Mastbiegeform 4. Ordnung, $\Delta\alpha = 97.45°$

Tabelle 1: Identifizierte Biegeschwingungen des Rohrmasts

Minisymposium
Modelle für neue Werkstoffe

Organisator:

- **Sven Klinkel**
  Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Modell zur Wärmedurchgangsberechnung von Hochleistungsaerogelbeton

Silvia Fickler, Martina Schnellenbach-Held, Torsten Welsch

Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen

Zusammenfassung: Der vom Institut für Massivbau (IfM) der Universität Duisburg-Essen und vom Deutschen Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR) entwickelte neue Werkstoff „Hochleistungsaerogelbeton“ (HPAC) weist ein sehr günstiges Verhältnis zwischen Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit auf. Nachstehend wird über die Bestimmung des Wärmestroms an kleinformatigen Probekörpern aus HPAC mit unterschiedlichen Aerogelgehalten berichtet. Basierend auf FE-Simulationen wurde ein Modell zur Berechnung des Wärmedurchgangs entwickelt, das auch für Bauteile aus HPAC anwendbar ist.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Außenwände von Hochbauten müssen sowohl mechanische als auch bauphysikalische Anforderungen erfüllen. Die mechanischen Anforderungen ergeben sich aus den statischen und konstruktiven Randbedingungen des Hochbaus, die bauphysikalischen Anforderungen aus dem Schall-, Brand- und Wärmeschutz. Letztere wurden erstmals in der Wärmeschutzverordnung von 1977 [1] geregelt und in den Folgejahren, insbesondere durch die Energieeinsparverordnung von 2001 und ihre Novellierungen [2], nach dem jeweils aktuellen Stand der Technik verschärft. Aufgrund der hohen Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton ist eine EnEv-konforme Ausbildung einschaliger Betonaußenwände nicht möglich. Deshalb werden häufig Wandaufbauten mit Wärmedämmverbundsystemen (WDVS) ausgeführt, aus denen bauverfahrenstechnische, konstruktive und wirtschaftliche Nachteile resultieren können. Die bei WDVS verwendeten Schaumkunststoffe stehen z.B. wegen ihres Verhaltens im Brandfall (brennend abtropfend, giftige Dämpfe) in der Kritik. Darüber hinaus wird durch die veränderte Feuchtebilanz der Außenwand Algen- und Pilzaufwuchs begünstigt, der nur durch den Einsatz von schädlichen Bioziden verhindert werden kann. Es spricht daher vieles dafür, neue Werkstoffe für einschalige Wandaufbauten ohne WDVS zu entwickeln.

1.2 Stand der Forschung

Hervorragende bauphysikalische Eigenschaften werden durch den Einsatz von Aerogelen als Leichtzuschlag erreicht. Aerogel ist ein ultraleichter, hydrophober, inerter und hochporöser Werkstoff, der überwiegend aus Luft besteht. Die ersten Untersuchungen zur prinzipiellen Eignung von Quarzglas-Aerogel als Zuschlag für Normalbeton wurden in [3] durchgeführt. Der Aerogelgehalt variierte dabei zwischen 50 und 70 Vol.-%. Die Schliffbilder der hergestellten Probekörper veranschaulichten, dass die Aerogelpartikel allseitig von der Zementmatrix umhüllt wurden und gleichmäßig im Festbeton verteilt waren. Hervorhebenswerte Eigenschaften des als „Aerogelbeton“ bezeichneten neuen Werkstoffs sind die niedrige Wärmeleitfähigkeit, das hohe Schallabsorptionsvermögen und das Brandschutzverhalten (Feuerwiderstandsklasse > R120). Jedoch sind die Druckfestigkeit und der E-Modul gering, so dass die Tragfähigkeit für den Einsatz in tragenden Außenwänden nicht ausreichend ist. Zur Erzielung höherer Druckfestigkeiten wurde das Aerogelgranulat bei darauffolgenden Untersuchungen [4 - 6] in UHPC-Matrizen eingebettet. Zwar konnten dadurch z.T. höhere Druckfestigkeiten erzielt werden, allerdings war dies mit relativ hohen Wärmeleitfähigkeiten verbunden, so dass die Herstellung EnEv-konformer Außenwände mit diesen Materialien nicht möglich ist.

In einem von der EU geförderten Forschungsvorhaben [7, 8] wurde vom IfM und DLR ein als „Hochleistungsaerogelbeton“ (HPAC) bezeichneter Konstruktionsleichtbeton entwickelt, der ein deutlich besseres Verhältnis zwischen Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit als in den vorangegangenen Entwicklungen aufweist. HPAC ermöglicht erstmals die Herstellung monolithischer Aerogelbeton-Außenwände unter Berücksichtigung der mechanischen und der bauphysikalischen Anforderungen. Hierfür sind insbesondere Mischungen mit einem Aerogelgehalt von ca. 60 Vol.-% geeignet, die eine Trockenrohdichte von $\rho = 860$ kg/m³, eine Druckfestigkeit von $f_{lcm,cube150} = 9{,}4$ MPa und eine Wärmeleitfähigkeit von $\lambda = 0{,}168$ W/(mK) aufweisen. Unter Verwendung dieser Mischung und eines beidseitigen Aerogeldämmputzes lassen sich tragfähige, EnEv-konforme Außenwände mit einer Dicke von nur 36,5 cm (Rohbaumaß) herstellen. Eine deutliche Reduzierung der Wanddicke auf 20 cm (Rohbaumaß) ist durch die Verwendung gradierter Außenwände aus HPAC möglich. Der gradierte Wandaufbau besteht aus einer 8 cm dicken Tragschicht mit einem Aerogelanteil von ca. 50 Vol.-% und einer 12 cm dicken Dämmschicht mit einem Aerogelanteil von ca. 70 Vol.-%. Eine ausreichende Tragfähigkeit der „frisch-auf-fest“ hergestellten Beton-Beton-Verbundfuge konnte mittels Scher- und Haftzugversuchen nachgewiesen werden [7, 8].

In den letzten Jahren wurden weitere zahlreiche Untersuchungen zum Aerogelbeton durchgeführt [9 - 17], die jedoch im Vergleich zu [7, 8] keine Verbesserung des Verhältnisses zwischen Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit zum Ergebnis hatten.

Bei den bisherigen experimentellen Untersuchungen der bauphysikalischen Eigenschaften von HPAC mit ca. 50, 60 und 70 Vol.-% Aerogelgehalt wurde die Wärmeleitfähigkeit an Probekörpern mit einer Dicke von 30 mm bestimmt. Der Wärmefluss und der Wärmedurchgang wurden bisher nicht experimentell ermittelt. Aus diesen Gründen wurden bei den aktuellen Untersuchungen der Wärmefluss von HPAC experimentell bestimmt und anschließend für verschiedene Probekörper FE-Analysen zur Berechnung des Wärmedurchgangs durchgeführt.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen wurden an drei verschiedenen Hochleistungsaerogelbetonen mit 47, 60 und ca. 70 Vol.-% Aerogelgehalt durchgeführt. Der Wärmedurchgang wurde an quaderförmigen Probekörpern, die mit Thermodrähten ausgestattet wurden, ermittelt. Zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften (Rohdichte, Druckfestigkeit und E-Modul) wurden Zylinder- und Würfelprobekörper verwendet. Die Versuchsplanung ist in Abb. 1 dargestellt.

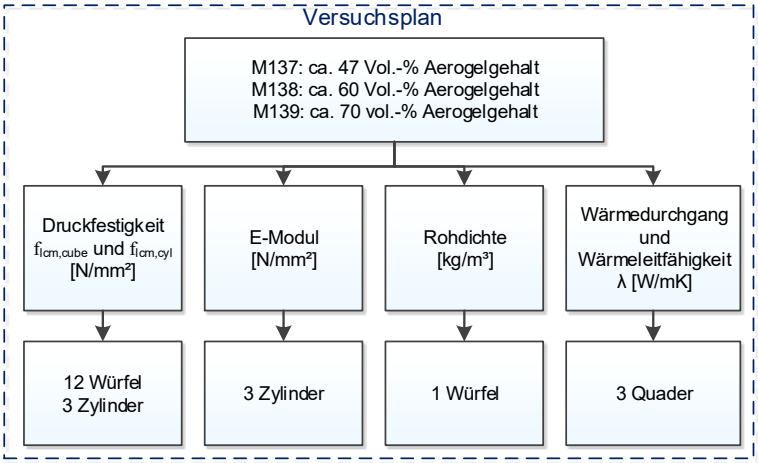


Abbildung 1: Versuchsplan

2.2 Herstellung der Probekörper

Die Probekörper der Mischungen M137, M138 und M139 wurden jeweils in einer Betonage hergestellt. Die Würfelprobekörper zur Ermittlung der Druckfestigkeit wiesen eine Kantenlänge von 10 cm, die zur Messung der Wärmeleitfähigkeit von 15 cm auf. Die Abmessungen der Zylinderprobekörper für die Bestimmung des E-Moduls betrugen Ø = 15 cm, h = 30 cm.

Für die Messung des Wärmestroms wurden Quaderprobekörper (15 x 15 x 10 cm³) hergestellt (vgl. Abb. 2). Dabei wurden Thermodrähte an Nylonfäden befestigt, die in den vorab festgelegten Höhen (2 cm, 4 cm, 6 cm, 8 cm) horizontal in der Schalung verspannt wurden. Da die drei HPAC-Mischungen (M137, M138 und M139) eine mit selbstverdichtendem Beton vergleichbare Konsistenz aufwiesen, war eine Verdichtung der Probekörper mittels Rüttelflasche oder Rütteltisch nicht erforderlich.

Abbildung 2: Betonage der Quader-Probekörper zur Ermittlung des Wärmedurchgangs

2.3 Mechanische Eigenschaften

Tab. 1 zeigt die im Labor des IfM bestimmten mechanischen Eigenschaften der Mischungen M137, M138 und M139. Die Ergebnisse stehen in guter Übereinstimmung mit den bislang durchgeführten Untersuchungen [7, 8].

	Aerogelanteil [Vol.-%]	**ρ [kg/dm³]**	**$f_{lcm,cube}$ [MPa]**	**$f_{lcm,cyl}$ [MPa]**	**E_{lcm} [MPa]**	**λ [W/(mK)]**
M137	47	1,44	23,2	23	9.875	0,21
M138	60	1.05	9,6	8,7	4.838	0,19
M139	70	0,73	1,8	0,6	248	0,11

Tabelle 1: Eigenschaften der untersuchten Aerogelbetone M137, M138 und M139

2.4 Bauphysikalische Eigenschaften

In den aktuellen experimentellen Untersuchungen wurden die Wärmeleitfähigkeiten (s. Tab.1) und die Wärmeströme an Probekörpern aus HPAC mit den zuvor genannten Aerogelgehalten bestimmt. Die Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit erfolgte im Labor des DLR mit dem Wärmestrommessplatten-Gerät (Heat Flow Meter gemäß [18, 19]). Die Temperarturen der unteren Platte des Wärmestrommessplatten-Gerätes variierten dabei von -10 °C bis +20 °C, die der oberen Platte von +20 °C bis +50 °C. Die Temperaturdifferenz betrug konstant 30°C bei allen vier Messungen je Probekörper.

Die Zeit, die das Wärmestrommessplatten-Gerät benötigt, um die vorgegebenen Randtemperaturen zu erreichen ist die Kalibrierungszeit. In dem Zeitraum befindet sich der Probekörper im instationären Zustand. Sobald die Platte oben (T_{oben}) und die Platte unten (T_{unten}) die vorgegebenen Randtemperaturen aufweisen, ist der Versuch im stationären Zustand. Die Temperaturen der einbetonierten Thermodrähte (Abs. 2.2) und die Platte oben (T_{oben}) und die Platte unten (T_{unten}) wurden über den instationären und stationären Zustand aufgezeichnet und somit der Wärmestrom des Probekörpers über die Zeit gemessen.

In Abb. 3 sind exemplarisch die Ergebnisse für Mischung M138 bei vorgegebenen Randtemperaturen T_{oben} = +30 °C und T_{unten} = 0 °C dargestellt. Der stationäre Zustand wird dabei nach ca. 4 Stunden erreicht. Die Zeitdauer korreliert im Wesentlichen mit der

Wärmeleitfähigkeit und wird zudem vom Messprogramm (Temperaturen der Platte oben bzw. unten) beeinflusst.

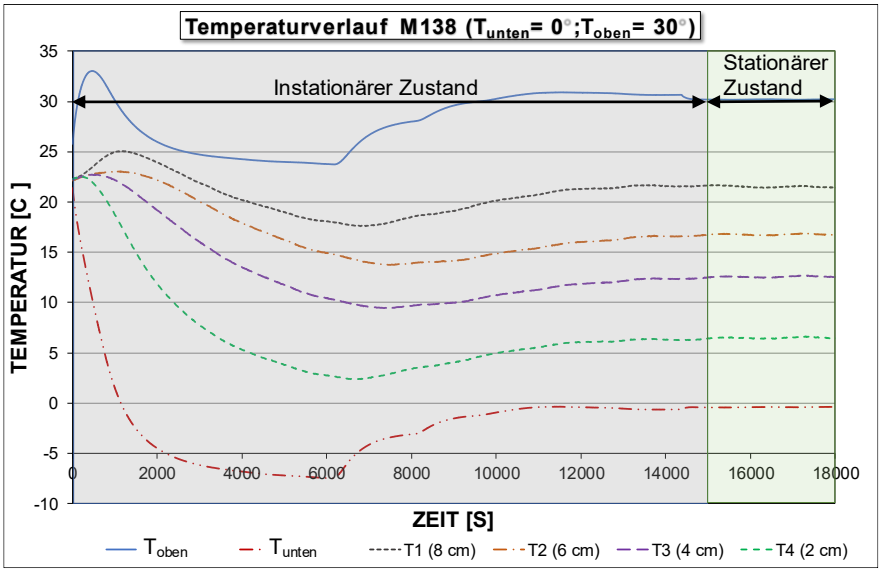


Abbildung 3: Temperaturverlauf bei der Wärmestrommessung für Mischung M138

3 FE-Analysen

3.1 FE-Modell zur Wärmedurchgangsberechnung

Der an den Probekörpern der Mischungen M137, M138 und M139 experimentell ermittelte Wärmefluss wurde mit dem Finite-Elemente-Programm DIANA FEA [20] analysiert. Die Geometrie des FE-Modells entsprach jeweils der Probekörpergeometrie und wurde als 2D-System mit 8-knotigen 2D Flow Elements abgebildet, deren Seitenverhältnis 1:1 betrug. Für die Berechnung des Wärmestroms wurde dem Aerogelbeton ein linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen. Die Randtemperaturen wurden als Konvektion aufgebracht. Die Durchführung der FE-Analyse erfolgte als lineare Berechnung (d.h., die Materialparameter blieben konstant im Berechnungsverlauf) mit dem Gleichungslöser „Parallel-Direct-Sparse“. Damit konnte der stationäre Zustand des Probekörpers simuliert werden. Bei der FE-Analyse des instationären Zustands wurde ebenfalls eine lineare Berechnung zu vorgegebenen Zeitschritten von 5 s durchgeführt. Zur Zeitintegration wurde das implizierte Euler-Verfahren verwendet.

3.2 Ergebnisse der FE-Simulation im stationären Zustand

Abb. 4 zeigt die Ergebnisse der FE-Simulation für M138 im stationären Zustand. Dabei wird erkennbar, dass der Wärmefluss gleichmäßig über die Höhe des Probekörpers verteilt ist.

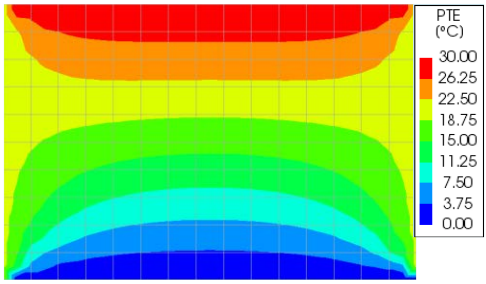


Abbildung 4: FE-Simulation des Wärmestroms für M138 im stationären Zustand

Die Validierung der Ergebnisse erfolgte anhand der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen und mittels Handrechnung. Dazu wurde der lineare Wärmedurchgang durch den Probekörper berechnet. Da im Experiment wegen des direkten Kontakts zwischen den Prüfkörpern und den Platten keine thermische Grenzschicht vorhanden ist, wurde auch bei der Simulation auf die Abbildung einer Grenzschicht verzichtet. die daraus zu erwartenden Einflüsse sind jedoch gering. Die Temperaturen der Thermodrähte aus den experimentellen Untersuchungen im stationären Zustand wurden mit den Temperaturen an den definierten Höhen aus der Simulation verglichen. Die Abweichungen betrugen maximal 10 Prozent.

3.3 Ergebnisse der FE-Simulation im instationären Zustand

In Abb. 5 ist der Wärmefluss für Mischung M138 nach den Zeitschritten 100 s und 1000 s dargestellt. Die Randtemperaturen wurden als konvektive Belastung mit $T_{oben} = 30$ °C und $T_{unten} = 0$°C aufgebracht. Nach 100 s findet der Wärmestrom lediglich in den obersten bzw. untersten Schichten des Probekörpers statt. Nach 1000 s wird der Wärmestrom gleichmäßiger. Der stationäre Zustand mit einem regelmäßigen Wärmefluss wird, wie in den Experimenten, nach ca. 4 Stunden erreicht.

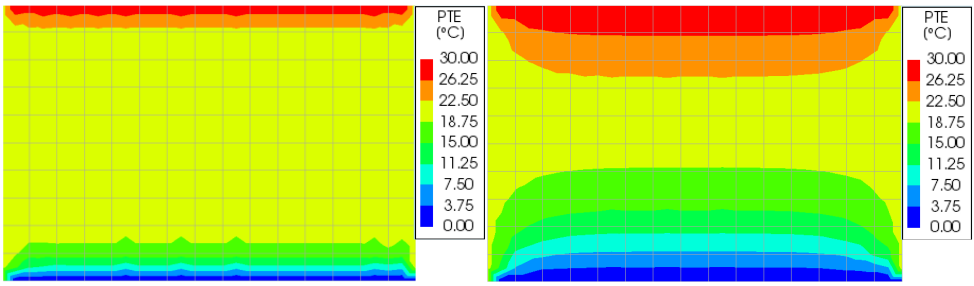


Abbildung 5: FE-Simulation für M138 im instationären Zustand nach 100 s und 1000 s

Zur Validierung der FE-Analysen wurden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen herangezogen. Dazu wurde die Temperatur der Thermodrähte im instationären Zustand nach definierten Zeitschritten abgelesen und mit der Wärmedurchgangsberechnung der FE-Analyse verglichen. Die Abweichungen betrugen bei dem untersuchten Probekörper M138 kurz vor dem Erreichen des stationären Zustands weniger als 10 Prozent.

4 Einsatz des FE-Modells für baupraktische Zwecke

Das verwendete FE-Modell konnte mit den Ergebnissen aus der Handrechnung und aus den experimentellen Untersuchungen validiert werden. Damit kann der Wärmedurchgang von Bauteilen aus Aerogelbeton berechnet werden. Zudem ermöglicht die FE-Analyse zum instationären Zustand, den Wärmedurchgang zu bestimmten Zeitschritten bei definierten Randtemperaturen zu berechnen. So können kurzfristige klimatische Veränderungen, wie z.B. starke Abkühlung durch einen Starkregen, simuliert werden. Daneben können die Temperaturen über den Tagesverlauf im Sommer wie im Winter abgebildet werden. Damit kann der sommerliche und winterliche Wärmeschutz von Außenwänden aus HPAC besser beurteilt werden. Zur FE-Analyse sind als Eingabewerte die Wärmeleitfähigkeit und die Geometrie des HPAC-Bauteils einzutragen. Die Wärmeleitfähigkeit ist aerogelgehaltsabhängig Tab. 1 zu entnehmen.

5 Fazit

Der vom IfM in Kooperation mit dem DLR entwickelte HPAC weist ein sehr günstiges Verhältnis zwischen Druckfestigkeit, Wärmeleitfähigkeit und Rohdichte auf. Die experimentellen Untersuchungen erfolgten an drei Aerogelbetonmischungen mit ca. 50, 60 und 70 Vol.-% Aerogelgehalt. Für diese Mischungen wurden die mechanischen Eigenschaften wie Druckfestigkeit, E-Modul und Rohdichte ermittelt. Die Wärmeleitfähigkeit der Mischungen wurde mit einem Wärmeflussmesser und der Wärmestrom mittels Thermodrähten gemessen. Die nachfolgend durchgeführten FE-Analysen umfassen den stationären und instationären Zustand der experimentellen Untersuchungen. Im stationären Zustand erfolgte die Validation mittels einer Handrechnung und der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen, im instationären Zustand anhand der Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen. Dabei konnten gute Übereinstimmungen zwischen den FE-Analysen und den experimentellen Untersuchungen festgestellt werden. Auf diese Weise kann mit dem FE-Modell der Wärmedurchgang eines HPAC-Bauteils unter unterschiedlichen Randbedingungen berechnet werden. Hervorzuheben ist dabei die mögliche Berücksichtigung kurzfristiger klimatischer Änderungen sowie die Simulation des über den Tag verteilten Temperaturverlaufs.

Literatur

[1] Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz bei Gebäuden vom 11.08.1977

[2] Zweite Verordnung zur Änderung der Energieeinsparverordnung vom 18.11.2013. In: BGBl. 2013 I S. 3951

[3] RATKE, L.: Herstellung und Eigenschaften eines neuen Leichtbetons: Aerogelbeton. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), H. 4, S. 236–243

[4] HUB, A.; ZIMMERMANN, G.; KNIPPERS, J.: Leichtbeton mit Aerogelen als Konstruktionswerkstoff. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), H. 9, S. 654–661

[5] GAO, T.; JELLE, B. P.; GUSTAVSEN, A.; JACOBSEN, S.: Aerogelin corporated Concrete: An Experimental Study. Construction and Building Materials 52 (2014), S. 130–136

[6] NG, S.; JELLE, B. P.; SANDBERG, L. I. C.; GAO, T.; WALLEVIK, O. H.: Experimental Investigations of Aerogel-incorporated Ultra-high Performance Concrete. Construction and Building Materials 77 (2015), S. 307–316

[7] SCHNELLENBACH-HELD, M.; WELSCH, T.; FICKLER, S.; RHAU, M.; WALLNER, M.; RATKE, L.; MILOW, B.: Aerogelbasierte Baustoffe als dämmendes und tragfähiges Konstruktionsmaterial für Büro- und Laborgebäude. Schlussbericht NRW-EFRE Projekt-Nr. 64.65.69-PRO-0057, Essen, 2015

[8] SCHNELLENBACH-HELD, M.; WELSCH, T.; FICKLER S.; MILOW, B.; RATKE, L.: Entwicklung von Hochleistungsaerogelbeton. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016). Heft 9, S. 555-563

[9] NG, S.; JELLE, B., P.; STÆHLI, T.: Calcined clays as binder for thermal insulating and structural aerogel. cement and concrete composites 72 (2016), S. 213-221

[10] BERARDI, U.: Aerogel-enhanced systems for building energy retrofits: Insights froma case study. Energy and Buildings 159 (2018), S. 370-381

[11] LIU, Z-H.; DING, Y.; WANG, F.; DENG, Z.: Thermal insulation material based on SiO2 aerogel. Construction and Building Materials 122 (2016), S. 548-555

[12] ZENG, Q., MAO, T., LI, H., PENG, Y.: Thermally insulating lightweight cement-based composites incorporating glass beads and nano-silica aerogels for sustainable energy-saving buildings. energy and buildings 147 (2018), S. 97-110

[13] STRZAŁKOWSKI, J.; GARBALIŃSKA, H.: Thermal and strength properties of lightweight concretes with the addition of aerogel particles. Advances Cement Research. 28(9) (2016) 567-575

[14] TSIOULOU, O.; AYEGBUSI, J.; LAMPROPOULOS, A.: Experimental Investigation on Thermal Conductivity and Mechanical Properties of a Novel Aerogel Concrete. High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, Springer International Publishing, 2018, S. 125-131

[15] HANIF, A.; PARTHASARATHY, P.; LI, Z.: Utilizing Fly Ash Cenosphere and Aerogel for Lightweight Thermal Insulating Cement-Based Composites. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol:11, No:2, 2017

[16] LIU, S.; KUNMENG, Z..; SHENG, C.; SHEN, X.; TAN, G.: A novel building material with low thermal conductivity: Rapid synthesis of foam concrete reinforced silica aerogel and energy performance simulation. energy and buildings 177 (2018), S. 385-393

[17] SILVA, N.; MUELLER, U.; MALAGA, K.; HALLINGBERG, P.; CEDERQVIST C.: Foam concrete-aerogel composite for thermal insulation in lightweight sandwich facade elements. 27th Biennial National Conference oft he Concrete Institute of Australia in conjunction with the 69th RILEM Week. Australia, 2015

[18] NETZSCH: Wärmeflussmesser - HFM 436 Lambda – Exakte Wärmeleitfähigkeitsbestimmungen an Isoliermaterialien Konform zu ASTM C518, ISO 8301, JIS A1412 und DIN EN 12667. Netzsch-Gerätebau GmbH, Produktbroschüre, Selb: NETZSCH 2015

[19] DIN EN 12664: Wärmetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung des Wärmedurchlasswiderstandes nach dem Verfahren mit dem Plattengerät und dem Wärmestrommessplatten-Gerät. Trockene und feuchte Produkte mit mittlerem und niedrigem Wärmedurchlasswiderstand. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[20] DIANA FEA BV: DIANA Finite Element Analysis; User´s Manual, Element Library release 10.1. Delft. The Netherlands, 2016

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Neuere Methoden zur Identifikation und Lokalisierung von Schäden an vorgespannten Betonbrücken

Stefan Maas, Viet-Hà Nguyen, Tanja Kebig

Applied Mechanics & Energy Efficiency, Faculty of Science, Technology and Communication, Engineering Sciences, Campus Kirchberg, University of Luxembourg

Zusammenfassung: Zuerst wird ein rein statistischer Schadensindikator basierend auf der Hauptkomponentenanalyse vorgestellt. Wichtig sind Referenzmessungen im ungeschädigten Zustand, um Veränderungen zu identifizieren. Bevor die Messdaten mit den Rechenmodellen kombiniert werden, müssen Temperatureffekte kompensiert werden, um dann die Schäden zu erkennen und zu lokalisieren. Ein „Model-Updating“ Prozess eines speziellen Finite-Elemente-Modells passt die Steifigkeitsmatrix an die gemessenen Eigenfrequenzen oder an die progressive Absenkung unter Eigengewicht an.

1 Einleitung

Nach dem zweiten Weltkrieg wurden in Deutschland, Europa und weltweit sehr viele Brücken gebaut, die heute zunehmend unter Ermüdung und Korrosion leiden. Die Betonbrücken werden vor allem visuell in regelmäßigen Abständen inspiziert, wobei Risse, Abplatzungen, Wasseraustritte und andere Anomalitäten auf der Oberfläche gesucht werden. Je nach Vorspannung, Konstruktionstyp und Verhältnis zwischen vorgespannter und schlaffer Bewehrung werden diese äußeren Schadensanzeichen aber leider erst sehr spät auf der Oberfläche sichtbar, was ein Sicherheitsrisiko darstellen kann und auch schon zu katastrophalen Unfällen [1], [2], [3] führte. Folgt man dagegen dem Vorsorgeprinzip und reißt eine Brücke schon bei den ersten Anzeichen ab, sind die Kosten unverhältnismäßig hoch, so dass sich ein gewisses Dilemma ergibt. Außerdem kann der Zugang zur gesamten Brückenoberfläche für Inspektoren aufwendig und teuer sein, weshalb neuerdings verstärkt am Einsatz von Drohnen geforscht wird. Zudem können Verkleidungen und Korrosionsschutzanstriche vor allem mit elastischen Kunststofffarben äußere Schadensanzeichen überdecken, so dass ein großes Interesse an ergänzenden, alternativen, einfach durchführbaren Methoden zur Zustandsüberwachung und Schadenserkennung besteht.

Im Folgenden wird daher ausgeführt, wie aus wiederkehrenden einfachen statischen und dynamischen Messungen teilweise zusammen mit einem speziellen Finite-Elemente-Modell Schäden im frühen Stadium detektiert, lokalisiert und sogar quantifiziert werden können. Da Ungenauigkeiten, Rauschen und Temperatureffekte in den Messdaten an realen Brücken jedoch in der Größenordnung der Schadenseffekte liegen, müssen einige Details beim Messen von Anfang an beachtet und Temperatureffekte durch spezielle Algorithmen von Schadenseffekten getrennt werden.

Das Ziel all unserer Messungen und Rechnungen ist es, Veränderungen in der Steifigkeitsverteilung, also der Steifigkeitsmatrix, zu erkennen und zu quantifizieren. Schäden führen typischerweise zu Mikro- und dann zu sichtbaren Makrorissen und damit zur Reduktion der Steifigkeit, woraus eine Absenkung unter Eigengewicht, eine veränderte Biegelinie unter wiederkehrenden Testlasten und zu reduzierten Eigenfrequenzen und veränderten Eigenformen führt. Die messtechnische Nachverfolgung der genannten Testgrößen setzt voraus, dass im Neuzustand oder in einem schadensfreien Zustand nach einer umfassenden Inspektion die entsprechenden Referenzzustände exakt definiert, gut vermessen und teilweise in einem speziellen numerischen Modell hinterlegt werden. Dieses Modell wird dann später immer wieder an temperaturkompensierte statische oder dynamische Messdaten mittels Schadensfunktionen möglichst optimal angepasst. Der Vergleich zwischen Referenzmodell und aktuellem Modell lokalisiert und quantifiziert dann den oder die Schäden. Ein ad-hoc Modell ohne Anpassung an Referenzmesswerte ist aufgrund der erforderlichen hohen Genauigkeiten kaum möglich und wird hier nicht diskutiert.

2 Schadensindikatoren und Messungen

Zunächst wird eine rein mathematisch-statistische Methode basierend auf der Hauptkomponentenanalyse der gemessenen Eigenfrequenzen kurz vorgestellt. Diese erzielt gute Ergebnisse und befreit die Messwerte vom „Temperaturrauschen“. Bei unveränderter Massenbelegung sinken die Eigenfrequenzen bei abnehmender Steifigkeit und sind daher auch integrale Schadensindikatoren. Allerdings ist der Temperatureinfluss auf jeden Fall objektabhängig und kann durchaus größer sein als der Einfluss massiver Schäden. Diese statistische Methode führt zu einem einfachen „ja-nein“ Indikator für eine Brücke als Ganzes, welcher bisher bei all unseren Brückentests funktioniert hat und der im Detail von Nguyen et al. in [4] beschrieben wird.

Vor dem Abriss der beiden Testbrücken wurden in mehreren Schritten sukzessiv größer werdende Schäden eingebracht. Diese künstliche Schädigung wurde durch lokales Schneiden von verpressten Spannkabeln erreicht. Ziel war und ist es, diese künstlichen Schäden möglichst im Anfangsstadium, also ohne größere sichtbare Rissbildung, zu detektieren, zu lokalisieren und zu quantifizieren. Dabei ist ein „Schaden“ hier als Steifigkeitsverlust zu verstehen, was natürlich nicht direkt proportional zum Verlust an Traglast ist.

3 „Deutsche Bank Brücke“ und statistischer Indikator

An dieser 3-Feldbrücke waren insgesamt 29 Spannkabel vorhanden, wovon in der letzten Schadensstufe #4 in Summe 9 Kabel in den 3 Achsen B, C, D durchgeschnitten waren. Es lag also ein massiver Schaden vor und trotzdem konnten keine sichtbaren Risse und keine signifikante Änderung der 3 unteren Eigenfrequenzen (vgl. Tab. 1) festgestellt werden.

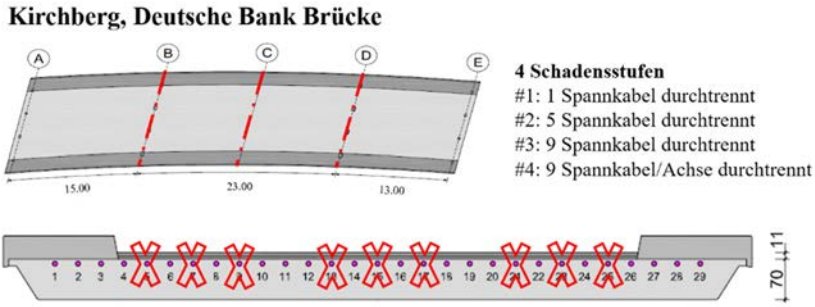


Abbildung 1: Markierung der lokal durchtrennten Spannkabel [4]

Schadensszenario	#0	#1	#2	#3	#4
Anzahl durch-trennter Kabel	0	1 Achse C	5 Achse C	9 Achse C	9 pro Achse, Achse B, C, D
1. Eigenfr., f_1 [Hz]	4.15	4.17	4.13	4.12	4.20
2. Eigenfr., f_2 [Hz]	5.08	5.08	5.06	5.11	5.13
3. Eigenfr., f_3 [Hz]	10.20	10.20	10.20	10.20	10.30
4. Eigenfr., f_4 [Hz]	11.90	12.00	12.00	12.00	12.00

Tabelle 1: Schadensszenarien und die 4 unteren gemessenen Eigenfrequenzen

Obwohl im Szenario #4 ein massiver Schaden vorlag, weil 9 von 29 Spannkabel in 3 Achsen lokal durchtrennt waren, sind die Eigenfrequenzen nicht gefallen, sondern im Gegenteil sogar leicht angestiegen (rot markierte Werte). In Tab. 1 ist dies zu sehen, was auf Umwelteinflüsse zurückgeführt werden kann. Es waren keinerlei Risse an der Brücke zu erkennen. Dann wurde mit Hilfe der Wavelet-Transformation, einer Kurzzeit-Fouriertransformation, die gemessenen Beschleunigungen in den Frequenzbereich überführt und anschließend mittels Hauptkomponentenanalyse bearbeitet.

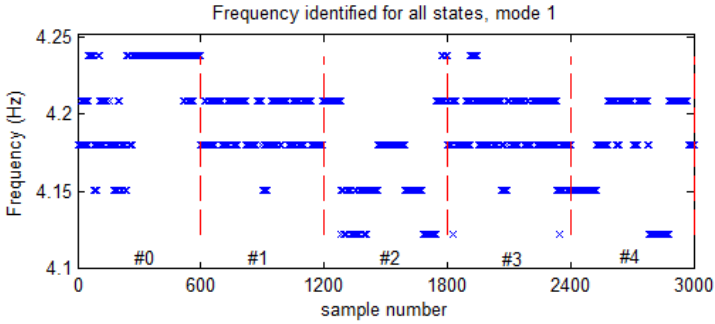


Abbildung 2: Verlauf der Wavelet-Transformierten einer Beschleunigungsmessung im Bereich der 1. Eigenfrequenz über alle Schadensszenarien [4]

Exemplarisch sind die Wavelet-transformierten Messungen für alle Schadensszenarien im Bereich der ersten Eigenfrequenz in der Abb. 2 gezeigt. Rein optisch kann man nicht wirklich etwas erkennen. Projektiert man aber diese Daten auf den ersten Hauptvektor des Referenzmodells, so lassen sich mit der Frobeniusnorm klare Veränderungen in den Frequenzen ausmachen.

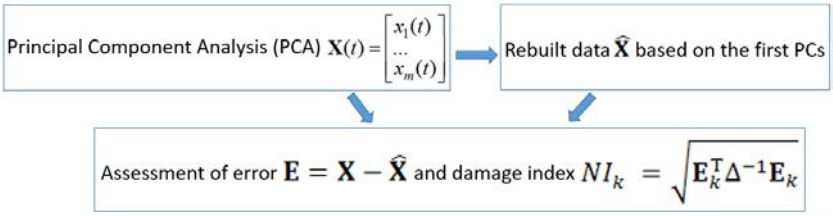


Abbildung 3: Schritte der Hauptkomponentenanalyse,
(Δ = Kovarianzmatrix der untersuchten Eigenschaften)

Damit ist ein statistischer Gesamtschadensindikator definiert. Es wird nun der Quotient zwischen dem jeweiligen Indikator in diesem Szenario und dem Referenzzustand gebildet. Im Szenario #2 übersteigt dieser die zulässige Grenze und signalisiert „Schaden“, was im Detail von Nguyen et al. in [4] ausgeführt ist (vgl. Abb. 4).

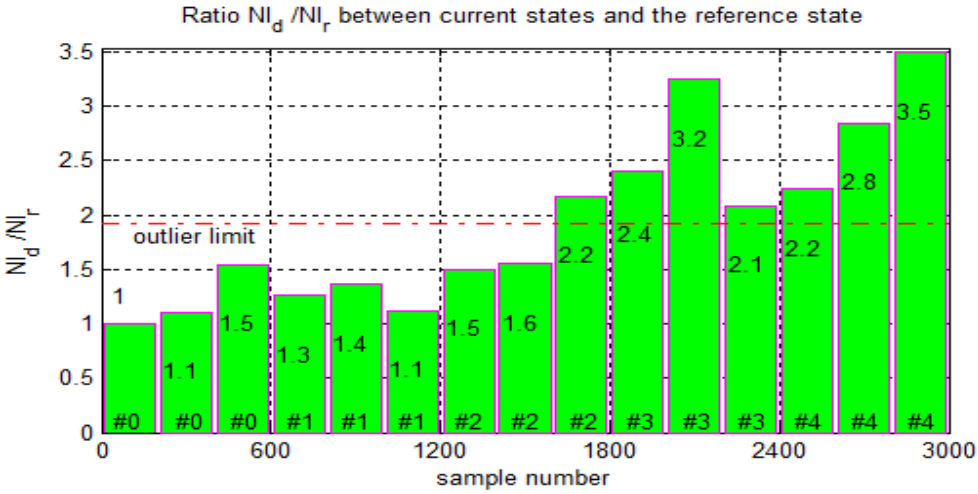


Abbildung 4: Schadensindikator basierend auf der Hauptkomponentenanalyse der Frequenzmessungen im Vergleich zum Referenzzustand mit rot markierter Grenze [4]

4 „Grevenmacher Brücke“ und Model-Updating

Diese Spannbetonbrücke verband Wellen in Deutschland mit Grevenmacher in Luxemburg und wurde in den Jahren 1953–1955 erbaut und 2013 durch eine neue Stahlbrücke ersetzt. Sie bestand aus vielen aneinandergereihten Doppel-T-Trägern, wovon ein Element (46 m lang, 2.5 m breit, 120 t schwer) in den nahegelegenen Hafen transportiert wurde und dort etwa 2 Monate für Testreihen zur Verfügung stand.

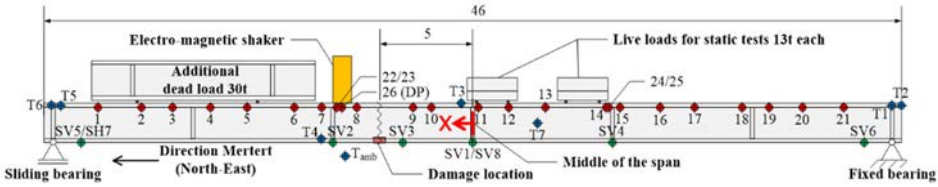


Abbildung 5: Skizze des aufgebockten Trägers mit Messpunkten [6]

Zur Kompensation des entfernten Asphaltes und der Bürgersteige wurde eine feste Totlast von 30 t aufgesetzt und nie verändert. Als statische Testlast dienten 2 Gewichte von je 13 t, die wiederholt an derselben Stelle auf- und abgesetzt wurden. Die Verformungen wurden im belasteten und unbelasteten Zustand mit Hilfe von sechs vertikalen Wegsensoren (SV1–SV6) und einem horizontalen Sensor (SH7) am Gleitlager gemessen. Dann wurden 5 m aus der Mitte die Spannkabel in 4 Szenarien durchtrennt, was in Abb. 6 zu sehen ist.

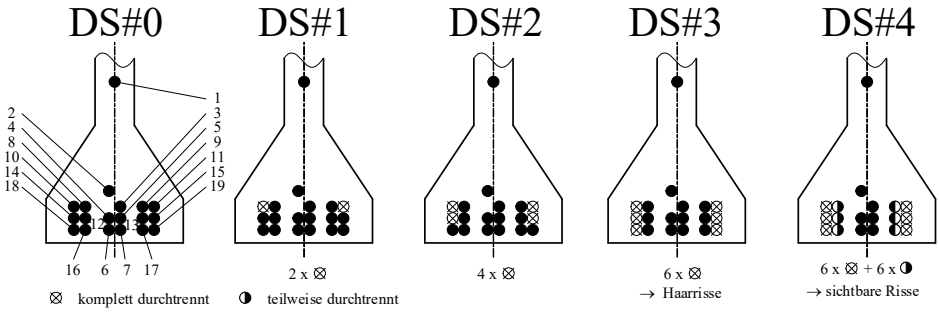


Abbildung 6: Künstliche Schädigung in 4 Schritten (Damage Szenario (DS)) durch Schneiden von Spannkabeln [6]

In Abb. 7 ist der mittlere Verschiebungssensor 1 (SV1) über der Zeit aufgetragen, während unten in pink die Temperatur T4 am Boden des Trägers zu sehen ist. Durch das Aufsetzen der 2 mal 13 t Gewichte entstehen die Sprünge in der Durchbiegung zwischen 17 und 35 mm, die eingezeichnet sind und die ohne Schädigung eigentlich immer exakt dieselbe Durchbiegung hervorrufen sollten. Oben in grün sind die Schadensszenarien von #0 bis #4 eingezeichnet, d. h. am Ende des Szenarios wurde stets der Schaden zur nächst höheren Stufe vergrößert (siehe Abb. 6). Die Schwankungen in SV1 innerhalb einer Schadens- und Laststufe sind temperaturinduziert, wie man bereits mit bloßem Auge erkennt. Die Temperaturkompensation nach Ngyuen et al. ist in [5] beschrieben und ergibt in diesem Bespiel die rote gestrichelte Kurve. Insgesamt sackt die Brücke im unbelasteten Zustand um ca. 25 mm ab, was rechts in Abb. 7 angedeutet ist.

In Abb. 8 ist nun das scheibenweise organisierte „mapped mesh“ dieses Trägers zu sehen, d. h. es wurden ca. 20 cm breite Scheiben aus „solid“ Elementen „geclustert“, was nichts anderes bedeutet, als das der E-Modul dieser Scheiben als Ganzes variiert und angepasst wurde, wobei eine glockenkurvenartige Schadensfunktion verwendet wurde. Dies alles ist notwendig, um die Zahl der freien Parameter im Updating-Prozess zu begrenzen, weil sonst

die numerische Minimierung der Zielfunktion zur Anpassung des Rechenmodells an die Messwerte nicht mehr konvergiert [6]. Als Messgrößen zur Anpassung wurden die 3 unteren Eigenfrequenzen und die Nulllinie in den 4 Schadensstufen, also das Absacken verwendet.

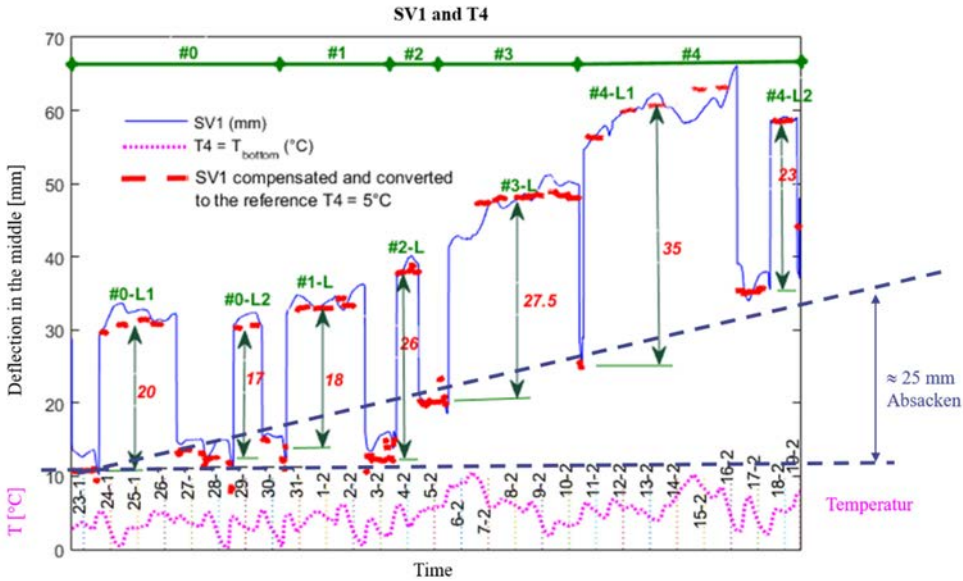


Abbildung 7: Mittlerer Verschiebungssensor (SV1) und Betontemperatur (T4) vom 23.01. bis zum 19.02.2014 durch 7-maliges Be- und Entlasten in den Schadensszenarien #0 bis #4 [6]

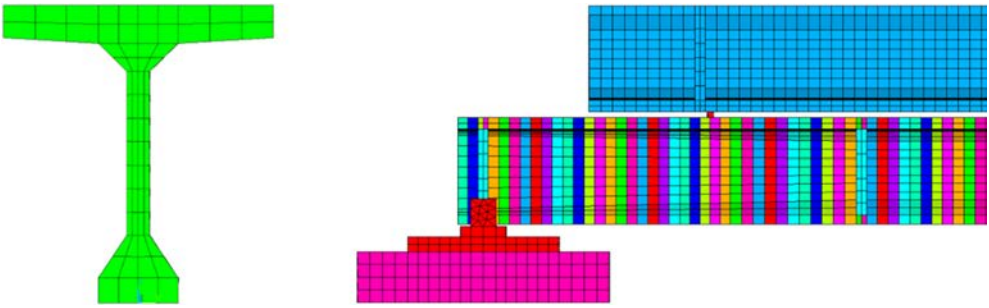
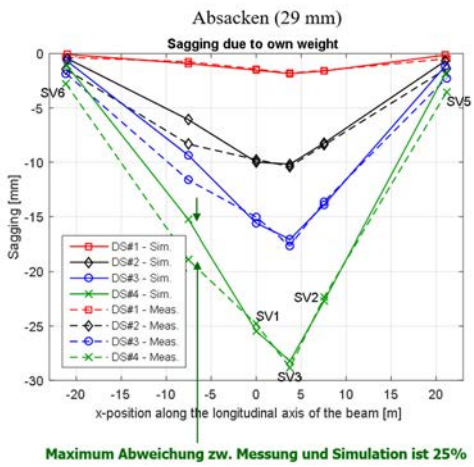


Abbildung 8: Das „mapped mesh“ des Betonträgers aus „solids“ [6]

In Abb. 9 sind die gerechneten und die gemessenen Ergebnisse zum Absacken und zu den unteren 3 Eigenfrequenzen (erste Biegung B1a, erste Torsion T1 und zweite Biegung B2) dargestellt. In Abb.10 ist gezeigt, wie im Rechenmodell in den 4 Schadensstufen der E-Modul angepasst wurde, um die Ergebnisse aus Abb. 9 zu erreichen. Man erkennt hier deutlich den zunehmenden Steifigkeitsverlust, rund um die wahre Schadensstelle, die bei x = 5 m in Abb. 10 als schwarze gestrichelte Linie eingezeichnet ist. Es sei darauf hingewiesen, dass Mikrorisse erst ab #3 und deutlich sichtbare Risse ab #4 erkennbar waren.



Eigenfrequenzen

	DS#1		DS#2	
	meas.	sim.	meas.	sim.
B1a	2,88	2,76	2,85	2,76
T1	4,49	5,05	4,46	5,05
B2	7,55	7,32	7,51	7,32

Max. relative Abnahme der 1. EF (B1) ist 3.5%

	DS#3		DS#4	
	meas.	sim.	meas.	sim.
B1a	2,84	2,76	2,78	2,67
T1	4,46	5,05	4,45	5,03
B2	7,51	7,32	7,45	7,28

Max. Abweichung zw. Messung und Simulation ist 13.2%

Abbildung 9: Vergleich zwischen Messungen und Simulationen, am Ende der Anpassung für das Absacken und die Eigenfrequenzen [6]

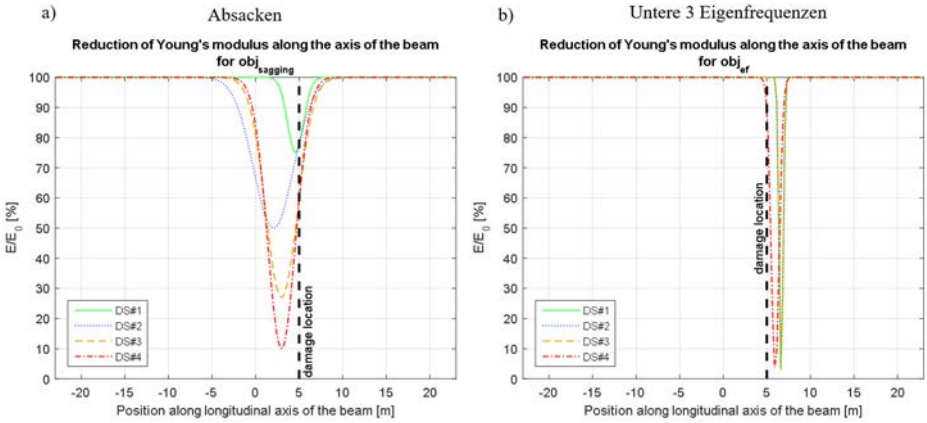


Abbildung 10: Lokale Reduktion des E-Moduls durch Minimierung der Fehler zwischen Modell und Messung im Hinblick auf a) das Absacken und b) die 3 unteren Eigenfrequenzen [6]

5 Schlussbemerkung

Der rein mathematisch-statistische Indikator, der auf der Hauptkomponentenanalyse beruht, führte bisher bei allen Testbrücken zur korrekten Schadensidentifikation, sogar im Anfangsstadium der Schädigung. Des Weiteren wurde ein Model-Updating Verfahren basierend auf Schadensfunktionen und einem scheibenweise organisierten Finite-Elemente-Modell angewendet. Mit Hilfe der gemessenen Ergebnisse des Absackens und der Eigenfrequenzen konnten die Schäden frühzeitig detektiert, lokalisiert und sogar quantifiziert werden.

Literatur

[1] Lazarova, D. Collapse of Prague footbridge raises concerns regarding state of other bridges. Prague, 2017, unter: https://www.radio.cz/en/section/curraffrs/collapse-of-prague-footbridge-raises-concerns-regarding-state-of-other-bridges (abgerufen am 30.10.2019)

[2] Chrysopoulos, P. Part of Bridge in Kavala Collapses. Kavala, 2018, unter: https://greece.greekreporter.com/2018/11/09/part-of-bridge-in-kavala-collapses-no-injuries-video/ (abgerufen am 30.10.2019)

[3] Pollock, E. Italy's Morandi Bridge Collapse – What Do We Know? Genua, 2018, unter: https://www.engineering.com/BIM/ArticleID/17517/Italys-Morandi-Bridge-CollapseWhat-Do-We-Know.aspx (abgerufen am 30.10.2019)

[4] Nguyen, V.H.; Mahowald, J.; Golinval, J.-C.; Maas, S. Damage detection in bridge structures including environmental effects. In: The Ninth International Conference on Structural Dynamics EURODYN 2014, Porto

[5] Nguyen, V.H.; Schommer, S.; Maas, S.; Zürbes, A. Static load testing with temperature compensation for structural health monitoring of bridges. Engineering Structures, Nr. 127 (2016), S.700-718

[6] Schommer, S. Damage detection in prestressed concrete bridges based on static load testing, sagging and modal parameters, using measurements and model updating. Dissertation 2017, University of Luxembourg, FSTC, Engineering Sciences

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Isogeometrische Analyse zur Evolution von Verbundsystemen mit der Phasenfeldmethode

Johanna Naumann[1], **Ingo Muench**[2], **Werner Wagner**[3]

[1]*Institut für Angewandte Materialien, Karlsruher Institut für Technologie*
[2]*Lehrstuhl Statik und Dynamik, Technische Universität Dortmund*
[3]*Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie*

Zusammenfassung: Verbundsysteme finden im Bauwesen weite Verbreitung. Die Phasenfeldmethode eröffnet stabile numerische Verfahren, welche die Lage eines verstärkenden Materials innerhalb der Matrix aus einer neutralen Anfangstopologie generieren können. Hierbei überträgt der Phasenfeldparameter die Information, wo eine Verstärkung vorliegen sollte. Durch ihn erhält das mechanische Modell zu den Komponenten der Verschiebung einen zusätzlichen Freiheitsgrad. Die Evolution des Phasenfeldparameters unterliegt einer Allen-Cahn Gleichung, welche als abstrakte, zusätzliche Gleichgewichtsbedingung erst dann erfüllt ist, wenn sich die Position und Menge der Verstärkung nicht mehr ändert. Der diffuse Übergangsbereich zwischen den Phasen kann positiv interpretiert werden, da hierdurch Mobilität für die Evolution der Topologie resultiert. Unser Verfahren profitiert weiterhin vom Einsatz Isogeometrischer Analyse (IGA), da innerhalb des numerischen Modells Spannungskontinuität durch Basisfunktionen 2. Ordnung gewährleistet werden kann. Da der Spannungszustand die Sensitivität für die Topologiefindung darstellt, ist dessen Kontinuität essentiell um den Einfluss der Gebietszerlegung in finite Zellen zu verringern. In Beispielen wird das Vorgehen erklärt und die Vorteile der IGA erläutert.

1 Grundidee und Einordnung des Verfahrens

Die lokale Verstärkung einer Matrix durch steiferes Material ist eine klassische Ingenieuraufgabe. Im Bauwesen ist die Komposition von Beton und Stahl der wohl bekannteste Vertreter zweiphasiger Verbundmaterialien. Hierbei besitzt Stahl einen höheren Elastizitätsmodul und eine weitaus höhere Zugfestigkeit als die Betonmatrix. Daher wird die Stahlbewehrung bei biegedominierten Problemen im Verbund mit dem Beton genutzt, um Zugspannungen innerhalb der Struktur ins Gleichgewicht zu setzen. Das hier vorgestellte numerische Modell

motiviert sich aus diesem Mechanismus: Ein mit Matrixmaterial gefülltes Gebiet wird durch steiferes Material so verstärkt, dass sich positive Hauptspannungen in der Matrix minimieren. Das Verfahren entwickelt Topologien, welche für die jeweiligen Randvorgaben ein optimiertes Verbundsystem darstellen. Hierbei ist zu beachten, dass kein vollständiges Bemessungsverfahren vorliegt, da z. B. die Streckgrenze der Bewehrung in einem nachgeschalteten Verfahren als Nebenbedingung betrachtet werden muss. Die Dekomposition der Gesamtaufgabe in zwei Optimierungsabschnitte kann vorteilhaft sein, um die Zahl der Parameter in den einzelnen Schritten zu verringern [5]. Im vorliegenden Modell übernimmt der Füllgrad der Verstärkungsphase eine wichtige Rolle bezüglich der sich entwickelnden Topologie. Dieser Aspekt ist aus vielen Verfahren zur Topologiefindung bekannt [4, 6]. In diesem Beitrag werden verschiedene Optionen und Effekte aufgrund der Wahl des Füllgrades an Beispielen besprochen.

2 Das Phasenfeldmodell

Der Phasenfeldparameter φ zeigt für $\varphi \geq 1$ die Region der Verstärkung bzw. für $\varphi \leq -1$ die Bereiche der reinen Matrix an. Wir verwenden den Verzerrungstensor $\boldsymbol{\varepsilon} = \operatorname{sym}\operatorname{Grad}[\mathbf{u}]$, da wir uns auf kleine Verzerrungen und kleine Verschiebungen $\mathbf{u}$ beschränken. Sowohl das Matrixmaterial (M) als auch das verstärkende Material (F) werden vereinfachend durch isotropes, hyperelelastisches Material idealisiert und es gilt:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}_M + \boldsymbol{\sigma}_F = \mathbb{C}_M : \boldsymbol{\varepsilon} + f(\varphi)\, \mathbb{C}_F : \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbb{C}(\varphi) : \boldsymbol{\varepsilon}\,. \tag{1}$$

Der Gesamtelastizitätstensor $\mathbb{C}(\varphi)$ ist somit eine Funktion des Phasenfeldparameters und der Elastizitätstensoren von Matrix und Verstärkung. Eine Dichtefunktion $f(\varphi)$ spezifiziert den Zusammenhang durch

$$f(\varphi) = \frac{e^{\alpha\varphi}}{e^{\alpha\varphi} + 1}\,, \qquad \alpha > 1\,,\ f \in [0, +1]\,. \tag{2}$$

Der Exponent α ist ein numerischer Parameter, welcher die Sensitivität der Übergangszone zwischen Verstärkung und Matrix beeinflusst. Sein Einfluss ist im Vergleich zu anderen Parametern im Modell jedoch so untergeordnet, dass wir nicht näher darauf eingehen und aus weiteren Untersuchungen $5 < \alpha < 14$ ergänzen. Der Füllgrad des verstärkenden Materials wird durch

$$K(\varphi) = \frac{\int_\Omega f(\varphi)\, dV}{\int_\Omega dV}\,, \tag{3}$$

berechnet. Da das verstärkende Material vorrangig Zugspannungen aufnehmen soll, wird die erste Hauptspannung σ_1 als Indikator für die Sensitivität herangezogen. Wir definieren

$$\gamma = \frac{\bar{\sigma}_1(\bar{K}) - \sigma_1(\varphi, \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{u}))}{\bar{\sigma}_1(\bar{K})}\,, \tag{4}$$

als Inhomogenitätsfunktion, welche auf einer Differenz zu einem Grenzwert $\bar{\sigma}_1$ basiert. Dieser Grenzwert hängt von der Spannungsverteilung im Gebiet sowie dem geforderten Füllgrad $\bar{K}$ ab. Die Spannungsverteilung im Gebiet wird durch n_{eval} diskrete Werte der ersten

Hauptspannung σ_1 an allen Integrationspunkten evaluiert und in eine Liste $\tilde{\sigma}$ mit aufsteigenden Werten abgebildet. Die Verteilung der Werte innerhalb dieser Liste spiegelt bereits signifikante Aspekte des vorliegenden Randwertproblems wieder. Liegt z. B. eine rein biegebeanspruchte Struktur vor, findet sich innerhalb der Liste ein Nulldurchgang, welcher anhand seiner Listenposition Aufschluss gibt, ob ein gewünschter Füllgrad der Forderung nach voller Zugkraftdeckung nachkommen kann oder nicht. Es sei erwähnt, dass sich durch die Evolution einer Verstärkungstopologie die Spannungsverteilung während des Prozesses verändert und damit auch die Position des Nulldurchgangs. Eine endgültige Aussage, ob der gewünschte Füllgrad für volle Zugkraftdeckung ausreicht, kann erst gegen Ende der Evolution gemacht werden. Innerhalb der Liste $\tilde{\sigma}$ findet sich an der Position

$$k = int\left[(1-\bar{K})\, n_{eval}\right] \,, \tag{5}$$

der Schwellenspannungswert $\bar{\sigma}_1(\bar{K})$, sofern die Integrationspunkte im Gebiet hinreichend repräsentativ verteilt sind. Der Füllgrad kann sich alternativ aus einer ggf. abgeminderten Zugfestigkeit f_y^M der Matrix ableiten, sofern man das Feld $\tilde{\sigma}$ auf die Position k durchsucht und Gl. 5 zur Berechnung des zugehörigen Füllgrades $\bar{K}$ nutzt.

Die Inhomogenität der Hauptzugspannung wird über die Minimierung der Gesamtenergie

$$\begin{aligned}
&\Pi = \int_\Omega \left[\Psi_{int} + \Psi_{grad} + \Psi_{well} + \Psi_{mech}\right] dV + \int_{\delta\Omega} \Psi_{ext}\, dA \,, \\
&\Psi_{mech} = \frac{1}{2}\boldsymbol{\varepsilon} : \mathbb{C}(\varphi) : \boldsymbol{\varepsilon} \,, \qquad \Psi_{grad}(\nabla\varphi) = \frac{1}{2} L_c \left\|\nabla\varphi\right\|^2 \,, \qquad \Psi_{int} = c_\gamma \gamma\, \varphi \,, \\
&\Psi_{well}(\varphi) = \varphi^6 - \varphi^4 - \varphi^2 + 1 \,, \qquad \Psi_{ext} = -\bar{\mathbf{t}} \cdot \mathbf{u} + \bar{y}\, \varphi \,,
\end{aligned} \tag{6}$$

erreicht. Neben der mechanischen Energie Ψ_{mech} werden weitere Energieanteile für das Phasenfeld formuliert. Die Grenzflächenenergie Ψ_{grad} bedingt den diffusen Phasenübergang, wobei sie die Grenzschichtdicke mit einem konstanten Koeffizienten L_c skaliert. Man sollte sich diese Grenzschicht für praktische Probleme als Bereich mit einem gewissen Verstärkungsgehalt vorstellen, welcher über die Länge gemittelt ist. Eine echte Grenzfläche zwischen Verstärkung und Matrix wird mit dem vorliegenden Modell nicht beschrieben. Die Brunnenenergie Ψ_{well} formuliert zwei globale Minima bei $\varphi = \pm 1$, so dass das Modell zu Bereichen mit vollständiger Verstärkung oder zu Bereichen ohne Verstärkung tendiert. Durch die Modifikation der Brunnenenergie können prinzipiell weitere Zwischenzustände als bevorzugte Möglichkeit hinzugefügt werden [7]. Die Inhomogenitätsfunktion γ wird durch eine Wichtung c_γ mit dem Phasenfeldparameter in Ψ_{int} verknüpft, so dass mit c_γ ein Topologieparameter erscheint. Die äußeren Lasten $\bar{\mathbf{t}}$ sind in der äußeren Arbeit Ψ_{ext} enthalten. Auf der Oberfläche $\delta\Omega$ wird weiterhin mit $\bar{y}$ die Möglichkeit eröffnet, einen Materialfluss für das verstärkende Material als externe Belastung einzuführen. Wird die Gesamtenergie in Bezug auf $\mathbf{u}$ und φ variiert, ergibt sich

$$\begin{aligned}
G = &\int_\Omega \left[\left(c_\gamma \gamma + 6\varphi^5 - 4\varphi^3 - 2\varphi + \frac{1}{2} f'(\varphi) \boldsymbol{\varepsilon} : \mathbb{C}_F : \boldsymbol{\varepsilon} + \omega \dot{\varphi}\right) \delta\varphi\right] dV \\
&+ \int_\Omega \left[L_c \nabla\varphi \cdot \nabla(\delta\varphi) + \boldsymbol{\sigma} : \delta\boldsymbol{\varepsilon}\right] dV - \int_{\delta\Omega} \left[\bar{\mathbf{t}} \cdot \delta\mathbf{u} + \bar{y}\, \delta\varphi\right] dA \overset{!}{=} 0 \,.
\end{aligned} \tag{7}$$

Dabei wird die Variation $\delta\gamma$ vernachlässigt, da die Inhomogenitätsfunktion aus Gl. 4 keine analytische Sensitivität darstellt. Weiterhin ist Gl. 7 durch die inverse Mobilität ω so ergänzt, dass die Eulersche Gleichung bezüglich $\delta\varphi$ eine Allen-Cahn-Gleichung ergibt. Die Forderungen aus Gl. 7 werden mit Hilfe des Newton-Raphson-Verfahrens und dem Euler-Rückwärtsverfahren für $\dot{\varphi}$ numerisch umgesetzt. Innerhalb des Newton-Raphson-Verfahrens wird γ konstant gehalten und zu Beginn des nachfolgenden Zeitschrittes aktualisiert.

3 Isogeometrische Analyse

Die IGA [1] verallgemeinert die Finite-Elemente-Methode (FEM) durch Ansatzfunktionen auf Basis von Non-Uniform Rational B-Splines (NURBS), hier für $\mathbf{u}$ und φ. Die rationalen Basisfunktionen für Formulierungen in einer, zwei oder drei Dimensionen lauten

$$\begin{aligned} R_i^p(\xi) &= \frac{N_{i,p}(\xi)\, w_i}{\sum\limits_{i=0}^{n} N_{i,p}(\xi)\, w_i}\,, \qquad R_{i,j}^{p,q}(\xi,\eta) = \frac{N_{i,p}(\xi)\, M_{j,q}(\eta)\, w_{i,j}}{\sum\limits_{i=0}^{n}\sum\limits_{j=0}^{m} N_{i,p}(\xi)\, M_{j,q}(\eta)\, w_{i,j}}\,, \\ R_{i,j,k}^{p,q,r}(\xi,\eta,\zeta) &= \frac{N_{i,p}(\xi)\, M_{j,q}(\eta)\, L_{k,r}(\zeta)\, w_{i,j,k}}{\sum\limits_{i=0}^{n}\sum\limits_{j=0}^{m}\sum\limits_{k=0}^{l} N_{i,p}(\xi)\, M_{j,q}(\eta)\, L_{k,r}(\zeta)\, w_{i,j,k}}\,. \end{aligned} \tag{8}$$

Dabei werden Wichtungen $w > 0$ zur Vermeidung von Singularitäten gefordert. Die B-Spline Basisfunktion p-ten Grades können je Dimension anhand der Rekursionsformel von Mansfield, de Boor, und Cox [2, 3] gebildet werden:

$$\begin{aligned} N_{i,0}(\xi) &= \begin{cases} 1 \text{ für } \xi_i \leq \xi < \xi_{i+1} \\ 0 \text{ sonst} \end{cases} \\ N_{i,p}(\xi) &= \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) + \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1,p-1}(\xi) \qquad p \geq 1\,. \end{aligned} \tag{9}$$

Sie sind auf dem Knotenvektor $\Xi = \{\xi_0,\xi_1,\ldots,\xi_{n+p+1}\}$ definiert, welcher eine monoton ansteigende Abfolge reeller Zahlen beinhaltet. Dabei ist $n+1$ die Anzahl der Kontrollpunkte in der entsprechenden Raumrichtung. In der IGA werden offene Knotenvektoren verwendet, d. h. die ersten und letzten $p+1$ Knoten haben jeweils den Wert Null oder Eins. Dadurch sind diese NURBS am Rand ihres Definitionsgebietes in der jeweiligen Richtung interpolierbar. NURBS haben viele vorteilhafte Eigenschaften, darunter Nichtnegativität, Compact Support, Partition of Unity und die Erreichung genau eines Maximums für $p > 0$. Außerdem bieten sie die Möglichkeit einer höheren Stetigkeit zwischen den Integrationszellen. Diese Integrationszellen sind mit den Finiten Elementen in der FEM vergleichbar. An jedem Knoten sind NURBS $(p - s)$mal stetig (partiell) differenzierbar, wenn s die Vielfachheit des Knotens im Knotenvektor ist. Die höhere Stetigkeit führt zu einer steigenden Genauigkeit der Approximationen bei gleicher Bandbreite der IGA-Matrizen im Vergleich zur FEM. Außerdem erlaubt IGA die exakte geometrische Darstellung von Kreisen und beliebigen Kegelschnitten sowie die bessere Integration mit Computer-Aided Graphic Design (CAD), wo NURBS den Standard bilden.

4 Numerische Beispiele

Die nachfolgenden Beispiele verwenden Modellparameter entsprechend Tab. 1. Die Variable φ_{init} bezeichnet den initialen Wert des Phasenfeldparameters zu Beginn der Evolution.

Tabelle 1: Wahl der Modellparameter für die numerischen Beispiele

Kap.	$F\,[kN]$	$E_M\,[kN/m^2]$	ν_M	$E_F\,[kN/m^2]$	ν_F	L_c	c_γ	α	φ_{init}
4.1	0,1	100	0	10000	0	0,01	10	5	1
4.2	1	100	0	10000	0	2	10	10	1

4.1 Verstärkung eines Zweifeldträgers

Das Verfahren wird für die Verstärkung eines Zweifeldträgers angewendet. Die Simulation erfolgt zunächst zweidimensional unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes. Der Träger habe die Länge $L = 20\,m$ und die Höhe $H = 2\,m$. Er sei durch Einzellager an den unteren Ecken sowie mittig gelagert und durch zwei Einzellasten belastet. An den Angriffspunkten der Lager und Lasten treten Drucksingularitäten mit lokalen Querzugspannungen auf. Abmessungen sowie mechanische Eigenschaften entsprechen hier keinen realitätsnahen Größen. Das gesamte Tragwerk wird in 160×80 Integrationszellen gleicher Größe zerlegt und NURBS des Grades $p = q = 3$ werden verwendet.

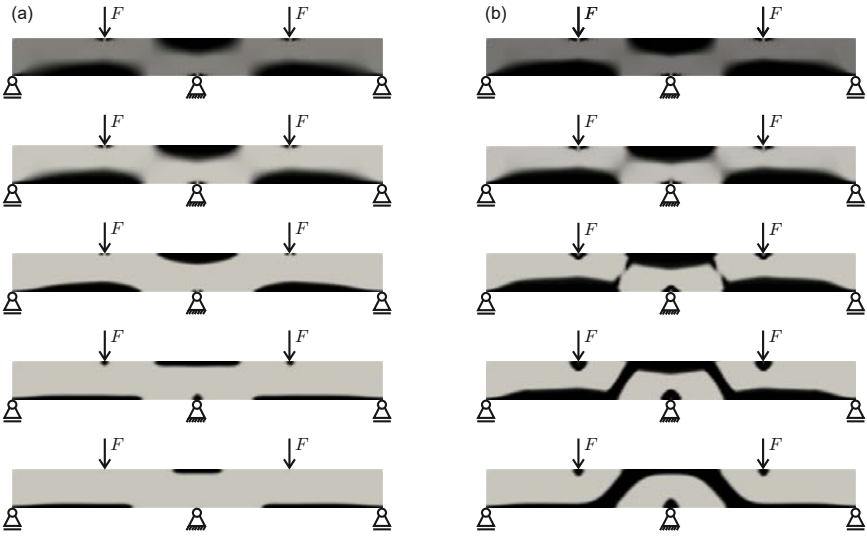


Abbildung 1: Von oben nach unten: Evolutionsprozess mit IGA für $\bar{K} = 0{,}1$ (a) und $\bar{K} = 0{,}2$ (b)

In Abb. 1 ist der Verlauf der Evolution für zwei angestrebte Füllgrade $\bar{K} = 0{,}1$ und $\bar{K} = 0{,}2$ zu sehen. Das Modell entwickelt verstärkendes Material und lagert es um, bis ein energieminimaler Gleichgewichtszustand erreicht wird. Für den Füllgrad $\bar{K} = 0{,}1$ in Abb. 1a bilden sich drei separate, verstärkende Zonen. Wie zu erwarten befinden sie sich in Bereichen hoher Biegezugspannung. Für $\bar{K} = 0{,}2$ verbinden sich die Zonen zu einem Verstärkungsband. Weiterhin bilden sich lokale Verstärkungszonen im Bereich der Drucksingularitäten.

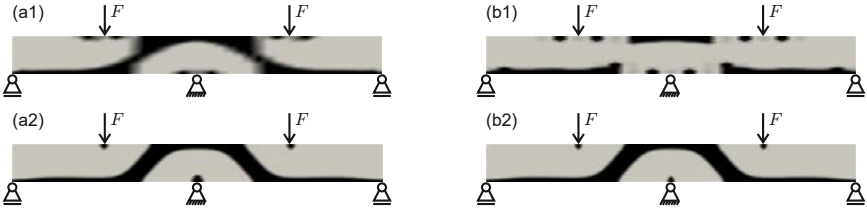


Abbildung 2: Ergebnis der Verstärkung für IGA mit 41×21 (a1) bzw. 161×81 (a2) Kontrollpunkten sowie für FEM mit 41×21 (b1) bzw. 161×81 (b2) Knoten

Nun werden Ergebnisse aus der IGA mit Ergebnissen aus der FEM für grobe und feine Diskretisierung verglichen. Für die Berechnungen mit IGA wird der Zweifeldgräger in 39×19 bzw. 159×79 Integrationszellen zerlegt. Wir wählen NURBS des Grades $p = q = 2$, so dass sich 41×21 bzw. 161×81 Kontrollpunkte und insgesamt 2579 bzw. 39119 Freiheitsgrade ergeben. Für dieselbe Anzahl an Freiheitsgraden werden die FE-Berechnungen mit 41×21 bzw. 161×81 Knoten diskretisiert. Bei Verwendung von quadratischen Lagrange'schen Ansatzfunktionen ergeben sich 20×10 bzw. 80×40 Elemente für die FE-Netze. In Abb. 2 sind die auskonvergierten Topologien für die Berechnungen mit IGA (a) und FEM (b) für den angestrebten Füllgrad $\bar{K} = 0{,}2$ zu sehen. Bei feiner Diskretisierung sind die Ergebnisse für IGA und FEM sehr ähnlich und mit der vorangehenden Berechnung kubischer Basis der NURBS vergleichbar, siehe Abb. 1b. Bei grober Diskretisierung kann IGA die entsprechende Topologie ebenfalls annähern, was für die FEM nicht mehr der Fall ist. Dieser Sachverhalt lässt sich durch die höhere Stetigkeit der Ansatzfunktionen in der IGA im Vergleich zur FEM erklären.

Für den dreidimensionalen Zweifeldträger wird die Breite $B = 2\,m$ gewählt. Die Einzellast F der zweidimensionalen Simulation wird durch eine konstante Streckenlast f ersetzt. Belastung, Lagerung und Geometrie sind in Breitenrichtung konstant. Um die Rechenzeit zu verringern kann die Simulation am halben System unter Ausnutzung der Symmetrie durchgeführt werden, wofür wir $52 \times 52 \times 12$ Integrationszellen und NURBS des Grades $p = q = r = 3$ verwenden. In Abb. 3 ist der Verlauf der Evolution für die angestrebten Füllgrade $\bar{K} = 0{,}1$ (a) und $\bar{K} = 0{,}2$ (b) zu sehen. Die finale Verstärkung ist mit dem zweidimensionalen Ergebnis in Abb. 1 vergleichbar. Abweichend zur zweidimensionalen Simulation bildet sich für $\bar{K} = 0{,}1$ zunächst eine Bogenstruktur wie für $\bar{K} = 0{,}2$ aus.

Mit Gl. 5 kann auch eine zulässige Zugfestigkeit $\bar{\sigma}_1$ der Matrix den angestrebten Füllgrad als Modellparameter ablösen, was aus praktischer Sicht motivierbar ist. In Abb. 4 sind entsprechende Zugfestigkeiten für den vorliegenden Test so gewählt, dass sich ähnliche Verstärkun-

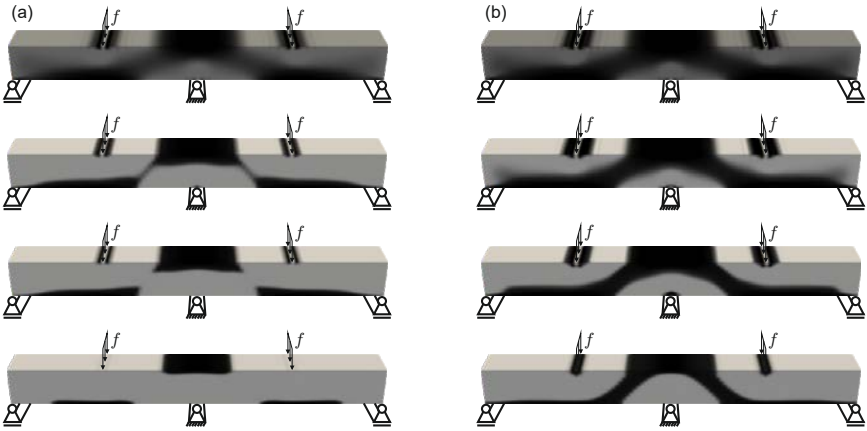


Abbildung 3: Von oben nach unten: Evolutionsprozess in 3D mit IGA für $\bar{K} = 0{,}1$ (a) und $\bar{K} = 0{,}2$ (b)

Abbildung 4: Erforderliche Verstärkung für zulässige Hauptzugspannung $\bar{\sigma}_1 = 0{,}1\,kN/m^2$ (a) und $\bar{\sigma}_1 = 0{,}01\,kN/m^2$ (b) in der Matrix

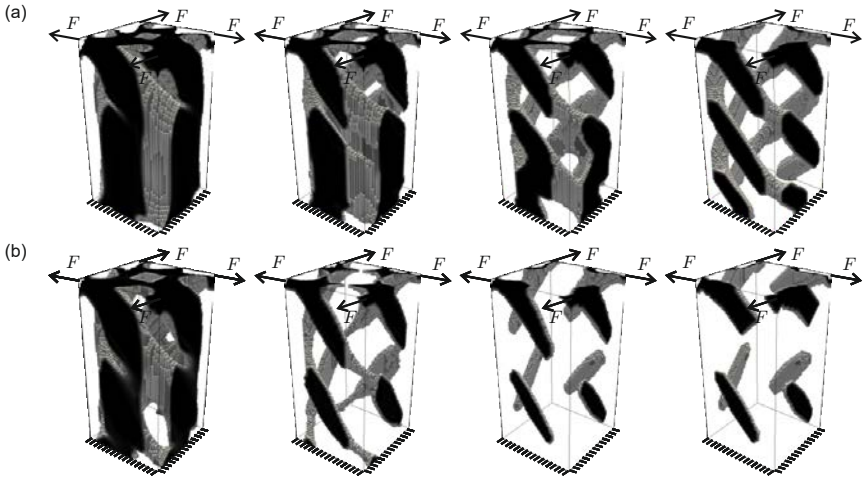


Abbildung 5: Evolution der Verstärkung mit IGA für $\bar{K} = 0{,}12$ (a) bzw. $\bar{K} = 0{,}05$ (b)

gen wie zuvor ergeben. Geringere Zugfestigkeit der Matrix erfordert höheren Füllgrad mit verstärkendem Material.

4.2 Tordierter Quader

Der in Abb. 5 dargestellte, an der Unterseite eingespannte Quader wird durch vier Einzellasten F an den oberen Ecken auf Torsion beansprucht. Der Quader hat die Abmessungen $L = 100\,m$, $B = 100\,m$, $H = 200\,m$ und wird durch $25 \times 25 \times 50$ Integrationszellen diskretisiert. Wir verwenden NURBS-Ansatzgrad $p = q = r = 2$ sowie $27 \times 27 \times 52$ Kontrollpunkte. Abb. 5 zeigt den Evolutionsprozess für $\bar{K} = 0{,}12$ bzw. $\bar{K} = 0{,}05$. Für $\bar{K} = 0{,}12$ entwickelt sich eine durchgehende spiralförmige Verstärkung in Drehrichtung der Torsion. Durch Reduktion des angestrebten Füllgrades auf $\bar{K} = 0{,}05$ verbleiben lediglich aufgelöste Verstärkungszonen auf den Seitenflächen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Das vorgestellte Modell generiert die Topologie von verstärkendem Material innerhalb einer Matrix mit geringer Zugfestigkeit. Bei grober Diskretisierung profitiert das Modell von der IGA. Der angestrebte Füllgrad der Verstärkung kann durch die zulässige Festigkeit der Matrix ersetzt werden. Viskoses Matrixmaterial steht im Fokus weiterer Forschung.

Literatur

[1] COTTRELL, J. A. ; HUGHES, T. J. ; BAZILEVS, Y. : *Isogeometric analysis: toward integration of CAD and FEA*. John Wiley & Sons, 2009

[2] COX, M. G.: The numerical evaluation of B-splines. In: *IMA Journal of Applied Mathematics* 10 (1972), Nr. 2, S. 134–149

[3] DE BOOR, C. : On calculating with B-splines. In: *Journal of Approximation theory* 6 (1972), Nr. 1, S. 50–62

[4] DEATON, J. D. ; GRANDHI, R. V.: A survey of structural and multidisciplinary continuum topology optimization: post 2000. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 49 (2014), Nr. 1, S. 1–38

[5] KELLER, A. ; MUENCH, I. ; WAGNER, W. : Comprehensive optimization of frame structures. In: *PAMM* (2019), S. e201900284

[6] SIGMUND, O. ; MAUTE, K. : Topology optimization approaches. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 48 (2013), Nr. 6, S. 1031–1055

[7] ZHOU, S. ; WANG, M. Y.: Multimaterial structural topology optimization with a generalized Cahn–Hilliard model of multiphase transition. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 33 (2007), Nr. 2, S. 89

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Innovative Elemente aus technischer Kaltkeramik für die Staatsoper Unter den Linden in Berlin

Matthias Oppe[1], Thorsten Helbig[1], Florian Scheible[2]

[1]*Knippers Helbig GmbH, Tübinger Straße 12-16, 70188 Stuttgart*
[2]*Knippers Helbig GmbH, Zehdenicker Straße 21, 10119 Berlin*

Zusammenfassung: Im Rahmen der Generalsanierung der Staatsoper Unter den Linden wurde die innere Infrastruktur erneuert und eine Modernisierung hinsichtlich Barrierefreiheit, Klimatechnik, Sicherheit und Brandschutz vorgenommen. Es erfolgte auch eine Verbesserung der Akustik des Zuschauersaals. Hierzu wurde die historische Saaldecke, ohne das äußere Erscheinungsbild des Operhauses zu beeinträchtigen, um fünf Meter angehoben, um das Volumen zu erweitern und dadurch die Nachhallzeit zu verlängern. Vor die so entstandene Nachhallgalerie legt sich nun ein Rautenmuster, dessen Gestaltung dem Formenkanon des denkmalgeschützten Gebäudes folgt. Durch die Verwendung einer glasfaserverstärkten Phosphat-Keramik (CBPC) in Verbindung mit dem Einsatz modernster Fabrikationstechniken, sowie hinsichtlich des Tragverhaltens des Materials, wurde Neuland beschritten.

1 Einführung

Von 2009 bis 2017 erfolgte die Generalinstandsetzung der Staatsoper Unter den Linden unter der Leitung von Prof. HG Merz. Dabei wurde die Bauform des Operngebäudes renoviert und die Infrastruktur zeitgemäßen Anforderungen angepasst. Insbesondere wurde der Zuschauerraum vollständig restauriert und auf das Gesamtwerk Paulicks aus den 1955er Jahren zurückgeführt.

Ein Kernaspekt der Sanierung stellte die Verbesserung der akustischen Qualitäten und Anforderungen des Zuschauersaals dar. Hierfür gelten zwei Faktoren als entscheidend: die Raumgröße und die Absorptionseigenschaften der Oberflächen. Hinzu kommt die besondere Herausforderung eines Opernsaales hinsichtlich Sprachverständlichkeit und Klangfülle. Der bestehende Saal wies im besetzten Zustand mit 1,1 Sekunden eine vergleichsweise kurze Nachhallzeit auf. Eine wesentliche Ursache hierfür stellte das im Verhältnis zur Anzahl der Zuschauer geringe Raumvolumen von 6.500 m³ dar.

Das von den Akustikern und Architekten entwickelte Konzept sah eine Anhebung der Saaldecke um fünf Meter vor, allerdings ohne die äußere Gestalt des Opernhauses zu beinträchtigen. Im Innenraum entstand eine horizontale Fuge - die Nachhallgalerie - vor die sich nun ein Rautenmuster (siehe Abb. 1), das als eines der auffälligsten neuen Bauteile im Denkmal mit modernster Fabrikationstechnologie und Materialität Neuland beschreitet, legt.

Abbildung 1: Sphärische Rautenmuster der neuen Nachhallgalerie (Quelle: Marcus Ebener)

Durch die Vergrößerung des Raumvolumens um 3.000 auf 9.500 m³ konnte die Nachhallzeit auf 1,6 Sekunden erhöht und die Gesamtakustik somit signifikant verbessert werden.

2 Material

Die Struktur der Nachhallgalerie gliedert sich in 13 sphärisch gekrümmte Segmente, welche das friederizianische Rautenmuster der Deckenstruktur aufgreifen. In ihrer organischen Formensprache und komplexen Geometrie machten sie die Verwendung eines gießfähigen Materials erforderlich. Des Weiteren muss die Struktur neben ihrem eigenen Gewicht im Wesentlichen außerplanmäßige Lasten (z.B. Anprall bzw. Stoß) standhalten, jedoch auch eine gewisse Schlagzähigkeit aufweisen und die vorgegebenen Brandschutzanforderungen [1] erfüllen. Oberflächentextur und Materiallogik sollten sich zudem aus architektonischen Beweggründen wie auch hinsichtlich des Denkmalschutzes nahtlos in den Innenraum des Zuschauersaals einfügen.

Vor diesem Hintergrund wurde aus einer Reihe unterschiedlicher Möglichkeiten eine Lösung aus glasfaserverstärkter Phosphat-Keramik ins Spiel gebracht. Die zwei Komponenten des Materials bieten herausragende Möglichkeiten die mechanischen Eigenschaften den Erfordernissen anzupassen, und somit u.a. ein hohes Verhältnis von Festigkeit zu Eigengewicht zu erreichen. Die Zugfestigkeit der Keramik selbst ist wie bei Beton gering. Die eingelegten Fasern aus AR-Glas erhöhen jedoch die Steifigkeit und helfen, Rissbildung zu vermeiden. Dabei gehen die Fasern mit der Keramik-Matrix einen guten Verbund ein und sind ausreichend säurebeständig.

Zu Beginn der Planung lagen nur geringe Erkenntnisse zu den spezifischen Eigenschaften der eingesetzten Phosphat-Keramik „Vubonite®“ vor. Schließlich wurde diese erstmalig für die Herstellung eines architektonischen Bauteils dieser Größe verwendet. Daher wurde die Entwurfsplanung vom Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen (ITKE) der Universität Stuttgart und der Vrije Universiteit Brussel begleitet. Durch eine enge

Zusammenarbeit konnten die Materialeigenschaften somit speziell für dieses Projekt weiterentwickelt werden. Dabei wurden verschiedene Aspekte des Fertigungsprozesses unter Laborbedingungen untersucht. Hierzu zählen die Verarbeitbarkeit des Materials hinsichtlich der Fließfähigkeit und die Vorgehensweise zum Tränken und Einlegen der Fasersträge. Insbesondere wurde hierbei erkannt, dass die Matrix mit Thixotropie-Mittel zu versetzen ist, um sie dickflüssiger zu machen und sie somit auch in den gekrümmten Bereichen besser verwenden zu können.

Abbildung 2: Knotenpunkt und verschiedene 1 m² Musterstücke im Vergleich (Quelle: HG Merz)

In einem zweiten Schritt wurden zwölf Muster mit einer Größe von jeweils 1 m² hergestellt (vgl. Abb. 2). Diese dienten in erster Linie schalltechnischen Untersuchungen und damit der Prüfung von Stabbreiten, Stabdicken, der Profildichte und deren Flankenwinkeln. Sie wurden zusätzlich genutzt, um weitere Erkenntnisse über Fertigungsabläufe zu erlangen. Sie lieferten Informationen zur Porigkeit der Materialoberflächen, Farbstabilität und Lunkerbildung. Da die Probestücke über ein Jahr vor der Fertigung der eigentlichen Bauteile zur Verfügung standen, konnte so im Vorfeld u.a. sichergestellt werden, dass sich das Material praktisch schwindfrei verhält.

3 Tragwerksentwurf und Bemessungskonzept

3.1 Tragwerksentwurf

Das statische System ist prinzipiell für alle Teilsegmente der gesamten Rautenstruktur identisch. Alle Fußpunkte sind in radialer Richtung unverschieblich gelagert. In vertikaler Richtung ist die Struktur in negativer z-Richtung gehalten, eine Lagerung in positiver z-Richtung ist nicht erforderlich, da keine abhebenden Lasten zu erwarten sind. Die oberen Auflager sind in radialer und vertikaler Richtung über Kontakt (Druck) gelagert. Zusätzlich erfolgt eine Abhängung der Segmente über eine Reihe von Pendelstäben. Die Schalentragwirkung ist gering und die Bauteile werden im Wesentlichen auf einachsige Biegung und Druck beansprucht.

Das kontinuierliche Erscheinungsbild der organischen Elemente, die sich harmonisch in den Zuschauersaal einfügen, sollte möglichst nicht durch sichtbare Details gestört werden. Des Weiteren ist bei Faserverbundwerkstoffen eine materialgerechte konstruktive Durchbildung

der Anschlusspunkte von wesentlicher Bedeutung, ein nachträgliches Einbringen von Bohrlöchern führt beispielsweise zu einer Durchtrennung von Fasern und anders als bei metallischen Werkstoffen ist eine gleichmäßige Lastumleitung dann nicht mehr möglich.

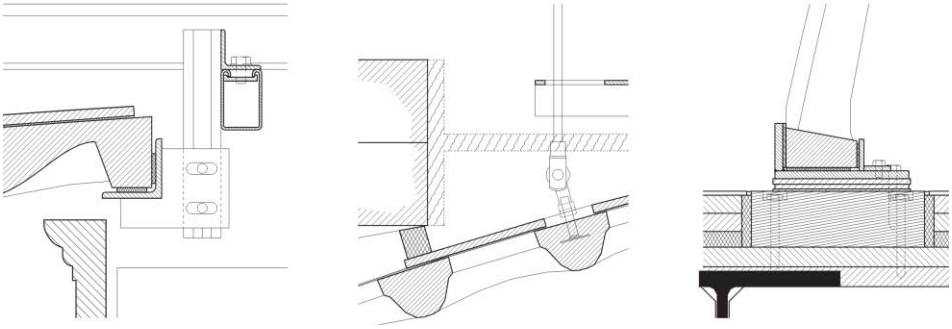


Abbildung 3: Konstruktive Durchbildung der Auflagerpunkte (Quelle: HG Merz)

Derartige Materialschwächungen sollten demnach möglichst vermieden werden, am Kopfpunkt werden daher alle Kräfte nur über Kontakt in eine Auflagerkonsole eingeleitet (Abb. 3 | links). Lediglich am Fußpunkt ist eine Schraube zur Lagesicherung und zur Lastweiterleitung von geringen lateralen Kräften erforderlich (Abb. 3 | rechts). Zur Anbindung der Pendelstäbe werden BigHeads®, bestehend aus einer Grundplatte mit einem aufgeschweißten Gewindebolzen, in die Keramikmatrix eingebettet (Abb. 3 | mittig). Bei diesen Einbauteilen handelt es sich um in der Automobilindustrie häufig verwendete Befestigungselemente. Generell können die Materialeigenschaften von Faserverbundwerkstoffen durch Anpassungen des Fasergehalts zum Beispiel an Anschlusspunkten je nach Anforderung zusätzlich lokal beeinflusst werden.

3.2 Bemessungskonzept

Der Einsatz von glas- oder karbonfaserverstärkten Verbundwerkstoffen im Bauwesen ist in den letzten Jahren aufgrund überzeugender Vorteile bei speziellen Anforderungen erheblich gestiegen. Generell handelt es sich bei glasfaserverstärkten Verbundwerkstoffen aber weiterhin um nicht geregelte Baustoffe, für den Entwurf und die Genehmigungs- bzw. Ausführungsplanung sind national und international häufig nur unvollständige oder unwirtschaftliche Bemessungskonzepte verfügbar auf die hier im Rahmen des Planungsprozesses zum Teil zurückgegriffen wurde.

Es wurde ein kombiniertes Bemessungskonzept angewendet; alle relevanten Lasten und Lastfallkombinationen wurden nach DIN EN 1990 [2] bzw. DIN EN 1991 [3] angesetzt. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen welche die Grundlage für die Erteilung der erforderlichen Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bilden, wurden schließlich die charakteristischen Materialkennwerte $f_{k0,05}$ für alle relevanten Festigkeiten ermittelt. Die Abminderungsbeiwerte A_1 - A_3 zur Berücksichtigung von Temperatur- und Medieneinflüssen sowie der Lasteinwirkungsdauer wurden dann gemäß BÜV-Richtlinie ´Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen´ [4] angesetzt. Somit ergibt sich der Bemessungswert für die Festigkeiten gemäß Gl. (1).

Auf der sicheren Seite liegend wurde ein lineares Interaktionskriterium zur Überlagerung von Normal- und Schubspannungen im Rahmen der Bemessung herangezogen.

$$f_d = \frac{f_{k0,05}}{\gamma_M A_1(t) A_2 A_3} \tag{1}$$

wobei:

- $f_{k0,05}$ charakteristischer Widerstand für t_0
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert
- A_1 (t) Berücksichtigung der Einwirkungsdauer
- A_2 Berücksichtigung von Medieneinflüssen
- A_3 Berücksichtigung der Umgebungstemperatur

Im Rahmen der Bemessung der glasfaserverstärkten Keramikbauteile sind Festigkeitswerte gemäß Tab. 1 angesetzt worden.

	charakteristischer Wert	Bemessungswerte	
		GZT	außergewöhnl. LFK´s
Biegung	60	24,2	36,4
Druck	30	12,1	18,2
Schub	3	1,2	1,8

Tabelle 1: Festigkeiten in N/mm²

Für die Steifigkeiten gelten folgende Werte:

- Schubmodul 1.335 N/mm²
- Elastizitätsmodul: 12.000 N/mm² (Verformungen)
  17.000 N/mm² (Zwängungen)

3.3 Numerische Berechnungen

Zur Generierung der Finite-Elemente Modelle wurde eine Schnittstelle zur CAD Software entwickelt, um die komplexe 3D Geometrie des Bauteils präzise und mit geringem Aufwand in die Berechnungssoftware einzulesen. Somit war die Optimierung der Geometrie nach tragwerkstechnischen Gesichtspunkten einfach möglich. Aufgrund der Wiederholung und Symmetrie der Segmente, erfolgte die Bemessung der gesamten Rautenstruktur schließlich anhand von vier repräsentativen Teilsegmenten. Die als offene Flächenverbände zur Verfügung gestellten Liniengeometrien der Architekten dienten als Systemlinien für die Generierung der FE-Modelle. Um die freigeformte Volumengeometrie mit Stabelementen möglichst exakt abbilden zu können, mussten die komplexen und über die Stablängen veränderlichen Querschnitte entsprechend definiert werden.

Durch eine Überlagerung der originalen Geometrie (3D Flächenverband) und des Stabmodelles mit idealisierten Querschnitten (vgl. Abb. 4) konnte gezeigt werden, dass die Flächen sowie Trägheitsmomente der idealisierten Querschnitte generell kleiner sind als die

der tatsächlichen Querschnitte. Die statischen Berechnungen liefern somit konservative Ergebnisse.

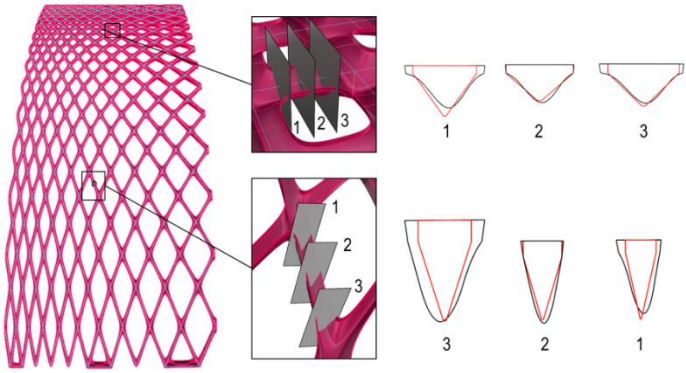


Abbildung 4: Vergleich | rot - Idealisierung, schwarz - tats. Querschnitt (Quelle: Knippers Helbig)

Die Modellierung des Materials im Programmsystem Sofistik [5] erfolgte unter Berücksichtigung der vorab genannten Materialkennwerte mit linear-elastischem Materialgesetz.

4 Genehmigungsprozess

Mit der Durchführung der im Rahmen der ZiE erforderlichen experimentellen Untersuchungen, der Erstellung einer gutachterlichen Stellungnahme sowie fertigungsbegleitender Untersuchungen wurde die MPA Stuttgart betraut. Ziel des Zustimmungsverfahrens war eine versuchsgestützte Ermittlung von charakteristischen Materialkennwerten sowie die Festlegung von Bemessungswerten für die statischen Nachweise der Raumschalenstrukturen und deren Befestigungselementen.

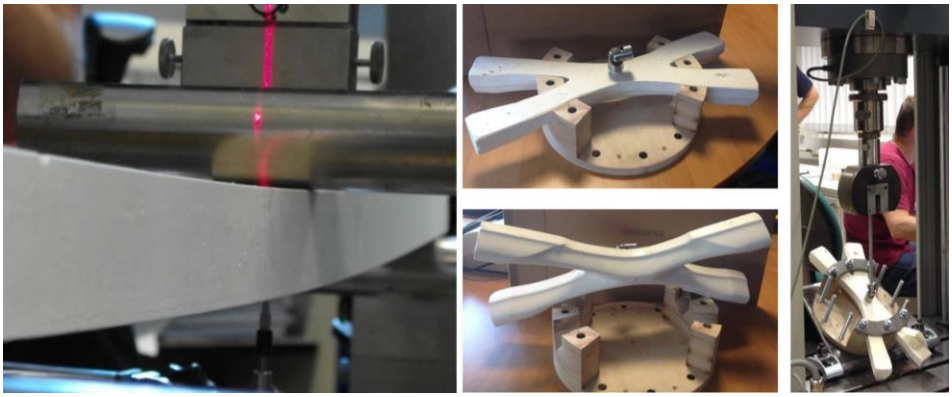


Abbildung 5: Biege- (links) und Auszugsversuche an BigHeads (rechts) (Quelle FiberTech GmbH)

Unter Berücksichtigung des Tragverhaltens bzw. der in den Bauteilen auftretenden Beanspruchungen wurden Biege-, Druck-, Schubversuche an idealisierten Querschnitten sowie Auszugsversuche der Befestigungselemente (Bigheads) am tatsächlichen Querschnitt

durchgeführt (Abb. 5). Nach Erteilung der ZiE durch die oberste Bauaufsichtsbehörde konnte mit der Fertigung der Rautenelemente begonnen werden.

5 Fertigung und Montage

Zunächst hat die Firma FIBER-TECH Construction GmbH mit einem fünfachsigen Portalfräsroboter Positivformen aus Brettschichtholz gefräst (Abb. 6 | links). Grundlage hierfür waren die Daten der parametrisch generierten 3D-Modelle. Nach dem maschinellen Fräsvorgang wurde die Oberfläche händisch geglättet. Von der Positivform wurde anschließend ein Silikonabdruck genommen und auf eine tragende Holz-Unterkonstruktion aufgelegt.

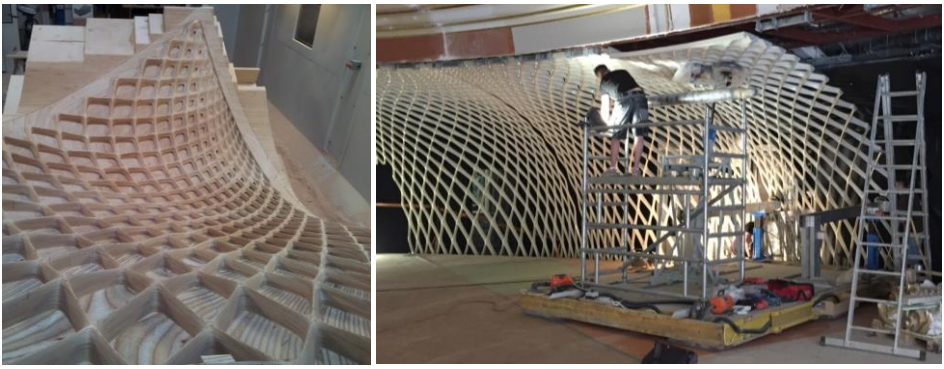


Abbildung 6: Positivform und Manipulation der Elemente auf dem Raumgerüst (FiberTech GmbH)

Nach dem Aufbringen eines Trennmittels wurde im nächsten Arbeitsschritt der sogenannte „Gel-Coat“ aufgetragen und die Form dann mit der Matrix aus Phosphat-Keramik, in welche Kurzfasern integriert sind, um eine rissfreie Optik zu gewährleisten, ausgestrichen. Die Glasfasern wurden anschließend in Form von kontinuierlichen Strängen, sogenannten „textuierten Rovings“ mit der Keramikmasse vorgetränkt und als gestreckte Bündel in mehreren Lagen entlang der Stabzüge in die Keramikmasse einlaminiert. Direkt nach der Fertigstellung wurde das Bauteil mit Kunststofffolie luftdicht verschlossen und härtete zunächst bei Raumtemperatur und später bei 60°C jeweils 24 Stunden aus.

Vor Ort wurden die auf Transportgestellen befestigten Elemente mit dem Turmdrehkran durch eine Dachöffnung eingehoben und auf einem Raumgerüst, welches ursprünglich für die Restaurierung der Saaldecke vorgesehen war, verschoben. Die ausführende Firma nutzte hierfür ein eigens entwickeltes Transportgerät, den sogenannten „Hoover“, welcher die Eigengewichtslasten mit Hilfe von großflächig angeordneten Luftkissen gleichmäßig auf das Raumgerüst verteilte (Abb. 6 | rechts).

6 Zusammenfassung

Die Staatsoper Unter den Linden war vom Beginn ihrer Entstehung bis heute ein Spiegelbild des technischen Fortschrittes der jeweiligen Epoche. Mit der Nachhallgalerie (Abb. 7) hat sie

nun ein innovatives, neues Bauteil erhalten, das den großen Entwicklungssprung eindrücklich sichtbar macht.

Abbildung 7: Fertiggestellte Rautenstruktur der Nachhallgalerie (Quelle: Markus Ebener)

Durch die Kombination von neuem Material und bekannten Verfahren der Faserverstärkung konnte hier eine weitere Facette der Technologie und Anwendungsmöglichkeiten von Faserverbundwerkstoffen aufgezeigt werden. Die lokale Anpassung der technischen Eigenschaften eines ansonsten homogenen Bauteiles an die Randbedingungen stellt dabei ein herausragendes Merkmal dieser Fertigungstechnologie dar, die auch unter Gesichtspunkten wie beispielsweise der Materialoptimierung unter Aspekten der Nachhaltigkeit sicher noch ein großes Entwicklungspotential hat.

Literatur

[1] DIN EN 13501-1: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten, Beuth Verlag, Mai 2007

[2] DIN EN 1990: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung, Beuth Verlag, Berlin, Oktober 2002

[3] DIN EN 1991: Eurocode – Einwirkungen auf Tragwerke, Beuth Verlag, Berlin, Oktober 2002

[4] Oppe, M.; Knippers, J.; et al.; Tragende Kunststoffbauteile, Entwurf - Bemessung – Konstruktion, Bau-Überwachungsverein (BÜV e.V.) Hrsg., Springer Verlag, 229 Seiten, ISBN 978-3-8348-1875-1, Juli 2014

[5] Sofistik (Version 23), SOFISTIK AG, Oberschleißheim, Deutschland

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Schneebrettlawinen – Kollaps poröser Schichten

Philipp Weißgraeber[1], **Philipp L. Rosendahl**[2]

[1]*ARENA2036 Forschungscampus, Pfaffenwaldring 19, 70569 Stuttgart*
[2]*Fachbereich Maschinenbau, TU Darmstadt, Otto-Berndt-Straße 2, 64287 Darmstadt*

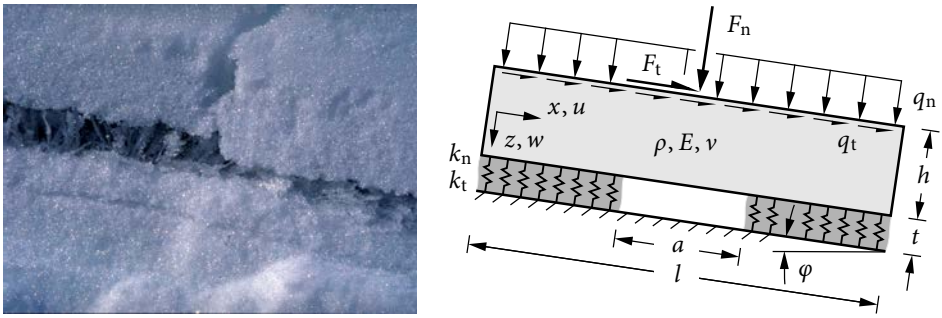
Zusammenfassung: Der Kollaps poröser Schichten ist mittels Bruchmechanik beschreibbar. Wir betrachten die Auslösung von Schneebrettlawinen durch Bruch von Schwachschichten im Schneedeckenaufbau, wie etwa eingeschneitem Oberflächenreif. Bedingungen für den Kollaps werden mit einem gekoppeltem Spannungs- und Energiekriterium analysiert. Die Ergebnisse sind ein wichtiger Fortschritt der Lawinenforschung. Die Methodik lässt sich auf andere poröse Materialien wie z.B. Betonschäume übertragen.

1 Einleitung

Schneebrettlawinen können entstehen, wenn eine poröse Schwachschicht im Schneedeckenaufbau (etwa eingeschneiter Oberflächenreif) kollabiert und die Bindung zwischen Schneebrett und Untergrund bricht. Ein solcher Kollaps ist in Abb. 1a dokumentiert. Das Versagen der Schwachschicht kann durch Zusatzbelastungen der Schneedecke, z.B. durch Skifahrer, ausgelöst werden. Ein solches Initialversagen kann sich rissartig über den ganzen Hang ausbreiten und den Durchriss des Schneebretts und dessen Abgleiten auslösen.

Klassische Ansätze bemühen sogenannte Stabilitätsindizes (engl. *stability indices*) zur Prognose des Schwachschichtversagens [2]. Dies sind Festigkeitskriterien, die die Zusatzbelastung der Schwachschicht durch Punktlasten wie Skifahrer betrachten. Unberücksichtigt bleiben jedoch die Schichtung der Schneedecke [10] und die Ausbreitung von Rissen nach Initialversagen [8].

Heierli und Zaiser [6] betrachten den Vorgang als sogenannten Antiriss und bewerten dessen Stabilität mithilfe linear-elastischer Bruchmechanik. Um die dafür notwendige Energiefreisetzungsrate zu bestimmen, modellieren sie das Schneebrett als schubweichen Balken. Obwohl bekannt ist, dass ein Großteil der Deformation des Schneedeckenaufbaus der Schwachschicht geschuldet ist [11], berücksichtigt sie dieses Modell nicht. Dennoch stellt die Betrachtung als Bruchvorgang einen Meilenstein für das Verständnis des Lawinenauslöseprozesses und insbesondere der Fernauslösung dar.



a) b)

Abbildung 1: Schwachschicht im Schneedeckenaufbau. a) Foto von eingeschneitem Oberflächenreif von Jamieson und Schweizer [9]. Links des vertikalen Risses im Schneebrett ist die Schwachschicht intakt. Rechts ist sie kollabiert. b) Modell der Schneedecke als elastisch gebetteter Balken.

Während analytische Ansätze zum Ziel haben, allgemeingültige Zusammenhänge herzustellen und grundlegende physikalische Gesetzmäßigkeiten zu identifizieren, erlauben numerische Modelle die Analyse spezieller aber sehr komplexer Vorgänge. Zur Berücksichtigung der Schichtung der Schneedecke bei der Auswertung von Stabilitätsindizes verwenden Reuter et al. [12] beispielsweise die Finite-Elemente-Methode (FEM). Gaume et al. [4] nutzen die Diskrete-Elemente-Methode (DEM), um Antirissausbreitung in der Schwachschicht zu simulieren und der Gesamtprozess von Initialkollaps über Antirissausbreitung bis hin zum Abreißen und Abgleiten des Schneebretts kann mithilfe der Material-Punkt-Methode (MPM) beschrieben werden [3]. Dennoch ist der Rechenaufwand für eine solche Analyse immens und die Simulationsergebnisse hängen von einer Vielzahl Parameter ab, die sich nicht unmittelbar aus Experimenten bestimmen lassen.

Für die Untersuchung bruchmechanischer Eigenschaften der Schwachschicht wurde von van Herwijnen und Jamieson [7] ein Feldversuch entwickelt. Im sogenannten PST-Versuch (engl. *propagation saw test*) wird dabei ein Schneeblock rundherum freigelegt und dann mit einer Säge die Schwachschicht fortlaufend zerstört, siehe Abb. 2. Wenn die durch das Eigengewicht des Blocks und der veränderte Traglänge ein kritischer Zustand erreicht ist, läuft der durch die Säge eingebrachte Riss in der Schwachschicht als Antiriss instabil mit fortlaufendem Kollaps der Schwachschicht durch den Schneeblock. Bei ausreichender Hangneigung gleitet dann das Schneebrett ab. Das in dieser Arbeit dargestellte Modell kann dabei genutzt werden um aus der eingebrachten Ausgangsrisslänge bruchmechanische Parameter zu bestimmen.

Ansätze zur Verbindung von festigkeitsmechanischen und bruchmechanischen Modellen finden sich nur wenige in der Literatur. Gaume und Reuter [5] berechnen die Größe, bei der sich ein Antiriss instabil ausbreitet aus einem bruchmechanischen Modell. Zusätzlich verwenden sie einen klassischen Stabilitätsindex, um den Bereich der Schwachschicht zu bestimmen, der durch einen Skifahrer zerstört wird. Sie schlussfolgern, dass eine Lawinenauslösung möglich ist, sobald der kollabierte Bereich der Schwachschicht die kritische Antirissgröße erreicht, was auch durch Schadensakkumulation mehrerer unkritischer Lasten möglich wäre.

Dennoch ist die Kombination von festigkeitsmechanischen und bruchmechanischen Aussa-

gen zweifelsfrei notwendig. Nutzt man beide Kriterien gleichzeitig statt nacheinander, führt dies zum Konzept der finiten Bruchmechanik. Diese betrachtet den Bruchprozess als diskreten Vorgang, bei dem spontan ein Antiriss endlicher Länge entsteht, wenn sowohl ein Spannungs- als auch ein Energiekrieterium gleichzeitig erfüllt sind. Dieses sogenannte gekoppelte Spannungs- und Energiekriterium wurde zur Bewertung strukturmechanischer Probleme vorgeschlagen und lässt sich auch auf den Lawinenauslöseprozess anwenden [13, 14].

In der vorliegenden Arbeit stellen wir ein physikalisches Modell für den von Skifahrern ausgelösten Entstehungsprozess von Schneebrettlawinen vor. Die Bildung eines Anrisses in der Schwachschicht wird mithilfe des gekoppelten Spannungs- und Energiekriteriums beschrieben. Die dazu nötigen Eingangsgrößen werden mithilfe einer geschlossen-analytischen Beschreibung des Schneedeckenaufbaus als elastisch gebetteter Balken bestimmt (Abb. 1b).

2 Schneebretter auf porösen Schwachschneeschichten

Entscheidend für die Auslösung von Schneebrettlawinen ist eine poröse Schwachschicht, die von einem fest gebundenen Schneebrett überlagert ist. Ein geeignetes Modell für die Untersuchung des Versagensverhaltens muss Spannungen innerhalb der Schwachschicht sowie der Energiefreisetzungsraten von Rissen in der Schwachschicht in Abhängigkeit der Eigenschaften des darüberliegenden Schneebretts und der Belastung auf der Schneedecke, zum Beispiel durch einen Skifahrer, liefern.

2.1 Modellierung

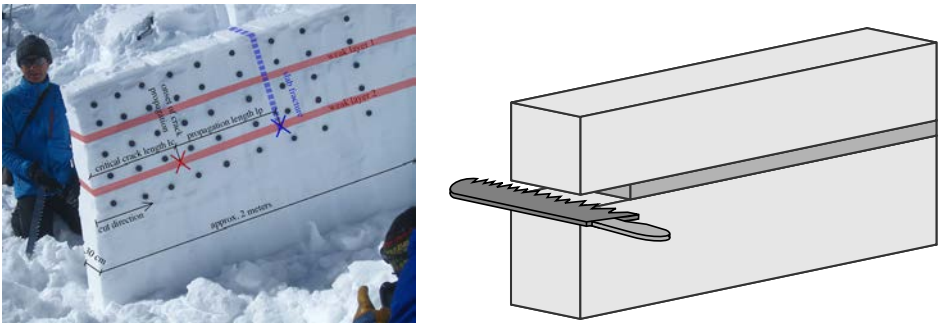
Die mechanische Modelierung erfolgt zweidimensional als schubweicher Balken (Schneebrett) auf einer elastischen Bettung (Schwachschicht) mit Normalsteifigkeit k_n und Tangentialsteifigkeit k_t. Für die hangparallele Deformation u, die Schneebrettabsenkung w und die Neigung des Schneebrettquerschnitts ψ (Abb. 1b) ergeben sich folgende Differentialgleichung:

$$u''(x) - \frac{k_\mathrm{t}}{EA}u(x) = -\frac{q_\mathrm{t}}{EA}, \tag{1}$$

$$w''''(x) - \frac{k_\mathrm{n}}{\kappa GA}w''(x) + \frac{k_\mathrm{n}}{EI}w(x) = \frac{q_\mathrm{n}}{EI}, \tag{2}$$

$$(x) = -\frac{EI}{\kappa GA}w'''(x) + \left(\frac{EI\,k_\mathrm{n}}{(\kappa GA)^2} - 1\right)w'(x). \tag{3}$$

Darin sind EA, κGA und EI die Dehn-, Schub- und Biegesteifigkeiten des Schneebretts. Diese Differentialgleichungen erlauben eine geschlossen-analytische Lösung. Durch die Kombination von gebetteten und ungebetteten Balkenabschnitten mit entsprechenden Rand- und Übergangsbedingungen können Lösungen für eine belastete Schneedecke mit oder ohne Riss oder grundlegende Charakterisierungsversuche, wie den PST-Versuch (Abb. 2) bestimmt werden.



a) b)

Abbildung 2: PST-Versuch (engl. *propagation saw test*) zur Ermittlung der kritischen Bedingung für instabile Ausbreitung eines Kollapses in der Schwachschicht. a) Foto von Benedetti et al. [1], b) Prinzip der künstlichen Antirisseinbringung durch Schneesäge.

Aus den Deformationen des Schneebretts u und w können dann die Spannungen in der Schwachschicht, die als *weak interface* modelliert ist, bestimmt werden:

$$\sigma(x) = -\frac{k_\mathrm{n}}{b} w(x), \qquad \tau(x) = \frac{k_\mathrm{t}}{b} u(x). \tag{4}$$

Für die Berücksichtigung bruchmechanischer (Teil-)Kriterien für das Versagen der Schwachschicht wird auch die Energiefreisetzungsrate von Antirissen in der Schwachschicht benötigt. Die differentielle Energiefreisetzung des Wachstums infinitesimaler Risse

$$\mathcal{G} = \mathcal{G}_\mathrm{I} + \mathcal{G}_\mathrm{II} = -\frac{\mathrm{d}\Pi}{b\mathrm{d}a}, \tag{5}$$

worin Π das Gesamtpotenzial der Struktur, b ihre Tiefe und a die Risslänge ist, kann für Modus I (Kollaps) und für Modus II (Scherung der Rissflanken) für das vorliegende Weak-Interface-Modell der Schwachschicht ebenfalls aus den Deformationen bestimmt werden:

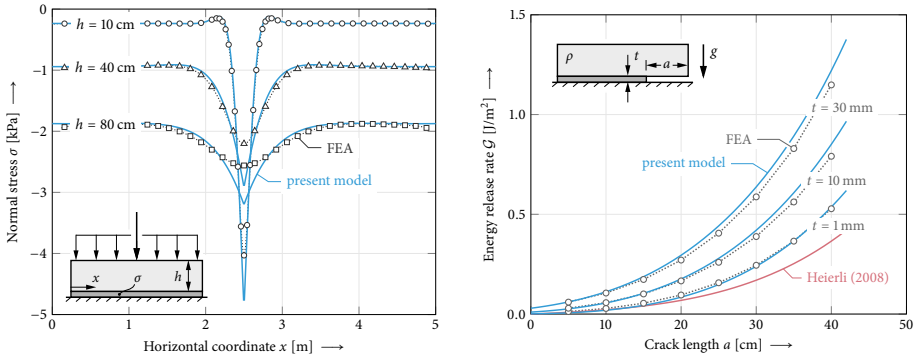
$$\mathcal{G}_\mathrm{I} = \frac{k_\mathrm{n}}{2b} w(a)^2, \qquad \mathcal{G}_\mathrm{II} = \frac{k_\mathrm{t}}{2b} u(a)^2. \tag{6}$$

Für die Betrachtung von Risse finiter Länge wird die inkrementelle Energiefreisetzungsrate verwendet:

$$\overline{\mathcal{G}} = \overline{\mathcal{G}}_\mathrm{I} + \overline{\mathcal{G}}_\mathrm{II} = -\frac{\Delta\Pi}{b\Delta a} = \frac{1}{\Delta a} \int\limits_{\Delta a} \mathcal{G}\, \mathrm{d}a. \tag{7}$$

Debei bezeichnet $\Delta\Pi$ die Änderung des Gesamtpotenzials der Struktur bei der Bildung eines Risses endlicher Länge Δa. Mithilfe des Rissschließintegrals kann diese auch direkt aus den Deformationen der ungerissenen Konfiguration (Index 0) sowie der gerissenen Situation (Index 1) bestimmt werden:

$$\overline{\mathcal{G}}_\mathrm{I} = \frac{1}{2b\Delta a} \int\limits_{\frac{l-\Delta a}{2}}^{\frac{l+\Delta a}{2}} k_\mathrm{n} w_1(x)\, w_0(x)\, \mathrm{d}x, \qquad \overline{\mathcal{G}}_\mathrm{II} = \frac{1}{2b\Delta a} \int\limits_{\frac{l-\Delta a}{2}}^{\frac{l+\Delta a}{2}} k_\mathrm{t} u_1(x)\, u_0(x)\, \mathrm{d}x. \tag{8}$$



a) b)

Abbildung 3: Modellergebnisse (durchgezogene Linien) im Vergleich zu FEM-Ergebnisse (Symbole ○, △, □). a) Spannungsspitzen und Größe der durch Skifahrer beeinflussten Zone ändern sich mit der dicke des Schneebretts. b) Gegenüberstellung der Energiefreisetzungsrate in PST-Versuchen in ebenem Gelände des vorliegenden Modells und dem Modell von Heierli und Zaiser [6].

2.2 Validierung

Zur Validierung des vorgestellten analytischen Modells der Schneedecke, wird der Verlgeich mit einem Finite-Elemente-Modell herangezogen. Hierzu werden die gleichen Materialkennwerte wie von Rosendahl und Weißgraeber [13] gewählt.

Abb. 3a zeigt Normalspannungen des Modells im Vergleich zu FEM-Lösungen für verschiedene Dicken des Schneebretts h. Bis auf einen kleinen Bereich um den Lastangriffspunkt herum, liefert das analytische Modell sehr gute Prognosen der Schwachschichtbelastung. Es zeigt sich, dass dickere Schneebretter durch größeres Eigengewicht zwar die Gesamtbelastung der Schwachschicht erhöhen, sie jedoch durch ihre größere Biegesteifigkeit lokale Spannungsspitzen aus einer Skifahrerbelastung verringern. Dieser Effekt is als *bridging* bekannt und hat zur Folge, dass Skifahrer ab einer kritischen Schneebrettdicke keinen Bruch der Schwachschicht mehr verursachen können.

Abb. 3b vergleicht Energiefreisetzungsraten von Antirissen in der Schwachschicht aus den analytischen Modellierungen von Heierli und Zaiser [6] und der vorliegenden Arbeit mit FEM-Ergebnssen. Darstestellt ist ein sogenannter PST-Versuch (Abb. 2). Dabei wird mit einer Schneesäge so weit in die nur vom Eigengewicht des Schneebretss belastete Schwachschicht gesägt, bist der künstlich eingebrachte Riss anfängt instabil zu wachsen. Dieser Feldversuch erlaub die Bestimmung der Bruchzähigkeit der Schwachschicht. Da im Balkenmodell von Heierli und Zaiser [6] die Schwachschicht unberücksichtigt bleibt, ist es nicht in der Lage den Einfluss verschiedener Schwachschichtdicken auf die Energiefreisetzungsrate abzubilden. Das vorliegende analytische Modell bildet diesen Effekt ab und stimmt gut mit FEM-Ergebnisse überein.

3 Versagen von Schwachschichten durch Kollaps

Der lokale Kollaps der Schwachschicht bzw. deren Mikrostruktur kann als Antiriss modelliert werden. Dieser hat das gleiche Rissspitzenfeld wie ein klassischer Riss der Bruchmechanik, jedoch mit einem geänderten Vorzeichen in der Deformation normal zu den Rissflanken. Da die Mikrostruktur von geringer Dichte ist und kollabieren kann, tritt dabei aber keine Materialdurchdringung auf. Die Gesetzmäßigkeiten der Bruchmechanik gelten auch für Antirisse. Dabei bezeichnet die zugehörige Bruchzähigkeit im Modus I die effektive Energieaufnahme durch das Fortschreiten des Kollaps.

3.1 Versagenskriterium für den Kollaps der Schwachschicht unter gemischter Beanspruchung

Um die kritische Belastung der Schneedecke (etwa durch einen Skifahrer) zu bestimmen, die zum Versagen der Schwachschicht führt, wird ein gekoppeltes Spannungs- und Energiekriterium im Rahmen der finiten Bruchmechanik verwendet (vgl. [15]). Das Kriterium beschreibt die instantane Entstehung von Rissen endlicher Länge Δa, wenn vor Rissinitiierung auf dem Gebiet dieses Risses eine Spannungsbedingung erfüllt ist und gleichzeitig die bruchmechanische Energiebedigung für finite Risse erfüllt ist:

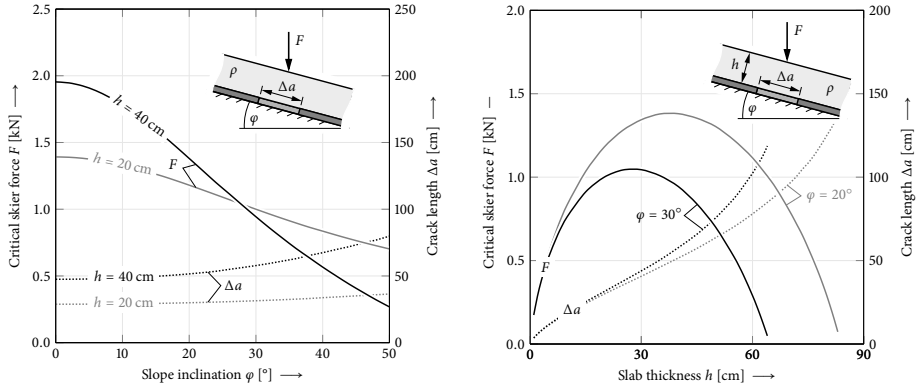
$$\begin{cases} f\big(\sigma(x), \tau(x), \sigma_{\mathrm{c}}, \tau_{\mathrm{c}}\big) \geq 1 \quad \forall \quad x \in \Omega(\Delta a), \\ g\big(\overline{\mathcal{G}}_{\mathrm{I}}(\Delta a), \overline{\mathcal{G}}_{\mathrm{II}}(\Delta a), \mathcal{G}_{\mathrm{Ic}}, \mathcal{G}_{\mathrm{IIc}}\big) \geq 1. \end{cases} \tag{9}$$

Darin ist f ein geeignetes Festigkeitskriterium und g eine Energiebedingung für gemischte Beanspruchung in Modus I und II. Dieses gekoppelte Spannungs- und Energiekriterium kombiniert zwei notwendige Bedingungen zu einer hinreichenden Bedingung für die Initiierung finiter Risse. Es enthält dabei zwei unbekannte Größen – die kritische Last und die Größe des finiten Risses –, die durch das Lösen des (typischerweise implizit) gekoppelten Gleichungssystems bestimmt werden müssen.

3.2 Versagensprognosen

Im Folgenden nutzen wir das in Abschnitt 2 dargestellte analytische Modell für Schwachschichtspanngen und -energiefreisetzungsraten zur Prognose von durch Skifahrer ausgelöstem Schwachschichtversagen. Dazu werden die gleichen Materialparameter wie von Rosendahl und Weißgraeber [14] gewählt und die statische Kraft F berechnet, die ein Skifahrer maximal auf die Schneedecke ausüben kann, bevor es zur Schwachschichtversagen kommt.

Abb. 4a zeigt den Einfluss des Hangneigungswinkels φ auf diese kritische Zusatzbelastung F. Während die kritische Last mit steigender Hangneigung abnimmt, nimmt die Größe des entstehenden Antirisses zu. In flachem Gelände liegt die Auslöselast des dickeren Schneebretts höher. Aufgrund des größeren Eigengewichts und einer geringeren Scherfestigkeit der Schwachschicht gegenüber der Druckfestigkeit, fällt diese jedoch in steilem Gelände unter die des dünneren Schneebretts.



a) b)

Abbildung 4: Kritische Kraft F, die ein Skifahrer auf die Schneedecke ausüben kann, bevor es zur entstehung eines Antirisses in der Schwachschicht kommt. a) Einfluss des Hangneigungswinkels φ. b) Einfluss des Mächtigkeit des Schneebretts h.

Die Dicke des Schneebretts hat einen unmittelbaren Einfluss auf die kritische Zusatzbelastung (Abb. 4b). Die Belastbarkeit der Schneedecke steigt aufgrund der Biegesteifigkeit (Abb. 3a) zunächst mit zunehmender Mächtigkeit des Schneebretts an. Ab einer kritischen Dicke h ist das Eigengewicht des Schneebretts jedoch so groß, dass die Belastbarkeit wieder abnimmt. Wie in Abb. 4a beobachtet, sinkt die zulässige Belastung in steilerem Gelände.

4 Schlussbemerkungen

In dieser Arbeit wurde ein Versagensmodell für die Auslösung des Kollapses einer Schwachschicht im Schneedeckenaufbau mithilfe eines gekoppelten Spannungs- und Energiekriteriums beschrieben. Das Kriterium basiert auf einer geschlossen-analytischen Modellierung der belasteten Schneedecke, um sowohl Spannungen in der Schwachschicht als auch die Energiefreisetzungsraten finiter Risse effizient bestimmen zu können. Vergleiche mit einer Finite-Elemente-Referenzlösung zeigen eine hohe Genauigkeit dieser Modellierung. Zwei Parameterstudien zeigen die Auswertung des Versagensmodells, das keine Annahme initial vorhandener Defekte in der Schwachschicht voraussetzt.

Mit dem vorgestellten Modell wird der Bruch einer porösen Schwachschicht durch kombinertes Schub- und Druckversagen untersucht. Typische Schwachschichten in Schneedecken sind eingeschneiter Oberflächenreif oder durch aufbauendes Kristallwachstum entstandener Tiefenreif. Die vorgestellte Vorgehensweise lässt sich auf andere poröse Werkstoffe mit ähnlichen Versagensmechanismen, wie zum Beispiel Betonschäuume, übertragen. Dabei ist es wichtig, die Modus I Bruchzähigkeit für Kollaps über mikromechanische Zusammenhänge abbilden zu können.

Literatur

[1] BENEDETTI, L. ; GAUME, J. ; FISCHER, J.-T. : A mechanically-based model of snow slab and weak layer fracture in the Propagation Saw Test. In: *International Journal of Solids and Structures* (2018)

[2] FÖHN, P. M. B.: The stability index and various triggering mechanisms. In: *Avalanche Formation, Movement and Effects (Proceedings of the Davos Symposium, Sept. 1986)* Bd. IAHS Publ., 1987, S. 195–214

[3] GAUME, J. ; GAST, T. ; TERAN, J. ; HERWIJNEN, A. van ; JIANG, C. : Dynamic anticrack propagation in snow. In: *Nature communications* 9 (2018), Nr. 1, S. 3047

[4] GAUME, J. ; HERWIJNEN, A. van ; CHAMBON, G. ; BIRKELAND, K. W. ; SCHWEIZER, J. : Modeling of crack propagation in weak snowpack layers using the discrete element method. In: *The Cryosphere* 9 (2015), Nr. 5, S. 1915–1932

[5] GAUME, J. ; REUTER, B. : Assessing snow instability in skier-triggered snow slab avalanches by combining failure initiation and crack propagation. In: *Cold Regions Science and Technology* 144 (2017), Nr. May, S. 6–15

[6] HEIERLI, J. ; ZAISER, M. : Failure initiation in snow stratifications containing weak layers: Nucleation of whumpfs and slab avalanches. In: *Cold Regions Science and Technology* 52 (2008), Nr. 3, S. 385–400

[7] HERWIJNEN, A. van ; JAMIESON, B. : High-speed photography of fractures in weak snowpack layers. In: *Cold Regions Science and Technology* 43 (2005), Nr. 1-2, S. 71–82. ISBN 0003–2700

[8] HERWIJNEN, A. van ; JAMIESON, B. : Snowpack properties associated with fracture initiation and propagation resulting in skier-triggered dry snow slab avalanches. In: *Cold Regions Science and Technology* 50 (2007), Nr. 1-3, S. 13–22. ISBN 0165–232X

[9] JAMIESON, B. ; SCHWEIZER, J. : Texture and strength changes of buried surface-hoar layers with implications for dry snow-slab avalanche release. In: *Journal of Glaciology* 46 (2000), Nr. 152, S. 151–160

[10] MONTI, F. ; GAUME, J. ; HERWIJNEN, A. van ; SCHWEIZER, J. : Snow instability evaluation: calculating the skier-induced stress in a multi-layered snowpack. In: *Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions* 3 (2015), Nr. 8, S. 4833–4869

[11] REIWEGER, I. ; SCHWEIZER, J. : Failure of a layer of buried surface hoar. In: *Geophysical Research Letters* 37 (2010), Nr. 24, S. L24501. ISBN 0094–8276

[12] REUTER, B. ; SCHWEIZER, J. ; VAN HERWIJNEN, A. : A process-based approach to estimate point snow instability. In: *Cryosphere* 9 (2015), Nr. 3, S. 837–847

[13] ROSENDAHL, P. L. ; WEISSGRAEBER, P. : Modeling snow slab avalanches caused by weak layer failure – Part I: Slabs on compliant and collapsible weak layers. In: *The Cryosphere Discussions* (2019), S. 1–28

[14] ROSENDAHL, P. L. ; WEISSGRAEBER, P. : Modeling snow slab avalanches – Part II: Coupled mixed-mode criterion for skier-triggered anticracks. In: *The Cryosphere Discussions* (2019), S. 1–25

[15] WEISSGRAEBER, P. ; LEGUILLON, D. ; BECKER, W. : A review of Finite Fracture Mechanics: crack initiation at singular and non-singular stress raisers. In: *Archive of Applied Mechanics* 86 (2016), Nr. 1-2, S. 375–401

Minisymposium Parametrisches Entwerfen

Organisator:

- **Arndt Goldack**
  LuFG Statik und Dynamik der Tragwerke, Bergische Universität Wuppertal

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Räumliche Tragwerksentwicklung - Erfahrungen aus dem Planungsalltag am Beispiel des Neubaus der Dualen Hochschule in Stuttgart -

Markus Gartz, Jan Schütt

Mayer-Vorfelder und Dinkelacker Ingenieurgesellschaft für Bauwesen GmbH und Co. KG

Zusammenfassung: *Obwohl der Einsatz von 3D-Software in der heutigen Zeit kein neues Mittel darstellt, zeigt der Alltag, dass der erfolgreiche Einsatz von 3D-Modellen nicht ohne einen hohen Ingenieurverstand möglich ist. Der Beitrag befasst sich am Beispiel des statisch und architektonisch anspruchsvollen Neubaus der Fakultät für Technik der Dualen Hochschule Baden-Württemberg in Stuttgart mit den Herausforderungen und vielfältigen Möglichkeiten der 3D-Planung. Die Herausforderung beim Einsatz von dreidimensionalen FEM-Modellen liegt zum einen darin, „Stolpersteine" bei der Modellierung, die zu ungenauen oder fehlerbehafteten Ergebnissen führen, zu vermeiden und zum anderen darin eine statische Berechnung aufzustellen, die nachvollziehbar ist und ebenen Vergleichsberechnungen im Rahmen der Prüfung durch einen Prüfingenieur standhält. Die wesentlichen zur Vermeidung von Fehlern zu beachtenden Modellierungsgrundsätze werden im Rahmen des Beitrags vorgestellt und erläutert. Architektonische Highlights des Bauvorhabens sind die im Atrium des Gebäudes ca. 8 m aus den Deckenrändern auskragende schräge Sichtbeton-Wendeltreppe sowie die das Atrium überspannende wellenförmige leichte Stahl-Glas-Dachkonstruktion. Anhand dieser Beispiele wird auf die Möglichkeiten des praxisorientierten Einsatzes von 3D-Tools in der Schnittstelle zwischen Gestaltung, Tragwerksplanung und Bauausführung eingegangen.*

1 Neubau der DHBW für Technik in Stuttgart

1.1 Kurzbeschreibung der Gebäudestruktur und des Tragkonzepts

Der Neubau für die Fakultät Technik der Dualen Hochschule Baden-Württemberg wurde im Stuttgarter Westen auf der ehemaligen Brachfläche zwischen Hegelstraße, Rosenbergstraße, Hoppenlaustraße und Lerchenstraße errichtet. In seiner Höhenentwicklung besteht

das Gebäude aus einem Untergeschoss, dem Erdgeschoss und 5 Obergeschossen. In seiner Grundrissausdehnung umfasst das Gebäude mit einer Grundfläche von ca. 5.000 m² einen Großteil der Grundstücksfläche. Die 5 Gebäudeseiten umschließen das ca. 1.200 m² große Atrium. Das 6-geschossige Atrium wird von einem kuppelförmigen Glasdach überspannt. Im Atrium erfolgt die Verbindung der einzelnen Geschosse über eine aus den Deckenrändern auskragende Sichtbetonwendeltreppe.

Abbildung 1: Animationen zum Gebäude von 3XN Architects

Die Herausforderung in der Tragwerksplanung bestand darin die unterschiedlichen Nutzungen (Büros, Hörsäle, Motorenprüfstände, Windkanal, Cafeteria etc.) und den Gestaltungsanspruch der Architekten in einem wirtschaftlichen und flexiblen Tragwerk umzusetzen.

Das Tragwerk wurde nach dem Prinzip „so viel wie nötig und so wenig wie möglich“ konzipiert. Die Haupttragstruktur besteht aus Stahlbetonflachdecken mit Regelspannweiten von 8,10 m bis 9,45 m. Zur Reduktion der Lasten und Verformungen und im Sinne einer nachhaltigen Bauweise wurden in einem Großteil der Deckenflächen Hohlkörper verbaut. In Bereichen größerer Spanweiten und Auskragungen wurden die Verformungen durch den Einsatz von Vorspannung ohne Verbund auf ein verträgliches Maß begrenzt. Gegründet ist das Gebäude auf Einzel- und Streifenfundamenten.

2 Statische Berechnung am 3D -Gesamtmodell

Die Entwicklung des Tragkonzepts der DHBW - Stuttgart erfolgte zunächst losgelöst von Computermodellen mit Ingenieurverstand und „Stift & Papier“. Die statische Berechnung wurde dann mit Hilfe eines dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells des gesamten Gebäudes erstellt. Dies hat den Vorteil, dass für alle Bauteile und insbesondere für die Decken und Wände in einem Gesamtmodell sowohl die vertikalen Lasten als auch die horizontalen Lasten aus Erdbeben, Wind, Imperfektionen und Zentrierlasten erfasst werden können. Darüber hinaus können im Vergleich zur händischen oder ebenen Berechnung wesentlich früher und schneller Gründungslasten ermittelt und damit Gründungen optimiert werden. Neben den Vorteilen birgt die Berechnung am Gesamtmodell nach Erfahrung der Autoren eine Vielzahl von Fehlerquellen, die zu falschen und unbrauchbaren Ergebnissen führen können. In Folge bedeutet dies, dass die Vorteile nur erfolgreich genutzt werden können, wenn ein hohes Verständnis für die Erstellung und Wirkung von 3D-Berechnungs-

modellen vorhanden ist. Darüber hinaus sei angemerkt, dass mit fehlerfrei erstellten 3D-Gesamtmodellen die globale Berechnung und Bemessung der Tragwerks-elemente möglich ist, aber dennoch sämtliche Detailnachweise wie zum Beispiel für Knoten-, Auflager und Lasteinleitungspunkte etc. separat zu führen sind.

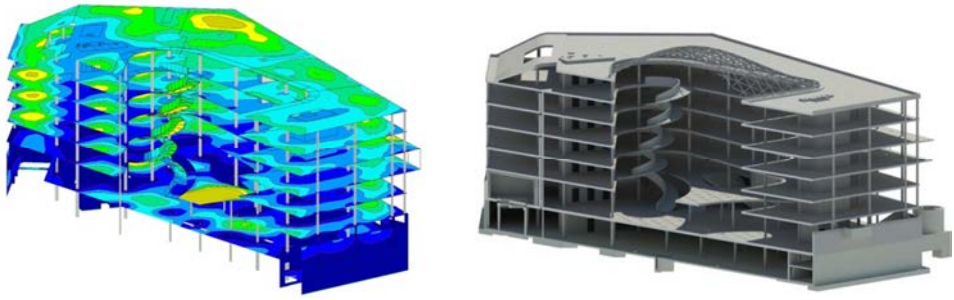


Abbildung 2: 3D - Berechnungsmodell und BIM-Modell

2.1 Modellierungsgrundsätze für 3D-Berechnungsmodelle

Im Folgenden wird eine Kurzübersicht über wesentliche Modellierungsgrundlagen gegeben, die zur Vermeidung von Fehlern beim Einsatz von 3D-FEM-Modellen zu beachten sind. Alle statischen Systeme und damit auch 3D-Gesamtmodelle bilden die Realität immer nur näherungsweise ab. Daher liegt das Hauptaugenmerk bei den vorgestellten Modellierungsregeln nicht darin die Realität möglichst genau zu erfassen, sondern darin ein statisches Modell zu erstellen, das ebenen Vergleichsrechnungen standhält.

2.1.1 Ungewollte Einspannungen im Modell vermeiden

Es ist zu beachten, dass jede im Modell vorhandene Einspannung Einfluss auf das Last- und Verformungsverhalten hat. Es sollten daher in den Modellen nur dort biegesteife Verbindungen vorgesehen werden, wo diese gewünscht sind und in der Bewehrungsführung auch berücksichtigt werden. Dies ist insbesondere bei der Verbindung zwischen Decken und Wänden zu beachten. Konstruktive Einspannungen sollten in 3D-FEM-Modellen in Analogie zur ebenen Betrachtungen in der Regel nicht berücksichtigt werden.

2.1.2 Baufortschritt beachten

Bei Berechnungen am FE-Gesamtmodell ist von enormer Bedeutung zu berücksichtigen, dass am Gesamtmodell in der Regel der Baufortschritt nicht automatisch durch die Berechnungsprogramme abgebildet wird. Gerade bei Stützen kann dies, durch die Nichtbeachtung der im realen Baufortschritt stetig kompensierten Verformungen der Stützen, zu fehlerhaften und meist unterschätzten Stützenlasten führen. Um den Baufortschritt näherungsweise zu berücksichtigen bietet es sich an die Dehnsteifigkeit der Stützen im Modell zu erhöhen. Nach Erfahrungen der Autoren führt eine Erhöhung der Steifigkeit im Verhältnis der Gesamtlänge der Stütze zur mittleren Geschosshöhe bei

üblichen Hochbauten zu guten Ergebnissen. Bei Hochhäusern sind hier weitergehende Betrachtungen unumgänglich.

2.1.3 Abfangkonstruktionen richtigen beurteilen

Auch bei Abfangkonstruktionen, wie Decken und Unterzügen, können der nicht berücksichtigte Baufortschritt und nicht beachtete Unterstützungszustände zu fehlerhaften Bemessungen führen. Da in Gesamtmodellen alle Bauteile stets zusammen wirken, können sich Lasten zum Beispiel bei über mehrere Geschosse durch Stützen gekoppelten Unterzugssystemen ungewollt nach oben hängen und über mehrere Unterzüge verteilen. Dies kann in der Realität allerdings nur geschehen, wenn die entsprechende Struktur im Bauzustand bis zur Fertigstellung über alle Geschosse durchgängig unterstützt bleibt. Das ist meist unwirtschaftlich und erfordert eine aufwendige Bauüberwachung. Deswegen sollten hier entsprechend andere Berechnungsansätze gewählt werden. Eine Möglichkeit besteht darin, die Steifigkeit der abfangenden Bauteile im 3D-Modell so zu erhöhen, dass sich keine Hochhängungen ergeben. Eine weitere sinnvolle Möglichkeit sind klassische ebene Berechnungen der Abfangkonstruktionen.

2.1.4 Wandartige Träger

Als Flächenelemente modellierte wandartige Träger sollten nicht ohne Verständnis der Wirkung im Gesamtmodell bemessen werden. Beispielsweise erfolgt die Bemessung in der Software spannungsbezogen und ohne Berücksichtigung des gerissenen Zustands. Auch die Auflager- und Lasteinleitungspunkte können nicht automatisiert mittels 3D-Modellen bemessen werden. Daher wird empfohlen bei der Bemessung von wandartigen Trägern in jedem Fall auf Fachwerkmodelle bzw. auf Methoden zur Berücksichtigung des Zustands II zurückzugreifen. Gute Ergebnisse liefern Gesamtmodell bei wandartigen Trägern für die Beurteilung der Verträglichkeit und Verformungen.

2.1.5 Nachvollziehbare Erdbebenanalyse

Die Aufstellung von Erdbebennachweisen am Gesamtmodell ist mittlerweile eine gängige Methode in der Praxis. Der große Nachteil liegt darin, dass die Ergebnisse bei den meisten Programmen wie aus einer „Blackbox“ in Form unzähliger Erdbebenersatzlasten je FE-Knoten ausgegeben werden. Zur eigenen Kontrolle und für die übergeordnete Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse durch den Prüfingenieur empfiehlt es sich zumindest die ermittelten Eigenformen, die mitwirkenden Massen, die geschossweisen Ersatzlasten je Eigenform sowie die Gesamterdbebenlasten als Prüfwerte zur ermitteln und auszugeben.

3 Sichtbetonwendeltreppe im Atrium der DHBW - Stuttgart

3.1 Geomertie und Tragwerksentwicklung

Aus statischer und gestalterischer Sicht ist die Sichtbetonwendeltreppe der DHBW-Stuttgart ein Highlight der Konstruktion. Die Wendeltreppe besteht aus einer innenliegenden Stahlbetonbrüstung und einer Betonlaufplatte. Die Wendeltreppe spindelt sich schräg vom Erdgeschoss bis ins 5. Obergeschoss und kragt ca. 8 m aus den Deckenrändern aus. Die Geometrie der Wendeltreppe wurde von 3XN Architects dreidimensional und parametrisiert entwickelt. So konnten per „Knopfdruck“

unterschiedlich Varianten der Wendeltreppe erzeugt und eine aus gestalterischer und statischer Sicht aufeinander abgestimmte Geometrie entwickelt werden.

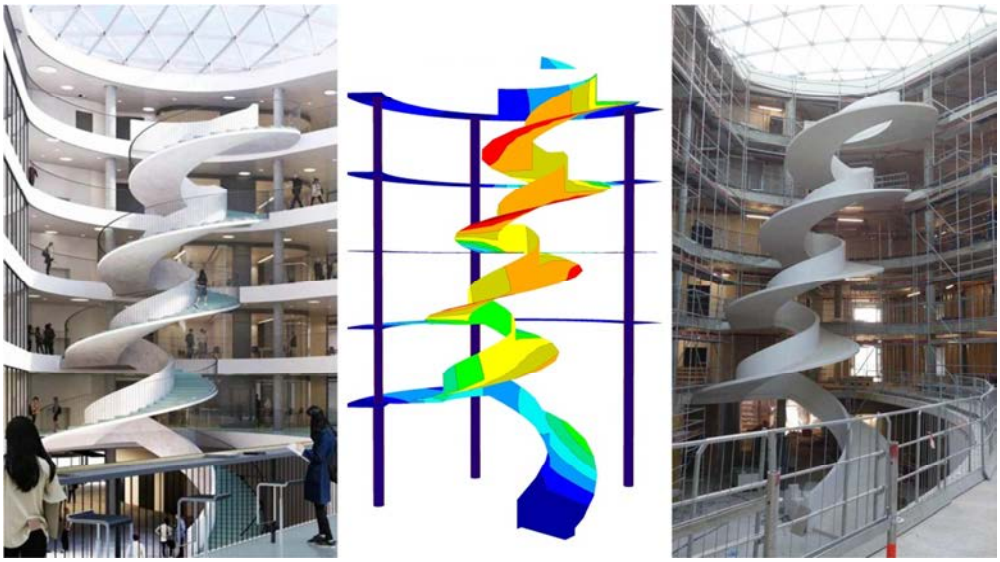


Abbildung 3: Wendeltreppe: Animationen (3XN) - Berechnungsmodell - Bauausführung

Zum vereinfachten Verständnis des Tragverhaltens der Treppe kann das System gedanklich auf drei Teilsysteme reduziert werden. Das erste Element ist der Lauf, der als Kragarm in die Stahlbetonbrüstung eingespannt wird. Als zweites Element wirkt die Brüstung als räumliches gekrümmtes Sprengwerk. Das dritte Element, die Deckenränder zusammen mit den auskragenden Podesten, dienen als Auflager für das räumliche Sprengwerk.

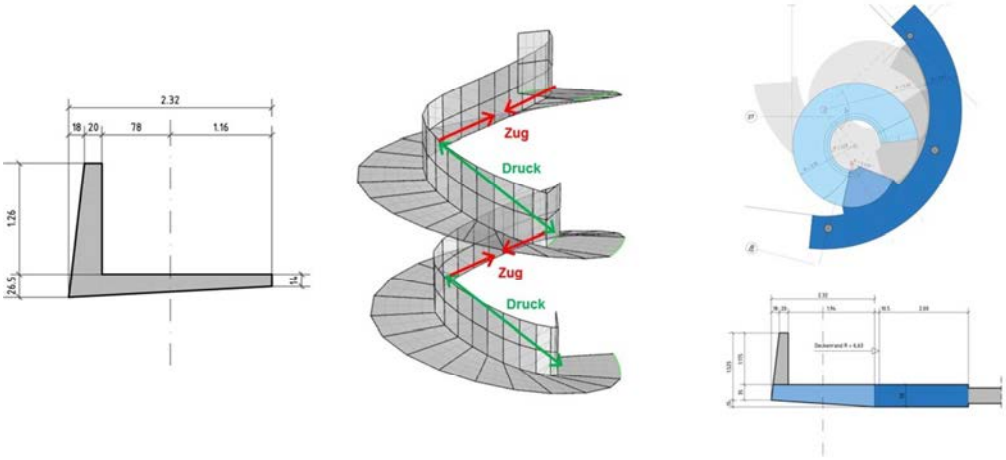


Abbildung 4: Tragelemente: Lauf - Brüstung - Podest/Deckenrand

3.2 Modellierung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgte innerhalb des 3D-Gesamtmodells des Gebäudes. Die Treppe wurde dabei durch Flächenelemente modelliert. Maßgebend für die Dimensionierung war neben der Auslegung der Konstruktion für den Grenzzustand der Tragfähigkeit das Verformungs- und Schwingungsverhalten bei Personenverkehr. Zur Verifikation der Berechnungen und Analysen am Gesamtmodell wurden auf Grund der Komplexität der Geometrie Vergleichsrechnungen an aus dem Gesamtmodell herausgelösten Teilmodellen durchgeführt. Dabei wurde das System auch reduziert auf ein System mit Flächenelementen für die Läufe und Stabelementen für die Brüstungen. Da Betonkonstruktionen beim Übergang vom Zustand I in den gerissenen Zustand II an Steifigkeit verlieren und größere Verformungen als im ungerissenen Zustand entstehen, waren Analysen bzw. Abschätzungen zum Zugspannungs- bzw. Rissverhalten notwendig. Diese erfolgten pragmatisch auf Basis der Hauptzugspannungen.

3.3 Ausführungsplanung und Umsetzung auf der Baustelle

Das gemeinsam mit 3XN Architects entwickelte 3D-Modell zur Geometrie der Wendeltreppe diente als Basis für die weitere Ausführungsplanung der Fachplaner. Ergänzend wurden 2D-Schalpläne mit Angabe aller wesentlichen Schalungsmaße und geometrischen Zusammenhängen erstellt. Durch die ausführende Rohbaufirma wurde die Schalungs- und Unterstützungsplanung der Treppenkonstruktion auf Grundlage des Modells der Architekten ebenfalls dreidimensional geplant. Die Schalung wurde als lamellenartige Holzkonstruktion umgesetzt. Dabei wurden drei Schalungssätze verwendet. Ein Schalungssatz für die gleich bleibenden Wendeltreppenelemente vom 1.OG bis ins 4.OG und zwei weitere Elemente für die geometrisch etwas abweichenden Elemente vom EG ins 1.OG und vom 4.OG ins 5.OG.

4 Wellenförmiges Atriumdach der DHBW - Stuttgart

4.1 Geometrie - Tragwerksentwicklung - Berechnung

Die Gestaltungsidee von 3XN Architects für das im Grundriss dreieckige Atriumdach bestand in einer leichten aus Dreiecken zusammengesetzten Stahl-Glas-Konstruktion, die eine maximale Spannweite von 31 m hat. Ziel war es dabei eine Konstruktion zu entwerfen, die das Dach durch eine wellenförmige Kontur dynamisch und fließend wirken lässt.

Abbildung 6: 3D-Modell der wellenförmigen Dachgeometrie

Die Entwicklung der Tragstruktur wurde mit dieser Zielsetzung nach dem Prinzip „Form Follows Force“ mit Hilfe von Hängeformen entwickelt. Die Dachgeometrien ergeben sich so aus umgedrehten und auf ein Stichmaß von ca. 15 % bis 50% der maximalen Spannweite skalierten Hängeformen.

Die auf diese Weise ermittelten Formen sind abhängig von den Auflagerbedingungen, der Steifigkeit des Randträgers und den Biegesteifigkeiten der Stabelemente. Hängeformen ohne Biegesteifigkeit der Stabelemente führen zu einer reinen kuppelartigen Form und einem optimalen Tragsystem mit überwiegender Druckbeanspruchung der Stabelemente.

Unterschiedliche wellenartige Dachformen mit Wendepunkt in der Kontur konnten mit Hängeformen erzeugt werden, bei denen die Biegesteifigkeit der Stabelemente in den Eckbereichen und die Torsionssteifigkeit des Randträgers aktiviert und variiert wurden. Auf diese Weise konnte eine speziell für die gewünschte Dachgeometrie optimierte Tragstruktur erzeugt werden.

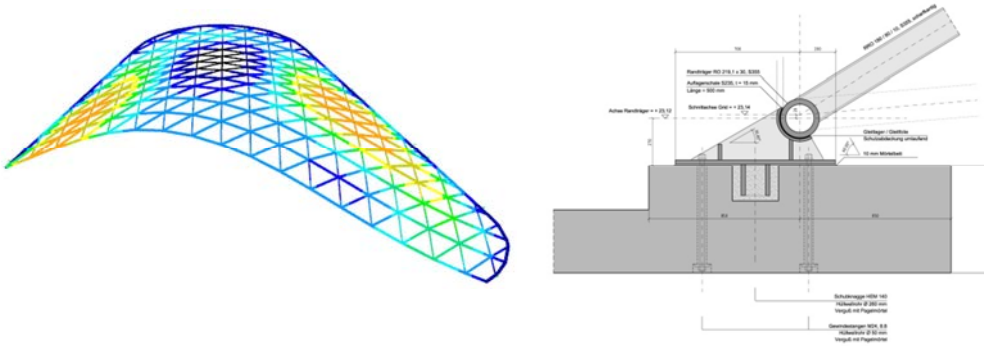


Abbildung 7: Atriumdach - Berechnungsmodell und Auflagerpunkt

Da filigrane und leichte Stahlkonstruktionen empfindlich auf Verformungen reagieren und bei zu großen Verformungen die Gefahr eines schlagartigen Kollaps besteht, ist neben der stabilen Ausbildung der Auflagerpunkte eine kraftschlüssige und möglichst unnachgiebige Konstruktion der Knotenpunkte entscheidend für die Standsicherheit.

Die Auflager an den geraden Längsseiten können neben vertikalen Lasten nur horizontale Lasten senkrecht zum Randträger aufnehmen. Die Lager in den runden Eckbereichen wurden in allen horizontalen Richtungen frei beweglich konzipiert. So konnten die notwendigen Festhaltungen der Konstruktion bei gleichzeitig minimalen Zwängungen aus Temperatur realisiert werden. Die Knotenpunkte wurden als massive Stahlelemente mit angeschweißten Stäben konzipiert und im Zuge der Montageplanung zur Vereinfachung der Montage so umgeplant, dass niedrig belastete Knoten kraftschlüssig und mit Vorspannung verschraubt wurden.

Die Berechnungen der Dachkonstruktion erfolgten losgelöst vom 3D-Gesamtmodell mit Hilfe eines dreidimensionalen Stabwerkmodells nach Theorie 2. und 3.Ordung. Die detaillierten Nachweise der Auflagerpunkte und Glaselemente wurden separat geführt.

4.2 Montageplanung und Umsetzung auf der Baustelle

Ähnlich der Vorgehensweise bei der Wendeltreppe wurde das 3D-Modell der entwickelten Dachgeometrie als Basis für die Werk- und Montageplanung der ausführenden Firma herangezogen. Die Werk- und Montageplanung wurde dreidimensional weitergeführt. Dies war unter anderem erforderlich, um die exakte Geometrie jeder einzelnen Glasscheibe zu definieren und computergesteuert fräsen zu lassen. Auf Basis der Modelle wurde das Dach puzzleartig in einzelne leiterartige Bauteile zerlegt und konnte vor Ort mit Hilfe eines Krans von zwei Arbeitern alleine aufgebaut werden.

Abbildung 8: Baustellenbild - Aufbau Atriumdach

5 Planungs- und Baubeteiligte

Bauherr:	Land Baden Württemberg Vertreten durch Vermögen und Bau Baden-Württemberg Amt Schwäbisch Gmünd
Architekt:	3XN Architects Copenhagen
Tragwerksplanung:	Mayer-Vorfelder und Dinkelacker, Ingenieugesellschaft für Bauwesen, Sindelfingen
Bauausführung:	Rohbau Ed. Züblin AG, Stuttgart
	Dachkonstruktion Josef Gartner GmbH, Gundelfingen

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Parametrischer Entwurf von Regelflächen auf der Grundlage von Interpolationsalgorithmen zwischen Kontrollgeraden

Daniel Lordick

Institut für Geometrie, Technische Universität Dresden

Zusammenfassung: Doppelt gekrümmte Regelflächen spielen im Bauwesen aufgrund der relativ einfachen Herstellbarkeit eine herausragende Rolle [1]. Um das Gestaltungspotential dieser Flächenklasse auszuschöpfen, fehlen in herkömmlichen CAD-Programmen jedoch angemessene Werkzeuge. Aus dem DFG-Schwerpunktprogramm 1542 wird ein Add-on vorgestellt, das auf Grundlage der Liniengeometrie den parametrischen Entwurf mit Regelflächen erleichtert und außerdem einen Anschluss an Finite Elemente Methoden ermöglicht.

1 Regelflächen

1.1 Regelflächen als Untergruppe der NURBS-Flächen

In gängigen CAD-Programmen treten Regelflächen als eine Untergruppe der *Non-Uniform Rational Basic Splines* (NURBS) auf. Eine NURBS-Fläche ist dann Regelfläche, wenn ihre Parameterkurven (*isocurves*) in einer Richtung die algebraische Ordnung 1 (*degree 1, linear*) haben, also Geradenstücke und somit die *Erzeugenden* der Regelfläche sind. Das kann man auf zwei Arten erreichen: Entweder man generiert die NURBS-Fläche, indem man genau nur zwei Profilkurven mit einem Loft verbindet, oder, indem man die Loft-Fläche durch eine Schar ausschließlich gerader Kurven (Strecken) legt.

Allerdings sind die Regelflächen durch dieses Vorgehen keineswegs eindeutig und nachvollziehbar definiert. Im ersten Fall verbinden die Erzeugenden immer einander entsprechende *Parameterpunkte* auf den Profilkurven. Die Verteilung der Parameterpunkte hängt aber von der Parametrisierung der Profilkurven ab und ist insofern weitgehend willkürlich. Dieser Freiheitsgrad korrespondiert damit, dass Regelflächen konstruktiv erst durch *drei* Kurven eindeutig bestimmt sind. Bei NURBS-Flächen haben die CAD-Nutzer also zunächst keine Kontrolle darüber, welche der unendlich vielen Regelflächen durch zwei Kurven von der Software angeboten wird. Um eine gewünschte Regelfläche zu erhalten, ist

eine zusätzliche Bearbeitung unerlässlich. Zum Beispiel kann gefordert werden, dass alle Erzeugenden zu einer Richtebene parallel sein sollen (*konoidale Flächen*). Es ist dann notwendig, eine Schar solcher Erzeugender zu zeichnen und die Fläche, wie oben bereits beschrieben, durch diese Geraden zu legen (*loften*).

Wird andererseits eine Schar gerader Kurven vorgegeben, so hängt die Gestalt der Regelfläche stark von der Anzahl der vorgegebenen Strecken ab. Der NURBS-Algorithmus interpoliert die Strecken so, als wären dadurch Kontrollpunkte für die zweite Parameterkurvenschar vorgegeben. Das Ergebnis ist im Allgemeinen nicht vorhersehbar. Um nun die Randkurven der Fläche wieder an die ersten Profilkurven anzunähern, muss man die Erzeugenden ausreichend dicht nebeneinander legen.

1.2 Regelflächen in der liniengeometrischen Sichtweise

Wir sind gewohnt, den Anschauungsraum durch die Festlegung von *Punkten* im kartesischen Koordinatensystem als dreidimensionalen Raum zu begreifen. Betrachtet man jedoch anstelle der Punkte die *Geraden* als Grundelemente, so stellt man fest, dass zur Festlegung einer Geraden mindestens vier Koordinaten benötigt werden: Legt man nämlich zunächst einen Startpunkt in der x-y-Ebene fest, so bindet das zwei Koordinaten. Eine weiter Koordinate gibt – beispielsweise mit einem Winkel – die Richtung in der x-y-Ebene an und eine vierte die Steigung. Die Mannigfaltigkeit aller Geraden im Anschauungsraum ist also vierdimensional. Dadurch gestaltet sich der Umgang mit Geraden ungleich herausfordernder.

Aus mathematischer Sicht ist ein Ausweg, die vier Koordinaten wiederum als Punkte in einen Modellraum höherer Dimension einzubetten. Im vorliegenden Fall wird dazu die sogenannte *Dualsphäre* benutzt, die unter anderem auch geeignet ist, die Bewegungen von Sechs-Achs-Robotern zu beschreiben [2]. Nun entspricht jeder Punkt auf der vierdimensionalen Dualsphäre einer *orientieren Geraden* im dreidimensionale Raum. Dabei kann man sich die Dualsphäre als Einheitskugel vorstellen, bei der jeder Punkt auf der Oberfläche eine Geradenrichtung bedeutet. An den Kugelpunkt wird ein weiterer Vektor tangential zur Kugel angeheftet, der den Abstand der Geraden zum Koordinatenursprung kodiert. Mit diesem Punktmodell kann nun gerechnet werden. Eine eingehende Beschreibung findet man in [3].

Die Berechnungen auf der Dualsphäre wurden unter dem Gesichtspunkt von Leichtbaukonstruktionen im Forschungsprojekt »Kraftadaptive Diskretisierung leichter Betonbauteile mittels liniengeometrischer Modellierung« an der TU Dresden für das Bauwesen adaptiert und im Folgeprojekt gemeinsam mit Maik Schlaich an der TU Dresden unter dem Titel »Dünnwandige Betonbauteile mit Regelflächengeometrie« angewendet. Insbesondere wurde die Aufgabe gelöst, wie die eigentlich unendlich langen Geraden nach den Interpolationsalgorithmen auf der Dualsphäre sinnvoll auf den für die jeweilige Aufgabe relevanten Bereich im dreidimensionalen Raum eingeschränkt werden können. Eine Realisierung ist:

2 Das Add-on LineGeometry

LineGeometry ist eine Add-on für *Grasshopper*, das wiederum als Plug-in für die CAD Software *Rhinoceros 3D* dient. Grasshopper ist in den letzten Jahren zu einem äußert populären Werkzeug für die parametrische Modellierung dreidimensionaler Objekte geworden. LineGeometry fügt sich in diese Arbeitsumgebung nahtlos ein.

2.1 Installation

Das Add-on steht auf der Website http://linegeometry.daniellordick.de kostenlos zum Herunterladen zur Verfügung. Im Paket findet man die Add-on-Datei mit der Endung *.gha, die per *Drag and Drop* auf die Arbeitsfläche von Grasshopper (*canvas*) gezogen werden kann. Anschließend können die Funktionen über den Reiter *LineGeometry* aufgerufen werden. Im Paket sind außerdem Beispieldateien und eine kurze Dokumentation enthalten.

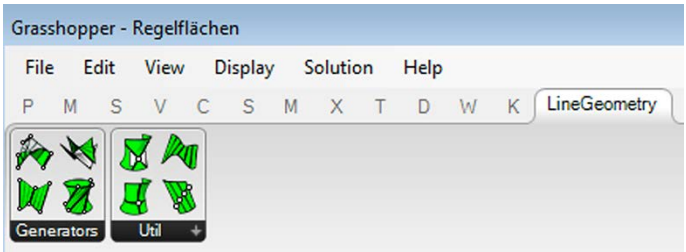


Abbildung 1: Das Add-on LineGeometry in Grasshopper.

Die Funktionen von LineGeometry sind auf zwei Blöcke verteilt. De erste Block (*Generators*) fasst die Werkzeuge zur Erstellung von Regelflächen als Scharen von Erzeugenden zusammen. Im zweiten Block (*Util*) befinden sich Hilfsfunktionen.

2.2 Erzeugung von Regelflächen (Generators)

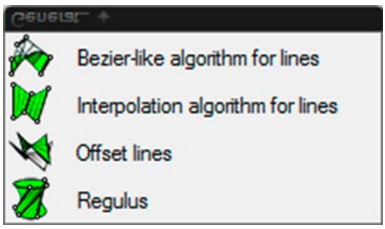


Abbildung 2: Generators im Add-on LineGeometry.

Die Ausgangssituation für die Erzeugung von Regelflächen mit *LineGeometry* ist immer eine Auswahl von orientierten Kontrollgeraden. Die Orientierung der Geraden ist durch die Parametrisierung beim Zeichnen vorgegeben, wobei der zuerst gezeichnete Endpunkt auch der Anfang der Parametrisierung ist. Bei Problemen kann die Orientierung einzelner Geraden (streng genommen: Strecken) mit den Werkzeugen von Rhinoceros oder Grasshopper jederzeit korrigiert werden (z. B. mit der Grasshopper-Komponente *Flip Curve*). Für die folgenden Abbildungen sind vier zueinander windschiefe Geraden in Rhinoceros gezeichnet worden und stehen mit der Komponente *Curve* (nicht *Line*!) unter dem Namen *Crv – vier orientiere Kontrollgeraden* zur Verfügung. Beschriftet sind die Geraden mit den Ziffern 0 bis 3. In den Abbildungen sind die Komponenten aus dem Add-on LineGeometry jeweils durch einen grünen Hintergrund hervorgehoben.

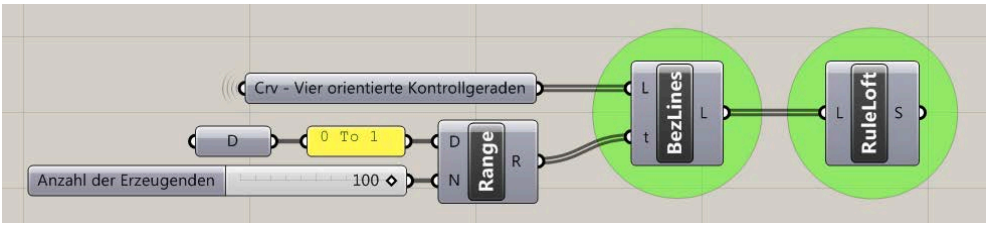


Abbildung 3: *BezLines* im Add-on LineGeometry.

Die erste Komponente heißt **Bezier-like algorithm for lines (BezLines)** (Abb. 3). Sie überträgt den *Bezier-Algorithmus* für Splines auf die Dualsphäre und generiert aus den vorgegebenen Kontrollgeraden eine Schar Erzeugender von einer die Kontrollgeraden interpolierenden Regelfläche. Dabei werden im Allgemeinen nur die erste und die letzte Gerade von der Regelfläche getroffen. Die übrigen Geraden sind Kontrollgeraden in dem Sinn, in dem bei Splines die Ecken des Kontrollpolygons den Spline steuern. Der Eingang *L* (*Control lines*) übernimmt die Kontrollgeraden als Liste und der Eingang *t* (*Range of parameters*) eine beliebige Anzahl von Werten zwischen *0* und *1* (*Domain D: 0 To 1*, auch im weiteren, wenn nicht anders angegeben). Am Ausgang *L* (*Rusulting generators of the ruled surface*) liegen die Erzeugenden der Regelfläche an. Jedem Wert *t* entspricht eine Erzeugende. Dabei sind *0* und *1* die erste und die letzte Kontrollgerade (Abb. 4).

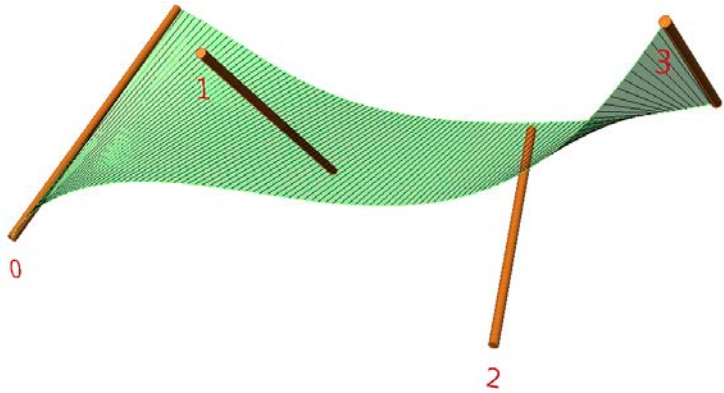


Abbildung 4: Regelfläche durch vier Kontrollgeraden mit *BezLines*.

Wird der Wertebereich 0 bis 1 überschritten, so wird die Regelfläche mit mehr oder weniger sinnvollem Ergebnis extrapoliert. Werden am Eingang *L* nur zwei Kontrollgeraden übergeben, so ist das Ergebnis der Interpolation einer *Wendelfläche*. Die Wendelfläche ist die einzige Regelfläche, die zugleich *Minimalfläche* ist. Insofern ist auch der Unterschied zur Loft-Funktion von Grasshopper und Rhinoceros offensichtlich, da dort aus zwei Geraden immer ein *hyperbolisches Paraboloid* erzeugt wird.

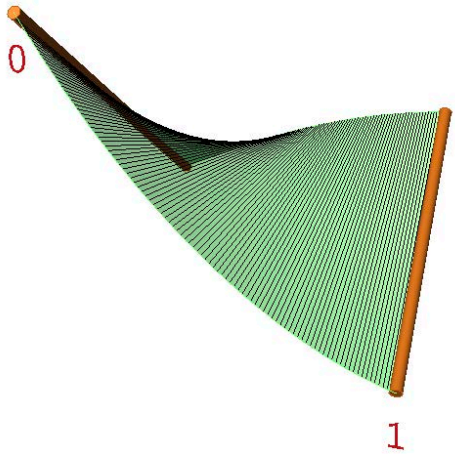


Abbildung 5: Wendelfläche als Interpolation zweier Kontrollgeraden auf der Dualsphäre.

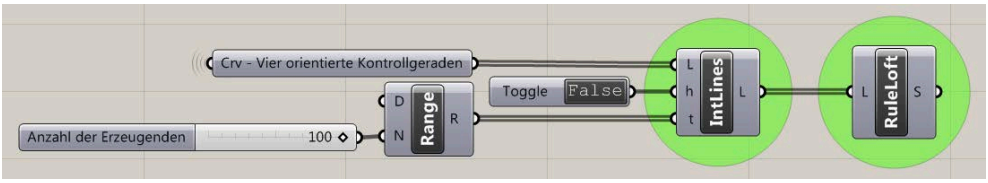


Abbildung 6: IntLines im Add-on LineGeometry.

Die zweite Komponente heißt **Interpolation algorithm for lines (IntLines)** (Abb. 6). Für diese Kompontente wurde der *Aitkin-Algorithmus* zum Zeichnen von Splines auf die Dualsphäre übertragen. Der Unterschied zu BezLines ist, dass nun die Kontrollgeraden von der interpolierenden Regelfläche getroffen werden (Abb. 7).

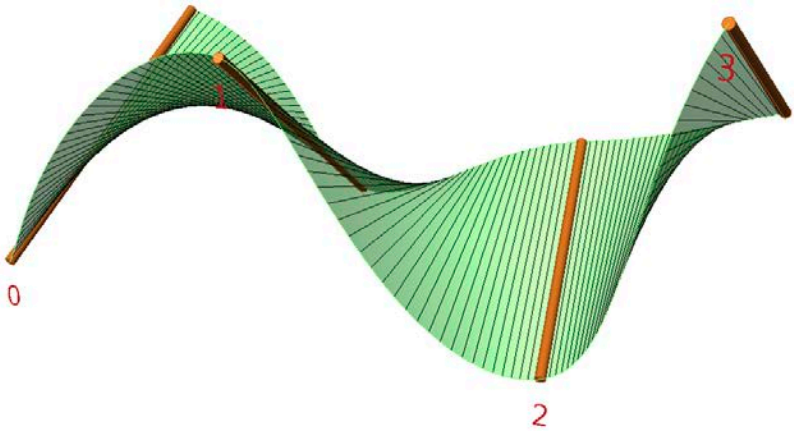


Abbildung 7: BezLines im Add-on LineGeometry.

Außerdem bietet der zusätzliche Eingang *h* (*Enable piecewise linear interpolation*) die Möglichkeit, die Kontrollgeraden stückweise mit Wendelflächen zu verbinden (Abb. 8). Linear interpolation heißt also, dass zwischen den Punkten auf der Dualsphäre, die den Kontrollgeraden entsprechen, geodätische (»kürzeste«) Verbindungen gewählt werden. Die Komponente *BezLines* könnte dasselbe leisten, wenn man die Kontrollgeraden paarweise einspeist. Hier erreicht man die stückweise Interpolation einfach, wenn an *h* der Wert *1* oder *True* anliegt. Bei *0* oder *False* liefert IntLines die glatte Interpolation mit dem von Aitken abgeleiteten Algorithmus.

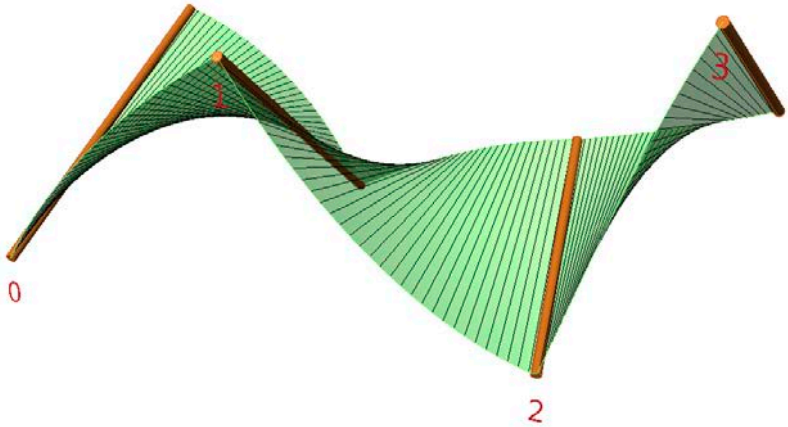


Abbildung 8: BezLines im Add-on LineGeometry.

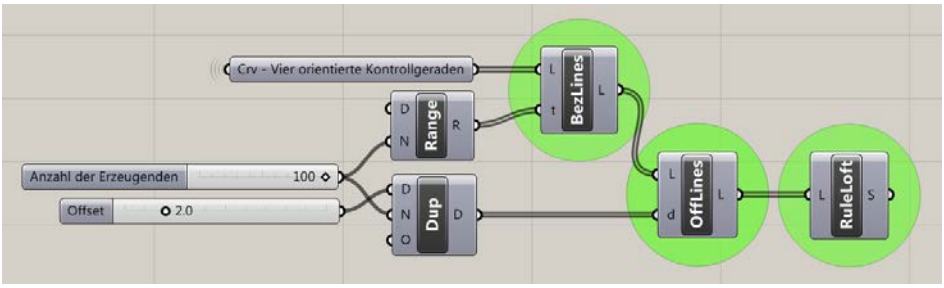


Abbildung 9: OffLines im Add-on LineGeometry.

Die dritte Komponente heißt **Offset lines (OffLines)** (Abb. 9). Bekanntlich ist die Parallelfläche einer windschiefen Regelfläche keine Regelfläche. Gerade im Bauwesen ist es aber oft sinnvoll, nicht nur eine Seite eines Baukörpers als Regelfläche zu definieren. Diese Komponente schafft hier eine Alternative zum Flächen-Offset, indem aus einer Regelfläche eine dazu »parallele« Regelfläche generiert werden kann (Abb. 10). Die Komponente benötigt als Eingabe in *L (Lines)* die Erzeugenden einer Regelfläche und für jede Erzeugende den gewünschten Abstand in *d* (*Distance value for each line*). Es ist also nötig, wenn der Abstand überall gleich sein soll, den gewünschten Wert mit der Grasshopper-Komponente *Duplicate Data (Dup)* entsprechend oft zu vervielfältigen. Die mit *OffLines* erzeugte Regelfäche hat von der Ausgangsfläche nicht mehr überall denselben Abstand. Je nach Krümmung der Fläche fällt der Abstand der Erzeugenden in der Mitte der Fläche deutlich kleiner aus als am Rand. Für die Berechnung der *Offset lines* werden schließlich nur die

Endpunkte der Erzeugenden normal zur Ausgangsfläche versetzt und dann erneut geradlinig verbunden. Als Besonderheit gestattet die Komponente übrigens, dass für jede Erzeugende ein anderer Abstands-Wert berücksichtigt wird. Somit können hier Funktionen zur Manipulation der Abstände genutzt werden, etwa abhängig von eventuell vorhandenen Lastfällen.

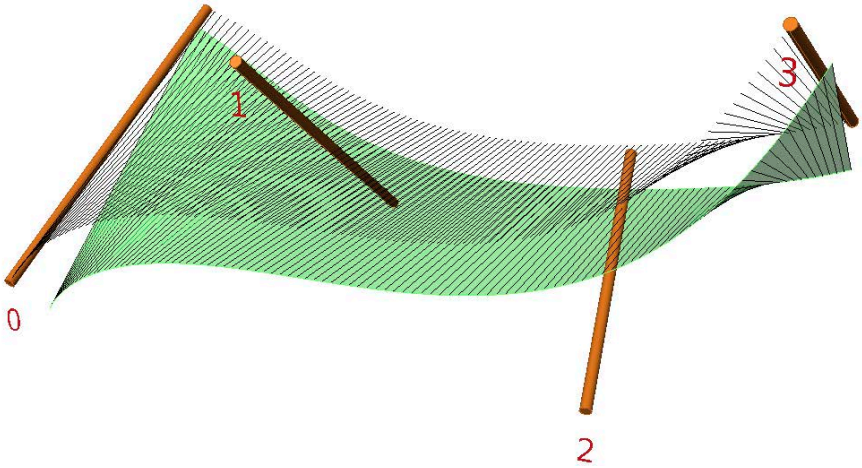


Abbildung 10: »Parallelfläche« zur Abb. 4 mithilfe von *OffLines* (in grün).

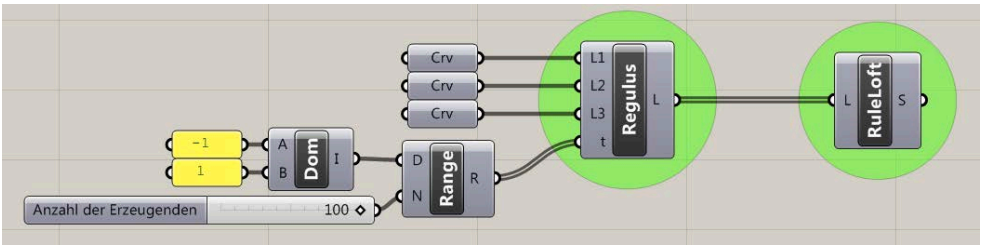


Abbildung 11: Regulus im Add-on LineGeometry.

Die vierte Komponente heißt **Regulus** (Abb. 11). Damit können die *Regelflächen zweiter Ordnung* erzeugt werden, wobei *Regulus* immer nur eine Schar der möglichen Erzeugenden meint. Das heißt, auf jeder Fläche zweiter Ordnung liegen zwei Reguli. Explizit kann diese Komponente das *hyperbolische Paraboloid* und das *einschalige Hyperboloid* erzeugen (Abb. 12). Als Eingabe werden drei der Erzeugenden benötigt. Diese werden der Reihe nach mit den Eingängen *L1* bis *L3* (*Line 1* bis *Line 3*) verbunden. Am Eingang t (Range of parameters) wird für jede gewünschte Erzeugende ein Parameter übergeben. Etwas ungewöhnlich ist der Parameterbereich von -1 bis 1. Die erste Erzeugende an *L1* korrespondiert mit -1, die zweite mit 0 und die dritte mit 1. Auch hier ist es möglich, den Parameterbereich zu erweitern. Allerdings muss dann damit gerechnet werden, dass die Erzeugenden nicht im euklidischen Sinne gleichmäßig verteilt sind.

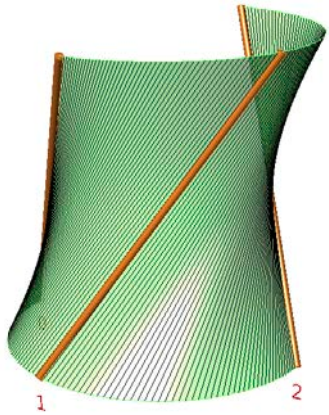


Abbildung 12: Regulus durch drei Geraden (einschaliges Hyperboloid).

2.3 Hilfswerkzeuge (Util)

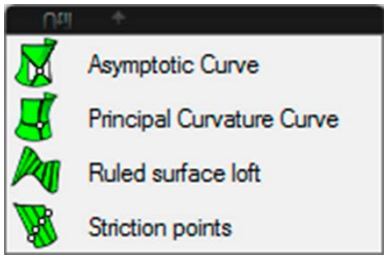


Abbildung 13: Der Block *Util* im Add-on LineGeometry.

Die Hilfswerkzeuge (*Util*, Abb. 13) von *LineGeometry* sollen die Arbeit mit Regelflächen und die Approximation von Freiformflächen mit Regelflächen unterstützen.

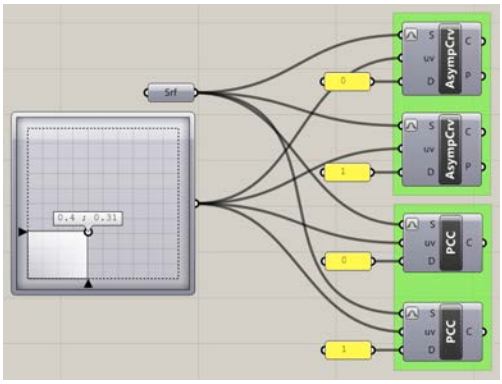


Abbildung 14: *AsympCrv* und *PCC* im Add-on LineGeometry.

Die erste Funktion **Asymptotic curve (AsympCrv)** (Abb. 14, obere Hälfte) ermittelt auf nicht-elliptischen Flächenstücken (Gauß-Krümmung nicht positiv) die *asymptotischen Kurven* (*Schmiegkurven*), also jene Kurven mit verschwindender Normalkrümmung. Ausgewertet werden die u-v-Koordinaten, die am Eingang uv (Point uv) anliegen (Abb. 15). Es ist sinnvoll, am Eingang *S (Surface)* die Eingangsfunktion *Reparameterize* zu aktivieren, damit u und v im Wertebereich zwischen *0* und *1* gewählt werden können. Da es im Allgemeinen durch jeden Punkt mit negativer Gauß-Krümmung zwei Asymptotenkurven gibt, kann das gewünschte Exemplar am Eingang *D (Direction)* mit *0* oder *1* identifiziert werden. Die asymptotischen Kurven einer Freiformfläche sind eine gute Orientierung dafür, wie die Fläche durch Geraden, also durch Regelflächenstücke, approximiert werden könnte. Der Funktion sollte beispielsweise eine Krümmngsanalyse nachgeschaltet werden, um die »bessere« (weniger gekrümmte) der beiden Kurvenscharen zu ermitteln.

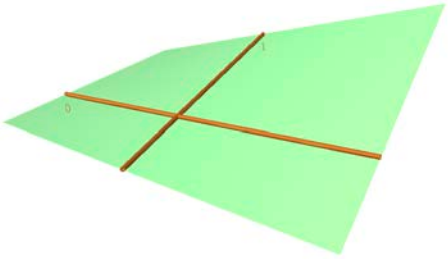


Abbildung 15: *AsympCrv* zu einem Punkt auf einer HP-Fläche liefert zwei Erzeugende.

Die zweite Funktion **Principal Curvature Curve (PCC)** (Abb. 14) ermittelt die Hauptkrümmungslinien durch den Punkt mit den Koordinaten *u* und *v*. Das ist insbesondere für die Diskretisierung von krummen Flächen mit ebenen Vierecksfacettierungen (*PQ-mesh*es) von Interesse (Abb. 16) [4].

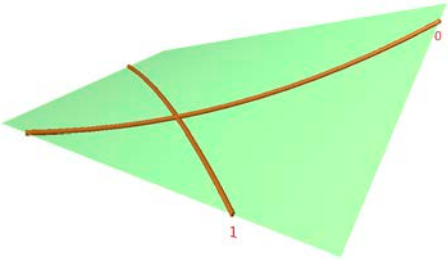


Abbildung 16: *PCC* zu einem Punkt auf einer HP-Fläche liefert Parabeln in den Hauptkrümmungsrichtungen.

Die dritte Funktion **Ruled surface loft (RuleLoft)** (Abb. 3, 9, 6, 11) stellt eine Alternative zur Grasshopper-eigenen Loft-Funktion dar. Das Problem mit der on-board-Komponente ist, dass sie bei einer vergleichsweise hohen Zahl von Kurven, und genau das ist sinnvoll, um die Regelfächen gut anzunähern, sehr langsam wird. *Ruled surface loft* umgeht das Problem denkbar einfach: Es werden die Endpunkte der Erzeugenden zu Kurven verbunden und dann nur diese beiden Kurven »geloftet«. Indem die Endpunkte die Parametrisierung auf den Kurven determinieren, stimmt das Ergebnis mit der üblichen Loft-Funktion überein – nur eben mit wesentlich besserer Performance.

Die vierte Funktion **Striction points (Striction)** berechnet auf jeder Erzeugenden den *Striktionspunkt* (*central point*), also jenen Punkt, der den (infinitesimal) nächsten Erzeugenden am nächsten ist. Striktionspunkte sind nur auf windschiefen Flächen sinnvoll. Dort erfüllen sie eine signifikante Kurve, die Striktionslinie, entlang der die Regelfläche ihre stärkste Krümmung besitzt. Die Kurve ist auch aus baukonstruktiver Sicht relevant, da dort die höchste Steifigkeit zu erwarten ist (Abb. 17). Die Striktionspunkte werden näherungsweise berechnet und stimmen um so besser, je mehr Erzeugende in *L* (*Generators of the ruled surface*) übergeben werden. Striktionspunkte können auch außerhalb des dargestellten Flächenstücks liegen.

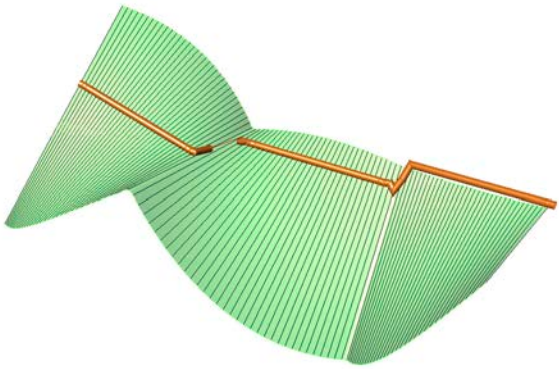


Abbildung 16: *Striktionslinie* auf der Fläche von Abb. 08. Die Striktionslinien der drei Wendelflächensegmente fallen zwangsläufig in ihre jeweiligen Schraubachsen.

3 Anwendungen und Schlussbemerkungen

Das Add-on *LineGeometry* kam bei der Entwicklung des Demonstrators »Schalenbrücke mit Regelflächengeometrie« im SPP 1542 zum Einsatz [5]. Dort wurde die liniengeometrische Modellierung mit Finite Elemente Methoden in einem Optimierungsprozess kombiniert. Außerdem war das Add-on Ausgangspunkt von Projekten während der Summer School »Line Geometry for Lightweight Structures« im September 2018 an der TU Dresden [6]. In diesen Projekten konnte das Add-on vor allem dadurch überzeugen, dass die Regelflächen durch den mathematischen Überbau eleganter und geschmeidiger erscheinen als das mit den üblichen Methoden zu erzielen wäre. Insofern zahlt es sich aus, dass den Interpolationsalgorithmen in natürlicherweise die Wendelfläche, also eine Minimalfläche, zugrunde liegt.

Danksagung

LineGeometry wurde im Zuge des DFG-Schwerpunktprogramms »Leicht bauen mit Beton« (SPP 1542) von der Arbeitsgruppe *Geometrische Modellierung und Visualisierung* (GMV) am Institut für Geometrie der TU Dresden entwickelt. Wesentliche Beiträge haben Markus Hagemann, Daniel Klawitter und Michael Pott geleistet. Martin Eichenauer (ebenfalls GMV) ermöglichte die Herstellung von Schalungselementen für den SPP-Demonstrator auf dem

Styrocutter im Makerspace der SLUB Dresden. Die Projektpartner der TU Berlin vom Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau, Institut für Bauingenieurwesen unter Leitung von Mike Schlaich waren verantwortlich für die Herstellung der Schalenbrücke und die Schnittstelle zu *SOFiSTiK*. Programmiert wurde das Interface mit dem Namen *GHtoSOFi* von Konrad Freymann und Juan Pablo Osman Letelier (Preisträger im Wettbewerb *Auf IT gebaut 2018*). Allen Beteiligten und der DFG gilt mein herzlicher Dank.

Literatur

[1] LORDICK, D.; KLAWITTER, D.; HAGEMANN, M.: Liniengeometrie für den Leichtbau. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hg.): Leicht Bauen mit Beton. Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Förderphase 1. Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden : Dresden 2014, 224-235

[2] POTTMANN, H., WALLNER, J.: Computational Line Geometry. Heidelberg, Berlin u. a., Springer 2001

[3] HAGEMANN, M.; KLAWITTER, D.; LORDICK, D.: Force Driven Ruled Surfaces. In: Journal for Geometry and Graphics (JGG), Volume 17 (2013), No. 2, 193-204;

[4] LORDICK, D.: Intuitive Design and Meshing of Non-Developable Ruled Surfaces. In: Proceedings of the Design Modelling Symposium Berlin 2009, University of the Arts Berlin, 5-7 October, pp. 248-261

[5] OSMAN LETELIER, J. P.; GOLDACK, A.; SCHLAICH, M.; LORDICK, D.; GRAVE, J.: Shape optimization of concrete shells with ruled surface geometry using line geometry. In: Annette Bögle, Manfred Grohmann (eds.): Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017 »Interfaces: architecture.engineering.science« 25 - 28th September, 2017, Hamburg, Germany. Paper #9199 1-10 (published on a USB flash drive)

[6] RESS, C., LORDICK, D.: Summer School LGLS at the TU Dresden – long version: https://www.youtube.com/watch?v=6ZDpHvWthRI

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Spanngliedentwurf am parametrischen Volumenmodell

Andreas Niggl

SOFiSTiK AG

Zusammenfassung: Mit dem Konzept des Computer-Aided-Bridge-Design bietet der Softwarehersteller SOFiSTiK eine Technologie zur parametrischen Definition von Berechnungsmodellen für Brücken. In einer aktuellen Entwicklung wird dieses Konzept dahingehend erweitert, dass neben dem Berechnungsmodell gleichzeitig ein CAD-Volumenmodell generiert werden kann. Am Spanngliedentwurf einer Hohlkastenbrücke wird gezeigt, wie so geometrische und analytische Randbedingungen in Echtzeit überprüft und optimiert werden können.

1 Parametrisierung im Tragwerksentwurf

Der Entwurf von Tragwerken ist in aller Regel ein iterativer Prozess, bei dem verschiedene Varianten evaluiert werden müssen. Dies gilt nicht nur für frühe Planungsstadien, sondern auch in späteren Phasen, wo in aller Regel auch Änderungen zu erwarten sind, die hinsichtlich ihrer Auswirkungen beurteilt werden müssen. Effiziente Planungswerkzeuge sollten daher in der Lage sein, schnell und ohne manueller Interaktion Varianten erzeugen zu können, an denen sich Auswirkungen von Änderungen untersuchen lassen.

Moderne Modellierwerkzeuge unterstützen daher meist eine parametrische Definition, bei denen bei Änderungen einzelner Parameter (z.B. Stockwerkshöhe) das Modell automatisch angepasst wird. Änderungen erfordern damit keine komplette Neueingabe des Modells mehr, sondern lassen sich durch Anpassen der Parameter umsetzen.

Idealerweise beschränkt sich Parametrik dabei nicht nur auf das Modell einer einzelnen Planungsdomäne, wie etwa dem geometrischen 3D Architekturmodell, sondern ist auch mit anderen Modellen wie etwa dem Berechnungsmodell aus der Tragwerksplanung verknüpft. Änderungen an der Parametrik bzw. am Architekturmodell sollten unmittelbar auf das Tragwerksmodell übertragen werden können, ohne dass dieses neu eingegeben werden muss. Dies ist ganz besonders sinnvoll in Bereichen, wo die geometrische Form eng mit dem Tragverhalten verknüpft ist wie etwa bei Leichtbaukonstruktionen wie Membranen oder im Brückenbau. Bei Letzterem ist insbesondere der Entwurf der Spanngliedgeometrie ein Prozess, bei

dem die geometrische Form der Spanngliedführung sich wesentlich aus den statischen Erfordernissen ergibt und damit idealerweise in einem gemeinsamen Modell betrachtet werden sollte.

In dem hier vorliegenden Beitrag soll ein Konzept vorgestellt werden, in dem innerhalb einer visuellen Programmierumgebung ein Brückenmodell parametrisch definiert und aus dieser Definition neben dem Modell für die Tragwerksberechnung gleichzeitig ein 3D CAD-Modell erstellt werden kann. Am Beispiel des Entwurfes einer Spanngliedführung soll gezeigt werden, wie damit schnell Varianten erzeugt und der Entwurf sowohl hinsichtlich geometrischer als auch statisch erforderlicher Randbedingungen optimiert werden kann.

2 Parametrischer Brückenentwurf

Mit dem Konzept des „Computer-Aided-Bridge-Design“ (CABD) bietet der Softwarehersteller SOFiSTiK eine parametrische Definition von Berechnungsmodellen von Brücken. Ein Querschnitt wird dabei parametrisch auf Basis von Variablen definiert. Dieser Querschnitt wird dann entlang einer Trassierungsachse zu einem Berechnungsmodell entwickelt, wobei die Form des Querschnitts mit Hilfe der Variablen beliebig entlang der Achse verändert werden kann. Zusätzlich können entlang der Achse sogenannte Placements platziert werden, an denen Unterkonstruktionen oder Auflager in einer eigenen Arbeitsebene referenziert werden können. Jede Änderung an den Variablen, der Achsgeometrie oder den Placements kann unmittelbar auf das Modell angewendet und daraus ein neues Berechnungsmodell abgeleitet werden. Zusätzlich können auch Spannglieder und Lasten parametrisch in Abhängigkeit von der Trassierungsachse definiert werden.

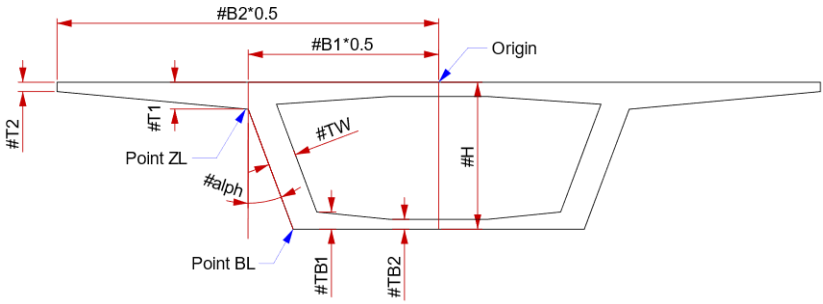


Abbildung 1: Parametrischer Querschnitt mit Variablen

Abbildung 1 zeigt einen parametrischen Querschnitt. Die Koordinaten einzelner Querschnittspunkte können dabei mit Hilfe Formelausdrücken und Variablen definiert werden. Die Punkte können zudem in rekursiv relativ zu anderen Punkten definiert werden, wobei folgende Abhängigkeiten möglich sind:

- Euklidische Referenz: Ein Punkt wird in euklidischen YZ-Koordinaten relativ zu einem (oder mehreren) anderen Punkten definiert.

- Polare Referenz: Ein Punkt wird in polaren Koordinaten durch einen Winkel und Länge definiert.
- Konstruktive Referenzen: Ein Punkt wird durch eine geometrische Operation definiert, z.B. Verschneidung einer Linie mit einer horizontalen oder vertikalen Achse.

Beispielhaft wird in dem obigen Querschnitt der Punkt *ZL* durch euklidische Koordinaten in Abhängigkeit von den Variablen *B1* und *T1* definiert: *[yz] = [0.5*B1, T1].* Der Punkt *BL* wiederum, wird durch polare Koordinaten relativ zum Punkt *ZL* unter dem Winkel *alph* bestimmt, wobei der Radius durch die Höhe *H* des Querschnitts beschränkt wird.

Auf Basis dieser parametrischen Querschnittsdefinition kann dann ein Finite-Elemente-Stabmodell einer Brücke entlang einer Trassierungsachse erzeugt werden, bei dem die Form der einzelnen Stabquerschnitte entsprechend einem Variablenverlauf verändert wird. Abbildung 2 zeigt das Berechnungsmodell eines Hohlkastenträgers, bei dem entlang einer gekrümmten Achse die Höhe des Querschnitts variiert.

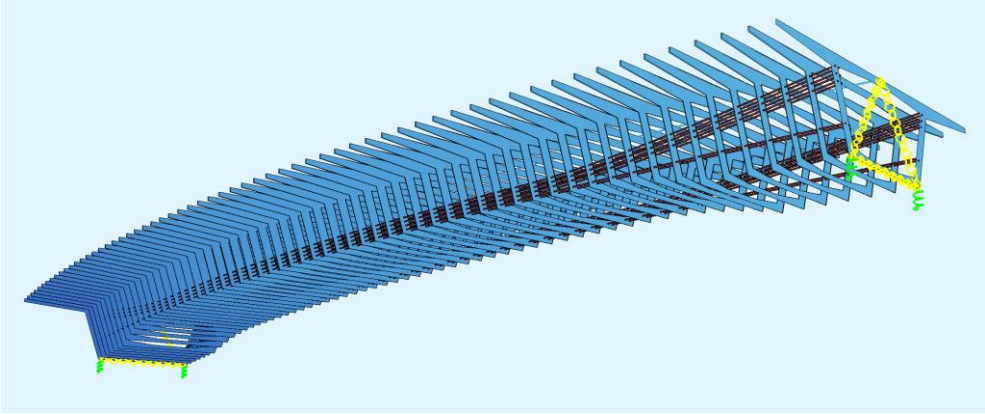


Abbildung 2: Berechnungsmodell erzeugt aus Querschnitt entlang Achse

Weiterhin können innerhalb des Querschnitts auch Positionen von Bewehrungslagen und Hüllrohrachsen für Spannglieder oder anderen Elementen definiert und über Variablenverläufe entsprechend gesteuert werden. Der Verlauf der Spannglieder im Hohlkastenträger ist auch in Abbildung 2 dargestellt. Diese variieren in der Höhe und passen sich genau dem geneigten Steg an.

2.1 Integration von Berechnungs- und Volumenmodell

Dieses parametrische Konzept zur Modellierung von Brücken wurde in einer aktuellen Entwicklung in die visuelle Programmierumgebung Grasshopper von Robert McNeel and Associates [3] integriert und dabei die Möglichkeit geschaffen, dass neben dem Berechnungsmodell parallel ein CAD-Volumenmodell generiert werden kann. In der visuellen Programmierumgebung Grasshopper werden interaktiv auf einer 2D Arbeitsfläche Programmfunktionen als grafisches Objekt definiert (siehe Abbildung 3), wobei die Eingangs- und Ausgangsparameter des Funktionsblockes wiederum mit anderen Blöcken verknüpft werden können. Ausgehend von einem Satz von Eingabeparametern können so Operationen zu

beliebig komplexen Funktionen aggregiert werden, mit denen sich dann beispielsweise komplexe geometrische Modelle erstellen lassen. Ändert man einen der Eingabeparameter, werden alle abhängigen Operationen neu ausgeführt und so das Modell quasi ‚live' angepasst. Die Umgebung bietet neben rein geometrischen Operationen auch eine Vielzahl anderer Funktionen wie etwa zum Lesen von Dateien oder Verarbeiten von Texten oder anderen Daten an.

Dieses Framework wurde von SOFiSTiK nun um Komponenten erweitert, die das SOFiSTiK CABD-Modell zur Definition von Brückenmodellen integrieren. D.h. es können parametrische Querschnitte eingelesen oder definiert werden und entlang einer beliebigen Geometriekurve zu einem Volumenkörper einer Brücke extrudiert werden. Dabei können für alle Querschnittsparameter beliebige Variabilitäten entlang der Achse definiert werden.

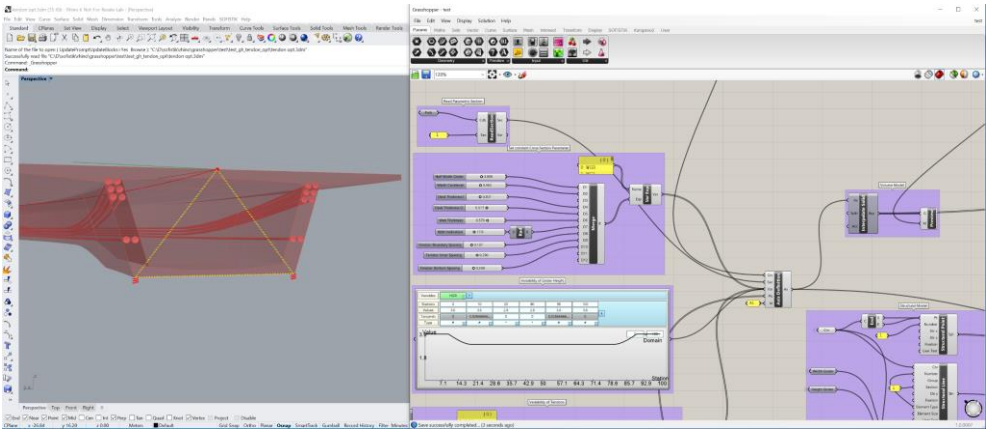


Abbildung 3: Parametrische Modellierung in McNeel Grasshopper

Abbildung 3 zeigt einen Teil des visuellen Skripts mit dem die oben gezeigte Hohlkastenbrücke aus einem Set von Parametern zu einem Volumenmodell inklusive Spanngliedern generiert wird. Der Ausschnitt zeigt einige der Eingabeparameter wie Querschnittshöhe und -breite, Patten- oder Stegdicken oder die Stegneigung, mit denen sich das Modell durch einfaches Verändern von Schiebereglern angepasst werden kann. Für die Höhe des Querschnitts ist dabei eine Variablenverlauf entlang der Brückenachse definiert.

Weiterhin werden Komponenten zur Verfügung gestellt, mit denen analytische Elemente für eine statische Berechnung wie Strukturlinen und -flächen oder Federn und Kopplungen erzeugt und direkt aus Grasshopper heraus berechnet werden können. Diese werden auch mit den Eingabeparametern verknüpft, so dass damit nun aus einer einzigen parametrischen Definition direkt in Grasshopper gleichzeitig ein Volumenmodell sowie ein Berechnungsmodell abgeleitet werden kann. Ändert man einzelne Parameter, können neue Modelle ohne weitere manuelle Interaktion erzeugt werden.

3 Spanngliedentwurf

Der Entwurf einer Spanngliedführung in einem Brückenbauwerk erfordert in der Regel eine Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen, die etwa geometrische Aspekte, Berechnungsergebnisse oder andere Parameter beinhalten. So ist etwa zu berücksichtigen (siehe etwa [1]):

- Geometrischer Verlauf: prinzipiell im Feldbereich unterhalb und im Stützbereich oberhalb der Schwerkraftslinie, um den einwirkenden Kräften aus Eigengewicht und Verkehr entgegenzuwirken.
- Spannkraftverlust: abhängig von dem geometrischen Verlauf (Reibbeiwert, Länge und Umlenkwinkel) ergibt sich ein Spannkraftverlust entlang des Spanngliedes.
- Maximal zulässige Spannungen wie die maximale Kraft im Spannglied während des Vorspannens P_{max} sowie nach Absetzen der Presse P_{m0} (DIN EN1992-1-1:2011, Gl 5.41 bzw. Gl. 5.43)
- Geometrische Anforderungen wie Randabstände, Berücksichtigung von Kopplungsstellen, Position und Ausrichtung von Spannankern, Minimalradien
- Ausführungsrelevante Randbedingungen wie Einbau der Schlaffbewehrung oder Platz für Rüttelgassen
- Robustheitsanforderungen: wie stark wirkt sich eine Abweichung vom angenommenen Reibungskoeffizienten auf den Spannkraftverlauf aus?
- Wirtschaftlichkeit: Minimierung der notwendigen Spannglieder
- Einhaltung von Nachweisen, z.B. Spannungen, Dekompression

Eine Berücksichtigung dieser Parameter während des Entwurfs erfordert üblicherweise einen erfahrenen Ingenieur, der seinen Entwurf an Hand von Berechnungen und detaillierten Plänen überprüft.

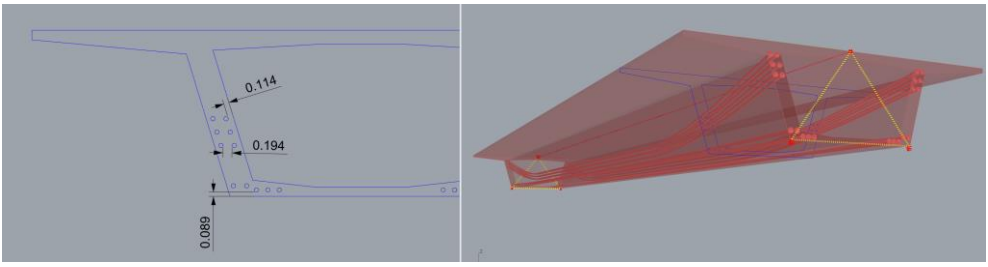


Abbildung 4: Überprüfung der Hüllrohrabstände am 3D-Modell

Mit einer Abbildung des Modells als 3D-Modell und Integration der statischen Berechnung in ein parametrisches System kann dieser Prozess wesentlich beschleunigt werden. Nach einer Änderung von Eingangsparametern können die Auswirkungen direkt am Modell und durch statische Berechnungen überprüft werden. Das generierte Volumenmodell bietet dabei die Möglichkeit, dass sich daran konsistent geometrische Randbedingungen überprüfen lassen.

Neben dem Volumenmodell kann zudem aus der parametrischen Definition in Grasshopper direkt ein Berechnungsmodell erzeugt und einer statischen Berechnung in SOFiSTiK zugeführt werden. Ergebnisse dieser Berechnung können wiederum in der 3D-Umgebung dargestellt werden, was den Vorteil bietet, dass eine Überprüfung direkt im CAD-System erfolgen kann und das Programm nicht gewechselt werden muss.

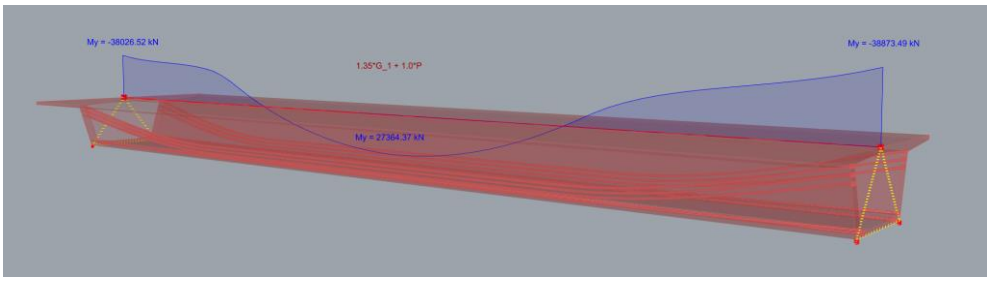


Abbildung 5: Darstellung des resultierenden Moments aus Eigengewicht und Vorspannung

Abbildung 5 zeigt beispielsweise den Verlauf des Biegemomentes *My* aus Eigengewicht und Vorspannung am Volumenmodell. Nach einer Änderung der Spanngliedlage wird innerhalb von wenigen Sekunden der Momentenverlauf angepasst. Es kann so durch Variation der Parameter zügig ein Verlauf gefunden werden, bei dem die Vorspannkraft die Wirkung des Eigengewichtes weitgehend eliminiert. Im Gegensatz zu Handrechnungen funktioniert dies auch für komplexe Spanngliedverläufe in statisch unbestimmten Systemen.

4 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag stellt ein Framework zur parametrischen Modellierung von Brücken vor, bei dem aus einer Definition von Eingabeparametern ein dreidimensionales Volumenmodell gleichzeitig mit einem Berechnungsmodell generiert wird. Am Beispiel des Entwurfs der Spanngliedlage in einem Brückenträger wird dabei gezeigt, wie so schnell und ohne manuelle Interaktion verschiedene Randbedingungen überprüft und ein Entwurf optimiert werden kann. Der Entwurfsprozess wird deutlich beschleunigt und bietet aufgrund der Möglichkeit, mehr Varianten erzeugen zu können, das Potential, dass letztendlich bessere Lösung gefunden werden kann.

Aufgrund der Tatsache, dass der gesamte Prozess automatisiert ist, können als mögliche zukünftige Erweiterung Varianten auch parallel berechnet werden, um daraus etwa Sensitivitäten hinsichtlich bestimmter Parameteränderungen abzuleiten. Auch wäre grundsätzlich die Einbindung eines Optimierungsalgorithmus denkbar.

Literatur

[1] G. ROMBACH. Spannbetonbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2010

[2] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

[3] ROBERT MCNEEL & ASSOCIATES. Grasshopper – Algorithmic Modeling for Rhino, www.grasshopper3d.com, 2019

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Nachweis von Stahlbau-Anschlüssen mit dem komponentenbasierten Finite Elemente Modell (CBFEM)

Helmut Wrede

SCIA Software GmbH, Dortmund, www.idea-statica.de

Zusammenfassung: Dieser Aufsatz führt in das komponentenbasierte Finite Elemente Modell (CBFEM) ein, welches eine neue Methode zur Berechnung und zum Nachweis von Stahlbau-Anschlüssen ist. Der Anschluss wird in der CBFEM Prozedur durch die FEM berechnet. Die Momenten-Rotations-Charakteristik, die Gesamttragfähigkeit und das Verformungsvermögen werden bewertet. Das CBFEM-Modell wird mit den Schnittgrößen belastet, die aus der globalen Analyse erhalten werden.

1 Einführung

Eine der Schlüsselaufgaben in der Tragwerksplanung von Stahlbauten ist die Berechnung der Anschlüsse. Planern steht eine Vielzahl von Statik-Programmen zum Nachweis der Querschnitte zur Verfügung. Obwohl die meisten Baumängel durch nicht ausreichend bemessene Anschlüsse verursacht werden, sind Programme zur Berechnung von Anschlüssen weit weniger verbreitet und deren Funktionalität ist auf wenige Verbindungstypen beschränkt.

Dieses Problem wird durch die Einführung einer neuen Methode gelöst. Sie zeichnet sich durch folgende Merkmale aus:

- Sie ist allgemeingültig, so dass die Methode für die meisten Anschlüsse und Fußpunkte in der Baupraxis angewendet werden kann;
- Sie ist einfach und schnell, damit Ergebnisse in vergleichbarer Zeit zu existierenden Methoden und Programmen geliefert werden können;
- Sie ist verständlich, damit der Tragwerksplaner klare Aussagen über das Tragverhalten des Anschlusses, Spannungen, Dehnungen und Reserven der einzelnen Komponenten sowie die Gesamttragfähigkeit erhält.

2 Komponenten und Finite Elemente Modelle von Anschlüssen

Das Komponentenmodell von Anschlüssen baut auf die Standardverfahren für die Bewertung von Schnittgrößen in Verbindungen und deren Nachweis auf. Zoetemeijer [1] war der erste, der dieses Modell zur Vorhersage der Steifigkeit und der Verformungskapazität verwendete. Das elastische Verhalten wurde in der Arbeit von Steenhius [2] verbessert. Das Verhalten der Grundkomponenten von Stahlbau-Anschlüssen in Träger-Stütze-Verbindungen wurde von Jaspart [3], das von Stützenfüßen von Wald [4] beschrieben. Die Komponentenmethode wurde durch Da Silva [5] generalisiert und später in die Eurocodes für Stahl- und Verbundbauanschlüsse aufgenommen [6, 7]. Die meisten Anschluss-Programme in Europa wenden diese Methode an. Die Prozedur startet mit der Zerlegung der Anschluss-Komponenten (Abb. 1), gefolgt von der Beschreibung des Verformungsverhaltens durch Normal- und Querkraft. Danach werden die Komponenten gruppiert, um das Momenten-Rotations-Verhalten des Anschlusses zu untersuchen und ihn als Feder-Modell in der Gesamtberechnung darzustellen (Abb. 1). Der Vorteil des Komponentenmodells ist die Integration von experimentellem und analytischem Knowhow über das Verhalten von Anschlusskomponenten (Schrauben, Schweißnähte und Platten). Dies ermöglicht eine sehr genaue Vorhersage des Verhaltens im elastischen Bereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Nachteil der Komponentenmethode ist, dass die experimentelle Auswertung nur für eine begrenzte Anzahl von Anschlusskonfigurationen möglich ist. Eine Beschreibung von untypischen Komponenten ist in wissenschaftlichen Artikeln entweder nicht verfügbar oder hat nur eingeschränkte Gültigkeit. Modelle von Hohlprofilknoten werden in Kapitel 7 der EN1993-1-8 [6] durch Kurven-Anpassungsverfahren beschrieben: die Kompatibilität zur Komponentenmethode ist hierbei nicht eindeutig gewährleistet. Komponentenmodelle sind ziemlich komplex, was die Anwendung von Programmen oder Tabellen erforderlich macht.

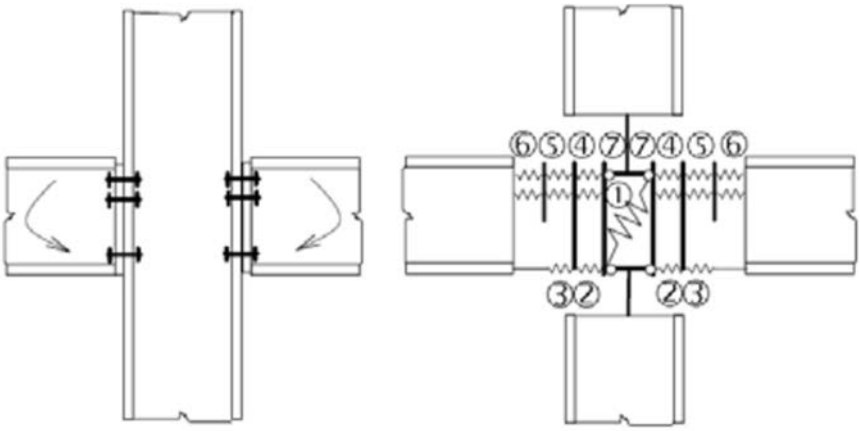


Abbildung 1: Konventionelles Komponentenmodell einer symmetrischen Träger/Stütze Verbindung mit Endplatten

Finite Elemente Modelle für Anschlüsse werden seit den 1970er Jahren verwendet und sind forschungsorientiert. Ihre Fähigkeit, das reale Verhalten von Anschlüssen nachzubilden, machen sie zur Alternative von Versuchen. Der ursprüngliche Prozess von computergestütztem Design ist VuV (Validierung und Verifizierung) von Modellen [8]. Die Anwendung von VuV zum Stahlbau-Anschluss-Design ist begrenzt auf wenige veröffentlichte Benchmark-Studien [9]. Ein Vergleich von VuV zu verschiedenen Engineering-Anwendungen musste daher noch geführt werden [10]. Das Materialmodell für die FEM-Berechnung verwendet die Spannungs-Dehnungs-Linie mit linearer Wiederverfestigung (Abb. 2). Das Standardverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten für Material/Anschlüsse sollte angewendet werden. Anspruchsvollere Methoden, welche die Genauigkeit des Modells und des Materials getrennt erfassen, erzeugen genauere und wirtschaftlichere Lösungen für Stahlbau-Anschlüsse.

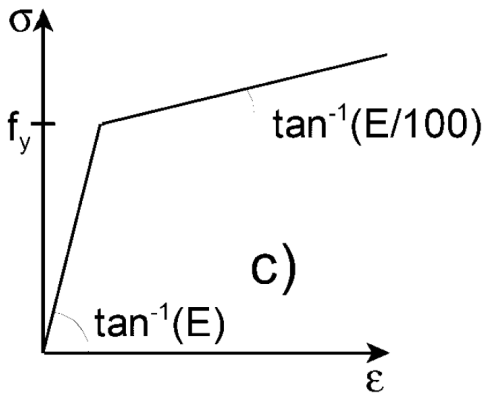


Abbildung 2: elastisch-plastisches Werkstoffverhalten mit linearer Wiederverfestigung

3 Aufbau des CBFEM Modells

CBFEM (komponenten-basiertes Finite Elemente Modell) basiert auf der Zerlegung der gesamten Verbindung in separate Komponenten – Platten, Schweißnähte, Schrauben, Anker und Betonblock. Jede Komponente hat ihr eigenes Berechnungsmodell:

- 2D Platten/Scheiben finite Elemente für die Querschnitts-Stummel;
- Schweißnähte;
- Nichtlineare Federn für Schrauben und Anker;
- Kontaktelemente zwischen den Platten eines Anschlusses;
- Winkler/Pasternak Untergrund für den Betonblock

Der erste Schritt bei der Erzeugung eines Modells ist die Vorbereitung der Geometrie. Tragwerksplaner erzeugen Anschlüsse durch Anwendung von Herstell-Operationen (Abb. 3). Die Vernetzung der Komponenten wird automatisch durch die Software durchgeführt.

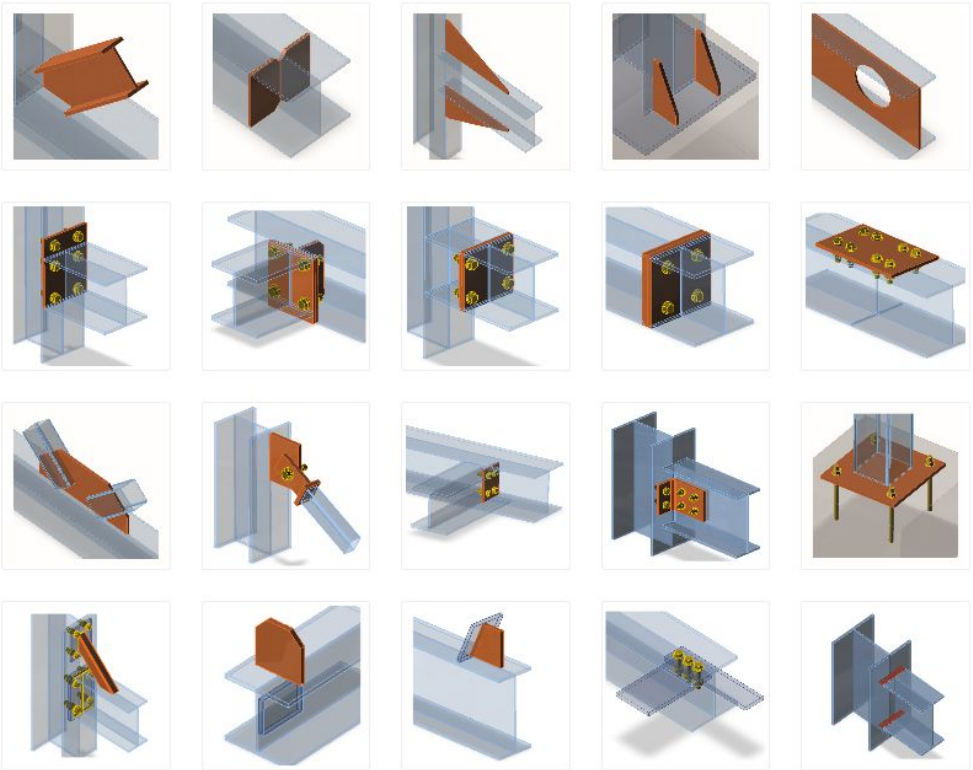


Abbildung 3: Herstelloperationen für Anschlüsse

Platten, die durch Schweißnähte verbunden sind, werden zusätzlich modelliert. Schweißnähte werden durch ein spezielles elastoplastisches Element zwischen den Platten berücksichtigt. Die Schrauben und ihr Verhalten unter Zug und Schub werden durch nichtlineare Federn abgebildet. Schlanke Platten unter Druckbeanspruchung werden mit Hilfe einer linearen FEM-Stabilitätsanalyse und den daraus resultierenden Eigenformen und Eigenwerten untersucht.

4 Fallbeispiele

4.1 Geschweißter Rahmenanschluss

Das CBFEM Modell eines geschweißten Rahmenanschlusses mit parallelen Steifen wurde durch die konventionelle Komponentenmethode verifiziert. Die Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Modellen. Danach wurde eine Sensitivitätsstudie durchgeführt. Die Größe des IPE-Trägers ist variabel und auf der horizontalen Achse abgetragen (Abb. 4). Die Stütze wird als HEB260 angenommen. Der Widerstand ist auf der

vertikalen Achse abgetragen und repräsentiert das Biegemoment in Rahmenebene M_y und die vertikale Schubkraft V_z, für welche der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird. Es wird angenommen, dass die Werte von Biegemoment und Schubkraft gleich groß sind. Die Tragfähigkeit des Anschlusses wird bestimmt durch zwei Komponenten: Stützensteg unter Schubbeanspruchung und Trägerflansch unter Druckbeanspruchung. Es wurde ein Vergleich über die kritischen Komponenten für beide Modelle (CBFEM und konventionelle Komponentenmethode) durchgeführt. In beiden Modellen waren die gleichen Komponenten für alle Parameter maßgebend. Die Ergebnisse sind für beide Modelle sehr ähnlich. Lediglich in seltenen Fällen (z.B. Stütze HEB260 und Träger IPE500) betragen die Unterschiede in der Tragfähigkeit maximal 7%.

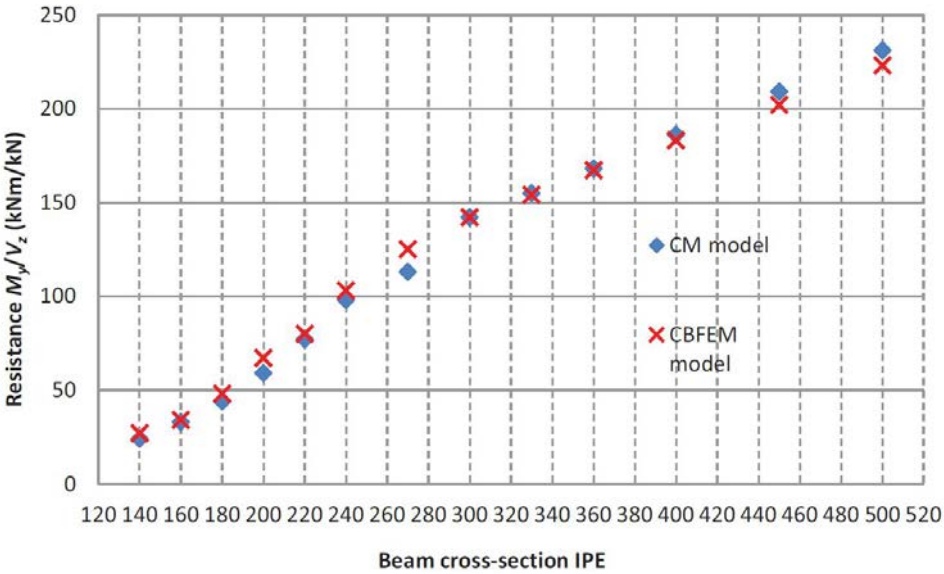


Abbildung 4: Sensitivitätsstudie (Stütze HEB260), variabler Parameter ist die Größe des Trägerquerschnitts

Eine Studie über einen momententragfähigen Anschluss ist in Abb. 5 dargestellt. Die Tragfähigkeit und Spannungsverteilung sind für drei Anschlusstypen (nicht versteifte Stütze, parallele und schräge Steifen im gedrückten Teil des Stützensteges) dargestellt. Diese Modelle wurden gegenüber der konventionellen Komponentenmethode mit guter Übereinstimmung verifiziert. Die Verwendung der konventionellen Komponentenmethode bei schrägen Steifen ist jedoch sehr zeitaufwendig bei begrenzten Möglichkeiten zur Optimierung.

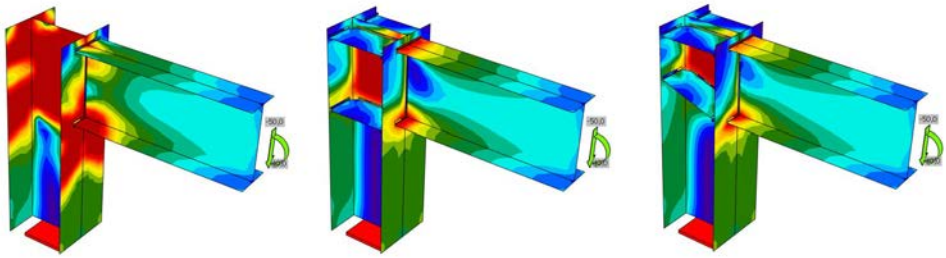


Abbildung 5: Einfluss von Schubsteifen auf die Tragfähigkeit: links 46.5 kNm; Mitte 61.3 kNm; rechts 73.0 kNm

4.2 Stütze mit Fußplatte

In der Regel wird heute für den Nachweis von Fußplatten mit oder ohne Steifen die konventionelle Komponentenmethode verwendet. Das hier untersuchte Beispiel wurde mit Einwirkungen aus zwei zueinander senkrechten Richtungen berechnet (Abb. 6). Bei der Einwirkung von zwei Biegemomenten erhält man die Ergebnisse durch lineare Interaktion nach EN 1993-1-8. Die Ungenauigkeit der Interaktion führt in diesem Fall zu einer Überdimensionierung von 30%. Die Verifizierung von Stützenfüßen, die einachsig durch ein Moment um die starke oder schwache Achse belastet werden, liefert gegenüber der konventionellen Komponentenmethode gute Übereinstimmungen. Das CBFEM Modell ermöglicht es dem Statiker, eine Fußplatte unter allgemein räumlichen Einwirkungen mit Steifen nachzuwiesen und zu optimieren.

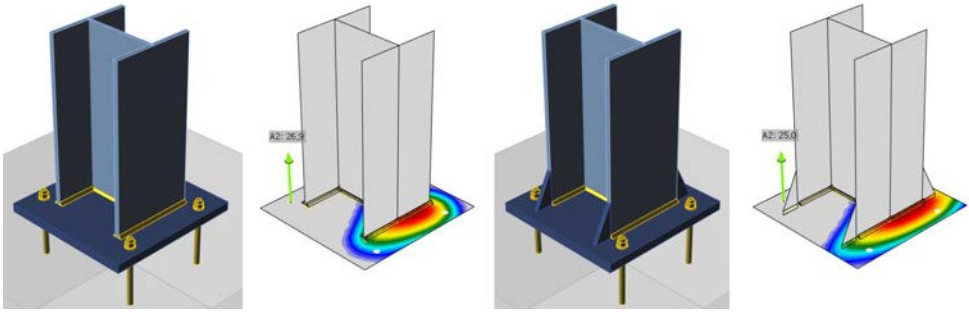


Abbildung 6: Kontaktspannungen in einem Fußpunkt: links nicht ausgesteifte Platte t = 35 mm; rechts ausgesteifte Platte t = 22 mm

5 Nachweis eines komplexen Anschlusses

Die Interaktion von verschiedenen Verbindungen in einem Anschluss ist mit der konventionellen Komponentenmethode sehr schwierig zu berücksichtigen. Auf der anderen

Seite gibt es keine Einschränkungen für die Topologie und der Anzahl der verbundenen Bauteile mit der CBFEM Methode. Die Effektivität dieser Methode wird anhand eines Rahmenanschlusses dargestellt. Die folgenden Bauteile werden in dem Anschluss verbunden: geschraubte Verbindung Endplatte mit Rippen, geschweißte Verbindung auf verschobener Endplatte mit Steife, geschraubte Verbindung auf kurzer Endplatte, rechteckige Stegöffnung und verschiedene Steifen (Abb. 7). Alle diese Komponenten können mit der konventionellen Komponentenmethode separat nachgewiesen werden. Die Gesamttragfähigkeit des Anschlusses wird jedoch auch durch die Interaktion der einzelnen Komponenten bestimmt – die wirkliche Kapazität einer Verbindung kann nicht ohne Berücksichtigung der benachbarten Verbindung bestimmt werden.

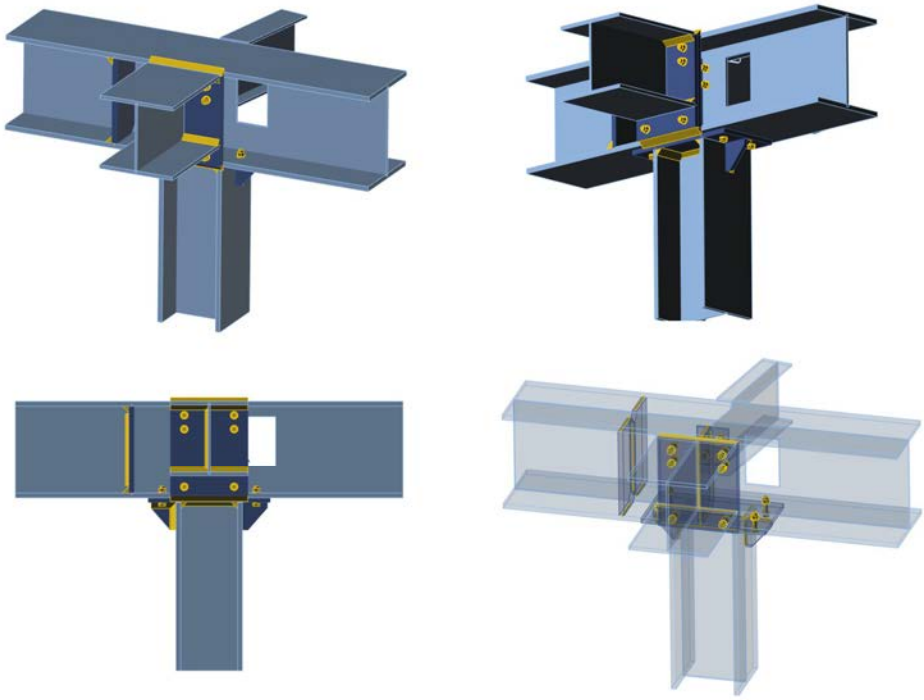


Abbildung 7: Komplexer Anschluss – Interaktion mit mehreren Verbindungen

Die Darstellung der Berechnungsergebnisse ist sehr wichtig für ein klares Verständnis der CBFEM Methode. Abbildung 8 zeigt die Spannungen im gesamten Anschluss und die Entwicklung von plastischen Zonen in verschiedenen Bereichen des Anschlusses.

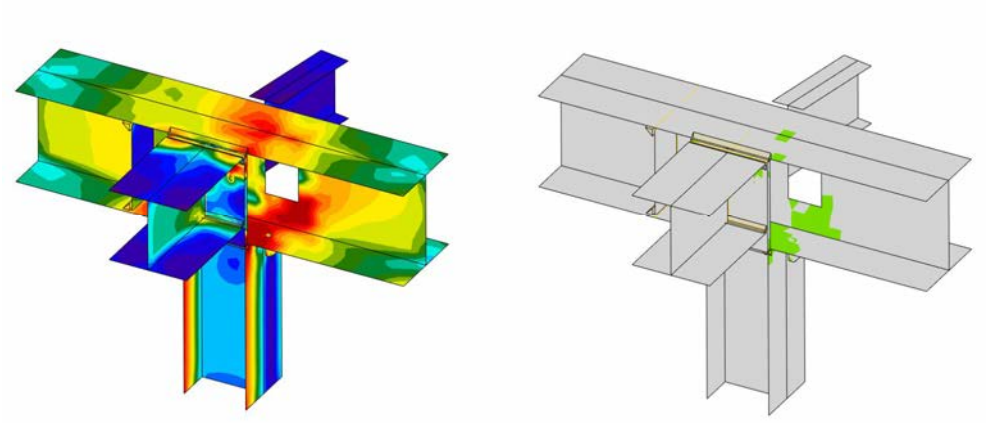


Abbildung 8: Spannungen und plastische Bereiche in einem komplexen Stahlbau-Anschluss

6 Folgerungen

Tragwerksplaner stehen oft vor einer Herausforderung, wenn Anschlüsse für Stahlbaustrukturen berechnet und nachgewiesen werden müssen. Die allgemein verwendete konventionelle Komponentenmethode ist berechnungsintensiv und ihre Anwendung in Software-Tools ist beschränkt auf bestimmte Arten von Verbindungen sowie Belastungen. Andererseits sind anspruchsvolle 3D Volumen finite Elemente Modelle zur täglichen Anwendung in der Praxis zu aufwändig in der Handhabung.

Mit der hier vorgestellten CBFEM Methode ist es möglich, die Mehrzahl von Anschlüssen, Verankerungen und Details verschiedener Topologien zu berechnen. Aussagekräftige Ergebnisse sind in vergleichbarer Zeit wie mit bestehenden vereinfachten Methoden verfügbar und geben klare Informationen über das Tragverhalten des Anschlusses. Die CBFEM Methode ermöglicht es dem Tragwerksplaner, Anschlüsse genau zu berechnen, die bis dahin nur mit vereinfachten Modellen betrachtet wurden oder sogar nur abgeschätzt werden konnten.

Literatur

[1] ZOETEMEIJER. Summary of the Researches on Bolted Beam-to-Column Connections. Report of Delft University of Technology, 1985

[2] STEENHUIS, M.; GRESNIGT, N.; WEYNAND, K. Pre-design of Semi-rigid Joints in Steel Frames. Proceedings of the Second State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections, 1994, S. 131-140

[3] JASPART, J. P. Design of Structural Joints in Building Frames. Progress in Structural Engineering and Materials, 4 (1), 2002, S. 18-34

[4] WALD, F.; SOKOL, Z.; STEENHOUIS, M.; JASPART, J. P. Component Method for Steel Column Bases. Heron 53, 2008, S. 3-20

[5] DA SILVA, L. S. Towards a Consistent Design Approach for Steel Joints under Generalized Loading. Journal of Constructional Steel Research 64 (9), 2008, S. 1059-1075

[6] CEN (THE EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION). EN1993-1-8, Eurocode 3, Design of Steel Structures, Part 1-8, Design of Joints. Brussels, 2006

[7] CEN. EN1994-1-1, Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings. Brussels, 2010

[8] WALD, F.; KWASNIEWSKI, L.; GÖDRICHN, L.; KUREJKOVÁ, M. Validation and Verification Procedures for Connection Design in Steel Structures. Proceedings Steel, Space and Composite Structures, 2014

[9] BURSI, O. S.; JASPART, J. P. Benchmarks for Finite Element Modeling of Bolted Steel Connections. Journal of Constructional Steel Research 43 (1-3), 1997, S. 17-42

Minisymposium Softwaregestützte Tragwerksberechnung

Organisatoren:

- **Arndt Goldack**
  LuFG Statik und Dynamik der Tragwerke, Bergische Universität Wuppertal

- **Kirsten Stopp**
  connectINGs GmbH

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Einfluss einer computergestützten Schnittgrößenüberlagerung auf die Standsicherheit im Stahl- und Stahlbetonbau

Jörg Bockhold[1,2], Thomas Vossen[2]

[1]*FOM Hochschule für Oekonomie & Management gGmbH, Essen*
[2]*IBV Bockhold und Vossen Beratende Ingenieure PartGmbB, Marl*

Zusammenfassung: Im Rahmen von computergestützten Strukturberechnungen werden Bemessungsaufgaben zunehmend von Softwareanwendungen ausgeführt. Bei automatisierten Lastfallüberlagerungen können jedoch Lastfallkombinationen fehlerhaft als nicht bemessungsrelevant ausgegeben werden, da zugehörige Schnittgrößen in bestimmten Situationen nicht erfasst werden. Dieser Beitrag beleuchtet hierbei auftretende Standsicherheitsaspekte und gibt Handlungsempfehlungen für eine automatisierte, computergestützte Bemessung.

1 Problemstellung

Mit fortschreitender Entwicklung der Computertechnik und der rechnergestützten Nachweisführung im Bauwesen, der immer komplexer werdenden numerischen Simulationen und nichtlinearen Bemessungen sowie der Progressionen in der BIM-basierten Tragwerksplanung rückt das selbstständige Handeln des rational planenden Ingenieurs im Bauwesen zunehmend in den Hintergrund. Ingenieurmäßige Betrachtungen von statischen Systemen werden zunehmend ersetzt durch die einfache Generierung von mehreren tausend Seiten statischer Berechnung, die im Einzelnen von prüfenden Instanzen – und vermutlich häufig vom Aufsteller selbst – nicht mehr nachvollzogen werden können.

Dabei können einfachste Plausibilitätsbetrachtungen bereits zeigen, ob beispielsweise bei der automatischen Überlagerung von Schnittgrößen eine für die Bemessung geeignete Überlagerungsvorschrift von der verwendeten Baustatik-Software angewendet wird und eine ausreichende Tragsicherheit gewährleisten.

So zeigen Praxisbeispiele, dass in bestimmten Bemessungssituationen mit ungünstiger Kombination von Schnittgrößen aus verschiedenen unabhängigen Lastfällen maßgebende Schnittgrößenkombinationen vom Überlagerungsalgorithmus der Baustatik-Software unberücksichtigt bleiben. Die kann zu einer Unterbemessung der Bauteile und damit zu

einer theoretischen Unterschreitung des nach den Normen geforderten Standsicherheitsniveaus führen, vgl. [1].

Die üblichste und in den kommerziellen Baustatik-Programmen verbreitetste Kombinationsregel stellt die Überlagerung nach den maximalen und minimalen Schnittgrößen dar. Anhand ausgewählter Beispiele sollen die möglichen Ergebnisse dieser Überlagerungsvorschrift kritisch beleuchtet und weitere Überlagerungsmöglichkeiten vorgestellt werden.

2 Überlagerung anhand von maximalen und minimalen Schnittgrößen

Eine der am häufigsten angewendeten Überlagerungsvorschriften auf der Grundlage der Vorgaben des Eurocode [2] stellt die Überlagerung nach maximalen und minimalen Schnittgrößen dar. Dabei wird derjenige Lastfall angesetzt, bei dem die betrachtete Schnittgröße ein Maximum bzw. ein Minimum annimmt. Liefert ein Lastfall einen Beitrag zu der zu maximierenden Schnittgröße, so werden die Begleitschnittgrößen des Lastfalls ebenfalls berücksichtigt.

Der Einfluss von Lastfällen, die keinen Schnittgrößenanteil an der zu maximierenden Schnittgröße liefern, wird allerdings innerhalb des Überlagerungsalgorithmus vernachlässigt. Dies kann ggf. in einigen Fällen toleriert werden, da man hoffen kann, dass durch eine Maximum-/Minimum-Überlagerung im Wesentlichen alle maßgebenden Lastfallkombinationen erfasst werden.

Anhand zweier Beispiele soll im Folgenden aber demonstriert werden, dass dies nicht zwangsläufig der Fall ist und zu rechnerischen Standsicherheitsdefiziten führen kann.

2.1 Numerisches Beispiel 1

Das folgende Zahlenbeispiel soll die Vorgehensweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) anhand von zwei Lastfällen LF 1 und LF 2 verdeutlichen. Beide Lastfälle seien als unabhängige Verkehrslasten mit einem Teilsicherheitsbeiwert von jeweils $\gamma_Q = 1{,}50$ und einem Kombinationsbeiwert von $\psi_0 = 0{,}70$ definiert:

$$\begin{aligned} &\text{LF 1:} \quad M_{yk} = 50 \text{ kNm}, M_{zk} = 250 \text{ kNm} \\ &\text{LF 2:} \quad M_{yk} = 100 \text{ kNm}, M_{zk} = -5{,}0 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{1}$$

Die automatische Überlagerung liefert in den führenden Lastfallkombination 1001 (max. M_{yd}), 1002 (max. M_{zd}) und 1003 (min. M_{zd}) die folgenden Schnittgrößenkombinationen:

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1001:} \quad \text{max. } M_{yd}\text{, LF 2 führend} \\ &\qquad M_{yd} = 1{,}50 \cdot 100 \text{ kNm} + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 50 \text{ kNm} = 202{,}5 \text{ kNm} \\ &\qquad M_{zd} = 1{,}50 \cdot (-5{,}0 \text{ kNm}) + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 250 \text{ kNm} = 255{,}0 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{2}$$

LFK 1002: max. M_{zd}, LF 1 führend

$$M_{yd} = 1{,}50 \cdot 50\ \text{kNm} = 75{,}0\ \text{kNm}$$
$$M_{zd} = 1{,}50 \cdot 250\ \text{kNm} = 375{,}0\ \text{kNm} \tag{3}$$

LFK 1003: min. M_{zd}, LF 2 führend

$$M_{yd} = 1{,}50 \cdot 100\ \text{kNm} = 150{,}0\ \text{kNm} \tag{4}$$
$$M_{zd} = 1{,}50 \cdot (-5{,}0\ \text{kNm}) = -7{,}5\ \text{kNm}$$

Im Allgemeinen könnte man der Meinung sein, dass durch diese Kombinatorik alle maßgebenden Lastfallkombinationen abgedeckt werden. Doch bei eingehender Betrachtung der Lastfallkombination 1002 ist zu erkennen, dass durch das Weglassen des LF 2 aufgrund des negativen Vorzeichens von M_{zk} die eigentlich bemessungsführende Lastfallkombination entfallen ist. Diese stellt sich bei Hinzunahme des LF 2 in der LFK 1002 wie folgt dar:

LFK 1002a: LF 1 führend inkl. LF 2

$$M_{yd} = 1{,}50 \cdot 50\ \text{kNm} + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 100\ \text{kNm} = \underline{\mathbf{180\ kNm}} \tag{5}$$
$$M_{zd} = 1{,}50 \cdot 250\ \text{kNm} + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot (-5\ \text{kNm}) = \underline{\mathbf{369{,}75\ kNm}}$$

Es lässt sich leicht zeigen, dass diese Kombination die eigentlich maßgebende für eine Bauteilbemessung ist, wenn wir z. B. wie bei der Bemessung eines Kreisquerschnitts die Vektorresultierenden der beiden Momentenvektoren M_y und M_z bilden:

$$\begin{aligned}
&\text{LFK 1001:} \quad M_{res} = \sqrt{202{,}5^2 + 255{,}0^2}\ \text{kNm} = 325{,}6\ \text{kNm} \\
&\text{LFK 1002:} \quad M_{res} = \sqrt{75{,}0^2 + 375{,}0^2}\ \text{kNm} = \mathbf{382{,}4\ kNm} \\
&\text{LFK 1003:} \quad M_{res} = \sqrt{150{,}0^2 + 7{,}5^2}\ \text{kNm} = 150{,}2\ \text{kNm} \\
&\text{LFK 1002a:} \quad M_{res} = \sqrt{180{,}0^2 + 369{,}75^2}\ \text{kNm} = \mathbf{411{,}2\ kNm}
\end{aligned} \tag{6}$$

Das theoretische Sicherheitsdefizit beträgt in diesem Fall ca. 7 %, wenn wir eine lineare Abhängigkeit der Querschnittstragfähigkeit von den Schnittgrößen unterstellen.

2.2 Numerisches Beispiel 2

Noch gravierender stellt sich allerdings die Situation dar, wenn in einem der Lastfälle der Anteil an der zu maximierenden Schnittgröße Null ist. Dann bleibt die Begleitschnittgröße in der Überlagerung unberücksichtigt.

Wir betrachten dazu den Querschnitt eines auskragenden Stahlträgers HEA 220, der durch eine horizontale Windlast (γ_Q = 1,50, ψ_0 = 0,60) und eine vertikale Schneelast (γ_Q = 1,50, ψ_0 = 0,50) beansprucht sein soll. Beide Lastfälle sind voneinander unabhängig.

Die charakteristischen Schnittgrößen an der Einspannstelle betragen:

$$\begin{aligned} &\text{Wind:} \quad M_{yk} = 0\ \text{kNm},\ M_{zk} = 25\ \text{kNm} \\ &\text{Schnee:} \quad M_{yk} = 25\ \text{kNm},\ M_{zk} = 0\ \text{kNm} \end{aligned} \tag{7}$$

Vergleichsberechnungen mit kommerzieller Baustatik-Software mit automatischer Lastfallüberlagerung zeigen, dass aufgrund der Unabhängigkeit der Lasten die folgenden Schnittgrößenkombinationen generiert werden:

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1001:} \quad \text{max. } M_{yd} \\ &\qquad M_{yd} = 1{,}50 \cdot 25\ \text{kNm} = 37{,}5\ \text{kNm} \\ &\qquad M_{zd} = 0\ \text{kNm} \end{aligned} \tag{8}$$

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1002:} \quad \text{max. } M_{zd} \\ &\qquad M_{yd} = 0\ \text{kNm} \\ &\qquad M_{zd} = 1{,}50 \cdot 25\ \text{kNm} = 37{,}5\ \text{kNm} \end{aligned} \tag{9}$$

Für eine Bemessung müssten aber korrekterweise die folgenden Lastfallkombinationen gebildet werden:

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1001:} \quad \text{max. } M_{yd} \\ &\qquad M_{yd} = 1{,}50 \cdot 25\ \text{kNm} = 37{,}5\ \text{kNm} \\ &\qquad M_{zd} = 1{,}50 \cdot 0{,}60 \cdot 25\ \text{kNm} = 22{,}5\ \text{kNm} \end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1002:} \quad \text{max. } M_{zd} \\ &\qquad M_{yd} = 1{,}50 \cdot 0{,}50 \cdot 25\ \text{kNm} = 18{,}75\ \text{kNm} \\ &\qquad M_{zd} = 1{,}50 \cdot 25\ \text{kNm} = 37{,}5\ \text{kNm} \end{aligned} \tag{11}$$

Der Standard-Überlagerungsalgorithmus ist aber nicht in der Lage, diese für die Bemessung maßgebenden Kombinationen zu bilden.

Ein Vergleich der Normalspannungen ergibt im ersten Fall eine maximale Normalspannung von $\sigma_1 = 21{,}10$ N/mm² und im zweiten (korrekten) Fall von $\sigma_2 = 24{,}74$ N/mm², was einem rechnerischen Sicherheitsdefizit von ca. 15 % entspricht.

Bei einer Nachweisführung nach dem Verfahren elastisch-plastisch nach Eurocode 3 [3] werden die Unterschiede noch deutlicher, da hierbei die Querbiegetragfähigkeit überproportional gegenüber der Hauptbiegetragfähigkeit zunimmt. In diesem Fall ergibt sich bei vereinfachter Addition der plastischen Ausnutzungsfaktoren:

$$\begin{aligned} \eta_1 &= \frac{M_{yd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{zd}}{M_{pl,z,Rd}} = 0 + \frac{37{,}5\ \text{kNm}}{63{,}59\ \text{kNm}} = 0{,}59 \\ \eta_2 &= \frac{M_{yd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{zd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{18{,}75\ \text{kNm}}{133{,}6\ \text{kNm}} + \frac{37{,}5\ \text{kNm}}{63{,}59\ \text{kNm}} = 0{,}73 \end{aligned} \tag{12}$$

womit die tatsächlich Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit 73 % gegenüber 59 % beträgt.

Es lassen sich weitere Beispiele finden – wie z. B. die Überlagerung von Erdbebenschnittgrößen in x- und y-Richtung – bei denen durch ein Fehlen der Hauptschnittgröße die Begleitschnittgröße nicht in die Überlagerung einfließt.

Wie kann dieser Überlagerungsproblematik begegnet werden? Im Folgenden soll dies mittels Überlagerung mit Hilfe von Spannungspunkten im Querschnitt erörtert werden.

3 Überlagerung anhand von Spannungspunkten im Querschnitt

Eine Möglichkeit, die zuvor genannten Probleme für Stahlquerschnitte vollständig zu umgehen, ist die Überlagerung nach maximalen und minimalen Normalspannungen. Einige Programme bieten die Möglichkeit, durch Definition expliziter Spannungspunkte eine Schnittgrößenüberlagerung auf Basis der maximalen und minimalen Normalspannungen in diesen Spannungspunkten durchzuführen.

So bietet zum Beispiel die Software SOFiSTiK die Möglichkeit, über den Befehl

supp extr MAMI etyp STAB zust MY,MZ sele +y+z, -y+z,+y-z,-y-z

im Block MAXIMA eine automatische Überlagerung der Schnittgrößen bei Walzprofil–querschnitten durchführen zu lassen. Hiermit werden die korrekten Schnittgrößen–kombinationen für eine Bemessung erhalten.

Wie stellt sich dieser Aspekt allerdings bei beliebigen Stahlbetonquerschnitten dar? Hier lassen sich in einigen Programmsystemen ebenfalls händisch Spannungspunkte definieren, anhand dessen die Überlagerungsvorschriften derart gebildet werden, dass die Normal-spannungen in den Spannungspunkten maximal werden, wie beispielhaft in Abb. 2 dargestellt. In SOFiSTiK geschieht dies über den Befehl

SPT NR X #x-Koordinate Y #y-Koordinate

im Block AQUA.

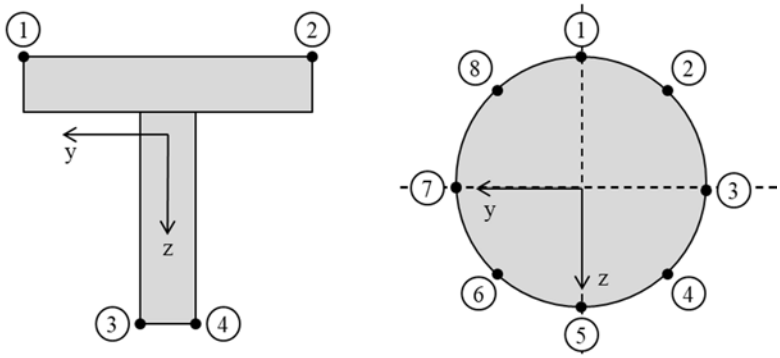


Abbildung 2: Mögliche frei definierte Spannungspunkte bei einem Plattenbalken- und einem Kreisquerschnitt bei zweiachsiger Beanspruchung

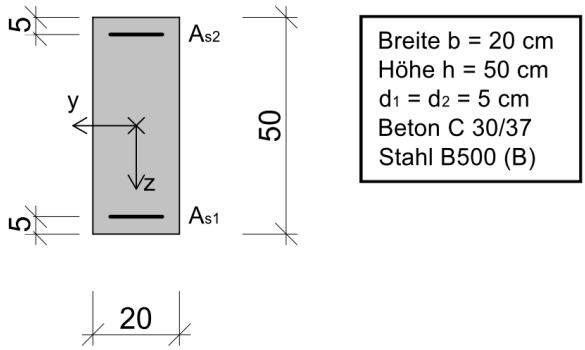


Abbildung 3: Stahlbeton-Rechteckquerschnitt

Allerdings kann dies bei Stahlbetonquerschnitten ebenfalls zu einer Fehleinschätzung der maßgebenden Lastfallkombination führen, wie das nachfolgende Beispiel zeigt.

Betrachtet wird beispielhaft ein Rechteckquerschnitt mit einer Breite von b = 20 cm und einer Höhe von h = 50 cm, der durch eine charakteristische Zugnormalkraft N_k = 800 kN und ein charakteristisches Biegemoment M_{yk} = 100 kNm beansprucht wird, vgl. Abb. 3. Beide Schnittgrößen seien aus unterschiedlichen, unabhängigen und nicht-ständigen Lastfällen ermittelt worden, so dass die jeweilige nicht-führende Begleitgröße mit einem Kombinationsfaktor für sonstige Verkehrslasten ψ_0 = 0,70 versehen wird.

Damit ergeben sich die folgenden Bemessungsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):

Normalkraft führend (Lastfallkombination 1):

$$\begin{aligned} N_d &= 1{,}50 \cdot 800 \text{ kN} &&= 1.200 \text{ kN} \\ M_{yd} &= 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 100 \text{ kNm} &&= 105 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{13}$$

Biegemoment führend (Lastfallkombination 2):

$$\begin{aligned} N_d &= 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 800 \text{ kN} &&= 840 \text{ kN} \\ M_{yd} &= 1{,}50 \cdot 100 \text{ kNm} &&= 150 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{14}$$

Die betragsmäßig maximalen Normalspannungen des Betonquerschnitts im Zustand I lauten (der Index verweist auf die Lastfallkombination):

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1.200 \text{ kN}}{0{,}20 \text{ m} \cdot 0{,}50 \text{ m}} + \frac{105 \text{ kNm}}{\frac{1}{6} \cdot 0{,}20 \text{ m} \cdot (0{,}50 \text{ m})^2} = 24{,}6 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{840 \text{ kN}}{0{,}20 \text{ m} \cdot 0{,}50 \text{ m}} + \frac{150 \text{ kNm}}{\frac{1}{6} \cdot 0{,}20 \text{ m} \cdot (0{,}50 \text{ m})^2} = \mathbf{26{,}4 \frac{MN}{m^2}} \end{aligned} \tag{15}$$

Die automatische Überlagerung auf der Basis von Normalspannungen ermittelt die Lastfallkombination 2 als bemessungsmaßgebende Kombination, da die berechneten

Spannungen betragsmäßig am größten sind. Jedoch ergibt die vergleichende Stahlbetonbemessung mit einem Beton C 30/37 und einem Bewehrungsabstand $d_1 = d_2 = 5$ cm die folgenden erforderlichen Bewehrungsquerschnitte in der unteren und oberen Bewehrungslage:

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1:} \quad \text{erf. } A_{s1}/A_{s2} = 19{,}83 \text{ cm}^2 / 7{,}76 \text{ cm}^2 \\ &\text{LFK 2:} \quad \text{erf. } A_{s1}/A_{s2} = 18{,}28 \text{ cm}^2 / 1{,}03 \text{ cm}^2 \end{aligned} \tag{16}$$

Die erforderliche Gesamtbewehrung wird in diesem Beispiel anhand der fälschlicherweise als bemessungsführend ausgewählten Lastfallkombination 2 somit nur zu 70 % der tatsächlich erforderlichen Bewehrung ermittelt. Die Ursache liegt in dem geringen Einfluss der Zugnormalkraft auf die Normalspannungen des Bruttoquerschnitts, wohingegen die Normalkraft bei der Stahlbetonbemessung einen deutlichen höheren Einfluss hat, da die Zugfestigkeit des Betons bei der Bemessung im GZT unberücksichtigt bleibt.

Somit kann festgestellt werden, dass auch bei der Überlagerung von Schnittgrößenkombinationen auf der Basis von Normalspannungen ein rechnerisches Sicherheitsdefizit insbesondere bei Stahlbetonquerschnitten vorliegen kann.

4 Möglichkeiten zur Reduzierung von Unsicherheiten bei automatischer Lastfallüberlagerung

Um die oben genannten Sicherheitsdefizite auszuschließen, sollte im Stahlbau die Überlagerung der maßgebenden Schnittgrößen immer auf der Basis von Normalspannungen und ggf. für die Ermittlung der maßgebenden Querkräfte auf der Basis von Schubspannungen durchgeführt werden.

Darüber hinaus bieten sich für Stahlbetonquerschnitte zusätzlich zu den Standardüberlagerungen der Schnittgrößen weitere Verfahren an, um die für die Bemessung ungünstigste Lastfallkombination zu ermitteln. So bieten einige Baustatik-Programme die Möglichkeit den Überlagerungsalgorithmus z. B. hinsichtlich der Wurzel aus der Summe der Quadrate der Einzelschnittgrößen („square root of sum squares“, SRSS-Verfahren) zu erweitern. Dieses Verfahren wird auch im Erdbebenfall – neben dem CQC-Verfahren – bei der Überlagerung der Modalwerte aus verschiedenen Eigenfrequenzen angewendet.

Beispielhaft sei dieses Verfahren für das Beispiel aus Abschnitt 2.1 dargestellt. Die Wurzeln aus den Summen der Schnittgrößenquadrate ergeben sich zu:

$$\begin{aligned} &\text{LFK 1:} \quad \sqrt{(50+0{,}7\cdot 100)^2 + (250+0{,}7\cdot(-5{,}0))^2} = \mathbf{274{,}16\,kNm} \\ &\text{LFK 2:} \quad \sqrt{50^2 + 250^2} = 254{,}95 \text{ kNm} \\ &\text{LFK 3:} \quad \sqrt{(100+0{,}7\cdot 50)^2 + (-5{,}0+0{,}7\cdot 250)^2} = 217{,}08 \text{ kNm} \\ &\text{LFK 4:} \quad \sqrt{100^2 + (-5{,}0)^2} = 100{,}12 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{17}$$

Innerhalb dieser Überlagerungsvorschrift liefert die LFK 1 den Maximalwert. Allerdings sind diese Werte nicht für die Querschnittsbemessung geeignet.

Die Bemessungswerte in der maßgebenden Kombination 1 lauten:

$$\begin{aligned} M_{yd} &= 1{,}50 \cdot 50 \text{ kNm} + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot 100 \text{ kNm} = \mathbf{180\,kNm} \\ M_{zd} &= 1{,}50 \cdot 250 \text{ kNm} + 1{,}50 \cdot 0{,}70 \cdot (-5{,}0) \text{ kNm} = \mathbf{369{,}75\,kNm} \end{aligned} \tag{18}$$

Somit ergeben sich die bereits in Gl. (5) ermittelten maßgebenden Bemessungsschnittgrößen.

5 Zusammenfassung

Anhand einiger numerischer Beispiele wurden Sicherheitsdefizite bei der automatischen Überlagerung von Bemessungsschnittgrößen aufgezeigt und Lösungsmöglichkeiten diskutiert, die eine sichere und einfache automatische Überlagerung auf der Basis von ergänzenden Überlagerungsalgorithmen ermöglichen.

Nach wie vor zeigt sich, dass es auch bei computergestützten Berechnungen keine lückenlose Erfassung aller möglichen bemessungsrelevanten Schnittgrößenkombinationen gibt und dass ingenieurmäßige Plausibilitätsbetrachtungen Teil einer jeden Tragwerksplanung sein sollten.

Literatur

[1] DIN EN 1990, Eurocode: GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG. BEUTH VERLAG, BERLIN, 2010

[2] SCHADE, D. SCHNITTGRÖßENKOMBINATIONEN BEIM TRAGSICHERHEITSNACHWEIS NACH DEN EUROCODES. BAUTECHNIK 77 (2000), S. 570-584

[3] DIN EN 1993-1-1, Eurocode 3: BEMESSUNG UND KONSTRUKTION VON STAHLBAUTEN – TEIL 1: ALLGEMEINE BEMESSUNGSREGELN UND REGELN FÜR DEN HOCHBAU. BEUTH VERLAG, BERLIN, 2010

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Anspruchsvolle Tragwerksplanung im Gerüstbau

Dieter Gescher, Josef Teupe

Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH

Zusammenfassung: Dieses Dokument gibt einen kurzen Überblick über die Entwicklung der Digitalisierung im Bereich der Verfahrenstechnik des Gerüstbaus. Inwieweit beeinflusst das aus dem Neubauwesen kommende Konzept BIM – Building Information Modeling – den Gerüstbau? Was von diesem Konzept kann in der Gerüstbaubranche schon umgesetzt werden bzw. wie lässt es sich umsetzen, wenn es um anspruchsvolle Tragwerksplanung von Gerüsten an Bauwerken im Bestand geht?

1 Einfluss von BIM – Building Information Modeling auf den Gerüstbau

1.1 Anforderungen an die Betriebe

Durch das aus dem Bauwesen eingeführte Konzept BIM – Building Information Modeling – werden auch die Anforderungen an den Gerüstbau neu definiert. Viele Auftraggeber erwarten 3D-Planungen der Gerüste, welche in ihre BIM Modelle eingepflegt werden können. Dies kann nicht jeder Gerüstbaubetrieb leisten. Damit muss sich das Ingenieurbüro im Gerüstbau und der Gerüstbaubetrieb mit angeschlossener Planung beschäftigen.

1.2 Alltägliche Probleme durch die neuen Anforderungen

Die alltäglichen Probleme, welche in der Gerüstbaubranche auftreten, hängen damit zusammen, dass es beim Gerüstbau oftmals um Bauen im Bestand geht und nicht um Neubauten. Aus diesem Grund gibt es zu vielen Bauwerken keine aktuellen Bestandszeichnungen bzw. es sind veraltete Zeichnungen, in denen Anbauten oder Umbauten teilweise nicht dargestellt sind. Des Weiteren sind es oft Zeichnungen, die eingescannt oder mikroverfilmt wurden, was dazu führt, dass die Qualität noch schlechter wird. Trotz dieser Problematik erwartet der Auftraggeber häufig eine 3D-Planung, was oftmals zu einer zeitintensiven Planungsphase führt. Darüber hinaus müssen die Nachweise der Gerüstsysteme auf die Tragfähigkeit des Gesamtbauwerkes abgestimmt werden.

1.3 Lösungsmöglichkeiten

Wir beziehen uns im Folgenden auf Planungen, die Tragwerksplanung (Statik) und Konstruktionen (Zeichnungen) vernetzen sollen und daher einen Teilbereich des Themas BIM betreffen. Doch spielt auch dieser kleine Teil eine „*tragende*“ Rolle in der gesamten Ausführungsplanung und somit im Gerüstbau für Bestandsbauwerke.

Auch der Gerüstbau ist eine sehr innovative Branche und wir suchen essenziell nach neuen Lösungsmöglichkeiten, um in der Baubranche im Bereich BIM ein signifikantes Vorwärtskommen zu erreichen. Es wird viel über die Möglichkeit der Photogrammmetrie diskutiert. Teile der am Bau Beteiligten sind euphorisch und der Meinung, dadurch würde Vieles einfacher. Die Bestandsbauwerke werden mit Drohnen und Laserscannern gescannt und dann kann in dem gescannten 3D-Modell weiter geplant werden.

Diese Einschätzung wird der Komplexität des Themas jedoch nicht gerecht. Durch das Scannen eines Bestandsgebäudes erhält man eine Punktwolke, also eine Datei in der eine Vielzahl von Messpunkten ein Bild/Foto ergibt. Es bleibt allerdings ein Foto ohne Volumenangaben der Bauteile; um ein 3D-Modell zu erhalten, in dem auf Basis von BIM gearbeitet werden kann, müsste man diese Punktwolke in einem zeitaufwendigen Prozess in ein Volumenmodell umwandeln.

Wir können in der Punktwolke zwar Distanzen und Längen messen und uns die örtliche Situation wie auf Fotos immer wieder anschauen, aber ein 3D-Modell, in dem Kollisionen zwischen der Gerüstkonstruktion und dem Bauwerk geprüft und erkannt werden, haben wir damit noch nicht. Dies könnte beispielsweise der Fall bei der Ertüchtigung von Stahlfachwerken sein, wenn wesentliche Konstruktionselemente des Gerüstes mit Bauwerksteilen kollidieren.

Abbildung 1: Punktwolke

Des Weiteren kann es passieren, dass wichtige Bereiche des Bestandsgebäudes nicht komplett angezeigt werden, weil die Scanpunkte falsch gesetzt wurden. Es braucht also eine zeitintensive Planung der optimalen Standorte zur Erfassung vor Ort, um eine Punktwolke zu erstellen, die alle wichtigen Bereiche abbildet.

Der Wunschgedanke „einscannen – konstruieren/berechnen – Ausführungsplanung fertigstellen“ ist derzeit nicht ohne weiteres realisierbar.

Die Vermessungstechnik beschäftigt sich aktuell intensiv mit der teilautomatisierten Umwandlung von Punktwolken in Volumenkörper: Dort werden Stahlprofile erkannt und automatisiert in Volumenkörper geändert.

2 Aktuelle Vorgehensweise der Tragwerksplanung

2.1 Müngstener Brücke

2.1.1 Vorhandene Planungsgrundlage

Die Müngstener Brücke ist eine Brücke aus dem Jahr 1897, welche aufgrund ihres hohen Alters erhebliche Schäden an vielen standsicherheitsrelevanten Bauteilen aufwies. Bei diesem Projekt handelt es sich also um Bauen im Bestand. Es wurden umfangreiche Pläne des Bauwerks zur Verfügung gestellt, welche allerdings (ur-)alt waren und noch von Hand gezeichnet wurden. Aufgrund dessen war eine Planung in 3D zunächst nicht realisierbar. Alternativ könnte eine nachgebildete Brücke (Modellbau) verwendet werden, um daraus ein 3D-Modell scannen zu können. Die Fehlerquote wäre hoch und es müssten erhebliche Toleranzen berücksichtigt werden.

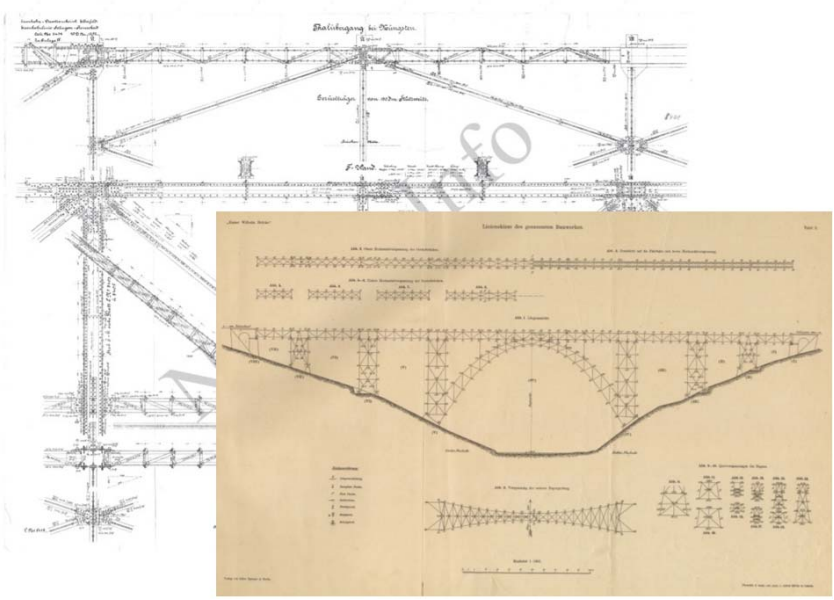


Abbildung 2: Bestandspläne Müngstener Brücke

Die großen Toleranzen stehen aber im Gegensatz zur oben beschriebenen Genauigkeit in Bezug auf die Kollisionen mit dem Bauwerk. Ein typisches Bauteil im Gerüstbau besitzt 48,3 mm Durchmesser. Diese relativ kleinen Bauteilabmessungen erfordern somit Toleranzen im Bereich ihrer eigenen Bauteilgröße oder besser wesentlich kleiner.

2.1.2 Was ist sinnvoller: Eine 2D- oder 3D-Planung?

Bei Großprojekten wie der Müngstener Brücke ist eine 3D-Planung auf jeden Fall sinnvoller als eine 2D-Planung. Natürlich ist der Vorteil einer 2D-Planung, dass relativ zeitnah mit der Planung begonnen werden kann. Im Gegensatz dazu ist für eine 3D-Planung eine intensive Vorarbeit nötig, in der die 2D-Bestandspläne zu einem 3D-Modell zusammengefügt werden. Allerdings ermöglicht eine 3D-Planung die Vermeidung von Kollisionen mit dem Bauwerk und die optimale Planung des Materials durch automatisierte Stücklisten. Des Weiteren ist ein 3D-Modell sehr hilfreich, um dem Kunden und den Gerüstbauern auf der Baustelle mit einer visuellen Darstellung den Aufbau zu erläutern. Eine dreidimensionale Planung bedeutet also zwar mehr Arbeit in der Planungsphase, dafür aber weniger Arbeit in der weiteren Arbeitsvorbereitung und auf der Baustelle.

2.1.3 Vorgehensweise

Zunächst wurde ein 3D-Modell der Brücke in einem CAD-Programm erstellt. Dieses diente zur Grundlage der Planung der Gerüstelemente.

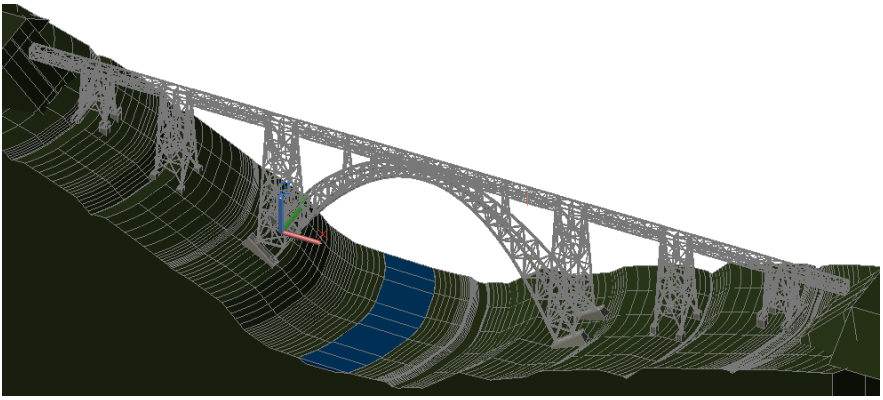


Abbildung 3: 3D-Modell der Müngstener Brücke

Das Modell ist ein Volumenkörpermodell. Nach Erstellen der Gerüstkonstruktion wird eine Kollisionsprüfung durchgeführt. Wenn diese Prüfung keine Kollisionen ergibt, wird aus dem Modell ein Draht-/Linienmodell erstellt. Dieses Linienmodell hat Informationen zu einzelnen Bauteilen hinterlegt, die nach dem Einlesen in ein Berechnungsprogramm das Erzeugen der richtigen Querschnitte erleichtert. Nachdem die Konstruktion statisch berechnet und angepasst wurde, werden die statisch relevanten Teile in die 3D-Zeichnung eingearbeitet. Wenn es dabei zu Kollisionen mit dem Bestandsbauwerk kommt, werden Anpassungen in beiden Systemen vorgenommen bis es statisch und zeichnerisch passt. Anschließend können dann die Ausführungszeichnungen erstellt werden.

Zur Veranschaulichung der Komplexität einige Randdaten aus dem statischen System:

- 25000 Stäbe	- 8000 Knoten
- 15 Querschnitte	- 5 Materialien
- 6 Knotenlagertypen	- 178 Stabsätze
- 15 versch. Nichtlinearitäten	- 9 Stabendgelenke
- 31 Lastfälle	- 18 Lastkombinationen
- 4 Ergebniskombinationen	- bis zu 15 min Berechnungszeit je Durchlauf

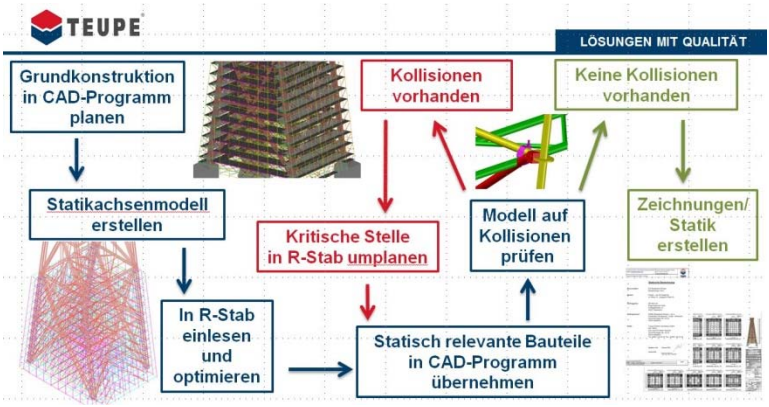


Abbildung 4: Planungsverfahren

Die Bemessung erfolgt nach den aktuellen Normen (i.W. DIN EN 12811) sowie den zugehörigen Richtlinien des DIBT.

Nach Berechnung der Standsicherheit des Gerüstes werden die Auflagerlasten lastfallweise in elektronischer Austauschform an den Tragwerksplaner übergeben. Insbesondere horizontale Lasten werden vom Gerüst an das Bauwerk abgegeben. Der Tragwerksplaner überprüft die auftretenden Lasten in seinem Bauwerksmodell. Wenn die Standsicherheit des Bauwerkes gewährleistet ist, werden alle Unterlagen (teilweise als RSTAB-Austauschdatei) an den Prüfingenieur übergeben und nach erfolgreicher Prüfung durch den Bauvorlageberechtigten der Deutschen Bahn freigegeben. Nach erfolgter praktischer Durchführung der Gerüstarbeiten werden diese vom Bauüberwacher, dem Prüfingenieur und dem Kunden abgenommen.

Für das Bauvorhaben Müngstener Brücke sind seit 2013 über 20 verschiedene Gerüstsysteme berechnet worden. Wir haben Arbeitsgerüste zur Sanierung aller Bauwerksteile erstellt, darunter sind Standgerüste mit über 300 t Material und 100 m Höhe, Hängegerüste von 20 m Länge und elektrischem Antrieb, Gerüste am Bogen stehend/hängend am Bestand, Schutzdächer über Verkehrswegen, Stahlbau-Plattformen für die Baustelleneinrichtung, Hebezeuge funkferngesteuert sowie Besichtigungseinrichtungen für die Bauwerkskontrolle.

2.1.4 Verwendete Systeme und Hilfsmittel

Für die Planung benutzen wir neben dem klassischen Bleistift mit Papier verschiedene Systeme. Im CAD Bereich sind dies AutoCAD, Advance Steel, Inventor und Navisworks. Für die Berechnung werden neben den bekannten MS Office Programmen verschiedene Frilo Programme sowie im wesentlichen RSTAB und RFEM von Dlubal verwendet. Darüber hinaus benutzen wir Dübelberechnungen der Hersteller, Grafikprogramme zur Visualisierung und Präsentationsprogramme.

Seitens der Gerüsthersteller werden uns die Zulassungen und Typenberechnungen zur Verfügung gestellt. Zur Erweiterung des Grenzbereiches sind weitergehende Untersuchungen mit Unterstützung der Hersteller oder MPAs durchgeführt worden.

2.2 Axel Springer Berlin

2.2.1 Aufgabenstellung

Im Bereich der ehemaligen innerdeutschen Grenze, direkt an die Hauptverwaltung Axel Springer angrenzend, wird das Axel Springer Medienzentrum neu gebaut. Im Inneren entsteht ein Atrium, welches nach oben verjüngt errichtet wird und die beiden Gebäudehälften im 9. Obergeschoss zusammenführt. Die Bauweise des Gebäudes erfordert Traggerüste/temporären Stahlbau und Arbeitsgerüstsysteme, um während des Rohbaus teils enorme Lasten bis zu 5.200 kN aufzunehmen.

2.2.2 Planungsgrundlage

Das Bauprojekt Axel Springer in Berlin ist das exakte Gegenteil des Projektes an der Müngstener Brücke, denn es ist ein Neubauprojekt, welches mit einer BIM-orientierten Planung erstellt wurde. Als Planungsgrundlage gab es zwei 3D-Modelle des gesamten Bauwerkes, in das die Gerüste eingeplant werden mussten. Es waren DWG-Zeichnungen 2D und 3D vorhanden, die den gesamten Planungsprozess der Gerüste essenziell vereinfacht haben.

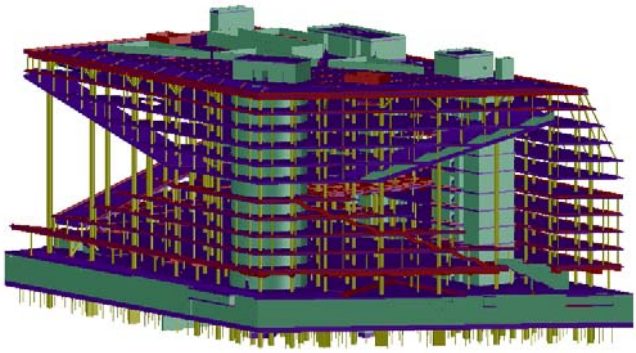


Abbildung 5: 3D-Modell Axel Springer

2.2.3 Datenaustausch

Die aktuellen Daten werden von allen Baubeteiligten direkt eingepflegt, was dazu beiträgt, dass alle Beteiligten jederzeit auf den aktuellen Stand des Modells zugreifen können. Dabei wird eine Plattform (CDE) benutzt, auf der alle relevanten Zeichnungen, Dokumente, Mails etc. abgelegt und verfügbar sind. Über Änderungen des Modells Tragwerksplanung werden die Beteiligten per E-Mail/RFI (Request for Information) informiert, damit keine Details verloren gehen. Einen wesentlichen Bestandteil des Systems bilden auch RFIs, die eine Rückverfolgbarkeit der Aufgaben garantieren und auch administriert werden.

Der Austausch der Daten erfolgte über Revit und Navisworks Dateien. Darüber hinaus wurde mit DWG-Zeichnungen, PDF-Skizzen und IFC-Austauschdateien gearbeitet. Im Gegenzug haben wir DWG, PDF und Revit Dateien zur Verfügung gestellt.

2.2.4 Verwendete Systeme und Hilfsmittel

Wie oben erwähnt wurden verschiedene Gerüste und Stahlbau-Elemente errichtet. Dabei handelte es sich um 18 verschiedene Gerüstsysteme. In der Spitze wurden 1.200 t Stahlbau und ca. 1.100 t Gerüstmaterial verbaut. Es sind ca. 125.000m³ räumliche Gerüste berechnet worden, die in 5 Untersysteme unterteilt werden mussten.

Zur Veranschaulichung der Komplexität einige Randdaten aus **EINEM** statischen System:

- 30000 Stäbe
- 19000 Knoten
- 26 Querschnitte
- 5 Materialien
- 6 Knotenlagertypen
- 178 Stabsätze
- 5 versch. Nichtlinearitäten
- 5 Stabendgelenke
- 16 Lastfälle
- 6 Lastkombinationen
- 4 Ergebniskombinationen
- bis zu 35 min Berechnungszeit je Durchlauf

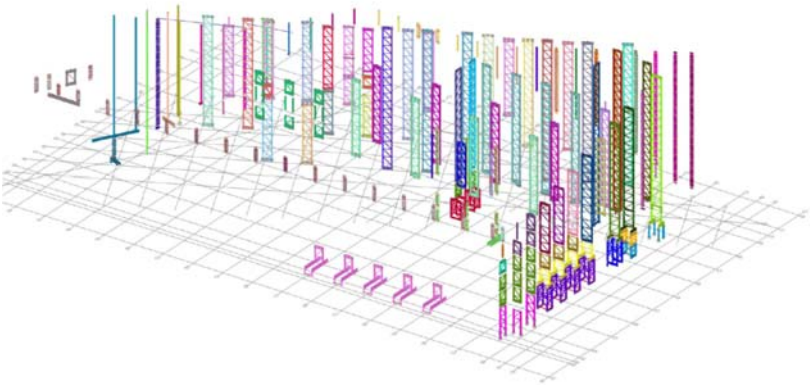


Abbildung 6: Schwerlaststützen, max H = 40 m, Auszug Navisworksdatei

Die Bemessung erfolgt nach den aktuellen Normen (im Wesentlichen: DIN EN 12811 und DIN EN 12812) sowie den zugehörigen Richtlinien des DIBT und nach den Bemessungsregeln der Stahlbaunormen.

Vor der Berechnung wurden vom Tragwerksplaner und dem Kunden Bereiche bzw. Punkte mit Lastkategorien und Einzellasten berechnet, welche aus der Umlagerung von Primär-, Sekundär- und Tertiärstützen des fertiggestellten Bauwerkes abgeleitet werden. Die Einzellasten wurden wiederum in Klassen eingeteilt, die dann über RSTAB System stahlbaumäßig berechnet wurden. Dabei wurden speziell die Auflagerpunkte einer RFEM Analyse unterzogen, um Aussteifungen und Lastweiterleitungen in den Bestand zu optimieren. Dies wurde elektronisch mit dem Kunden und den Prüfern ausgetauscht.

Im Bereich der Raumgerüste wurde per 3D-CAD das Gerüst erstellt und auf Kollisionen mit dem fertigzustellenden Bauwerk überprüft. Das System wurde dann in das RSTAB Programm exportiert, mit Lasten versehen und berechnet. Ergänzungen aus Forderungen der Tragfähigkeitsnachweise wurden konstruktiv im CAD eingepflegt und wiederum kontrolliert. Diese Nachweise wurden per Datenaustausch übergeben und im eigenen Hause der Logistikabteilung übergeben. Dort erfolgte abschnittsbezogen die Kommissionierung der Bauabschnitte.

3 Entwicklungen in der Branche

3.1 Hersteller Gerüstsysteme

3.1.1 SIM – Scaffolding Information Modeling

Die Firma Layher hat ein Konzept für den Gerüstbau entwickelt, welches sich dem BIM Konzept des Hochbaus annähert. Es geht darum, eine 3D-Planung zu erleichtern, indem die Firma Layher eine umfassende Bauteilbibliothek der Gerüstbauteile zur Verfügung stellt, mit der die Gerüste geplant werden können. Mit einem Materialmanager lassen sich aus diesen 3D-Planungen Materiallisten erstellen, die die exakte Planung des Materials für die Baustelle ermöglichen. Im einzelnen erfolgt dies im Bereich der Logistik, der Visualisierung, Dokumentation und der 3D-Datenerfassung.

Abbildung 6: Konzept SIM – Scaffolding Information Modeling

3.1.2 Vorteile des SIM-Konzeptes

Bei der Planung der Gerüste lassen sich im Vorfeld Kollisionen vermeiden, was auf der Baustelle zu einer höheren Effizienz führt. Die Übergabe der Planung an Statikprogramme wird durch an den Bauteilen hinterlegten Linienmodelle und Bauteileigenschaften vereinfacht und somit die Bearbeitungszeit wesentlich verkürzt.

3.2 Erfassung der Daten von Bestandsbauwerken

3.2.1 Drohnen zur Bilddatenerfassung

Vermessungsingenieure und spezielle Betriebe bieten die Erfassung von Bilddaten (Punktwolken) zur Erstellung von 3D-Bauwerksdaten an. Hier wird die Entwicklung vor dem Hintergrund der einfacheren Datenumwandlung und zur Erhöhung der Genauigkeit ständig fortgeführt.

3.2.2 3D Laserscanner

Hier werden unterschiedliche Systeme angeboten, welche eng an Vermessungstechniken gekoppelt sind. Bei der Weiterentwicklung wird das Hauptaugenmerk ebenso auf der Verbesserung der Datenumwandlung liegen.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Modellierung punktgestützter Platten

Casimir Katz

SOFiSTiK AG

Zusammenfassung: Eine echte Punktstützung einer Platte würde unendlich große Beanspruchungen ergeben. Baupraktisch werden daher verschiedene Lagerungsarten bei Finite-Element-Berechnungen verwendet, die alle ihr Vor- und Nachteile haben. Mit der von Werkle entwickelten „Äquivalenten Spannungs-Transformation“ konnte nun eine Referenzlösung erarbeitet und die Abweichungen zu den üblichen baupraktischen Modellierungen herausgearbeitet werden.

1 Problemstellung

1.1 Punktgestützte Platten

Da eine echte Punktstützung einer Platte unendlich große Beanspruchungen infolge der Singularität ergeben würde, werden baupraktisch verschiedene Lagerungsarten bei Finite-Element-Berechnungen verwendet, die alle ihr Vor- und Nachteile haben. Im Zuge von Vergleichsrechnungen im EDV-Arbeitskreis des Deutschen Beton- und Bautechnik Vereins für das Forschungsprojekt EvaDAT, wurde eine systematische Überprüfung der verschiedenen Modellierungen vorgenommen.

Für die Lagerung in nur einem einzigen Knoten zeigte es sich, dass bei einer Verfeinerung des Netzes wie erwartet die Momente und Querkräfte dort beliebig groß werden, aber auch dass die Einspannwirkung der Stütze immer kleiner wird. Brauchbare Ergebnisse außerhalb des Stützenbereichs hängen daher davon ab, dass die Elemente innerhalb der Stütze nicht oder nur gering verfeinert werden. Ein grobes Netz an der Stütze bedeutet aber, dass die Auswertung der Ergebnisse besondere Betrachtungen erforderlich macht.

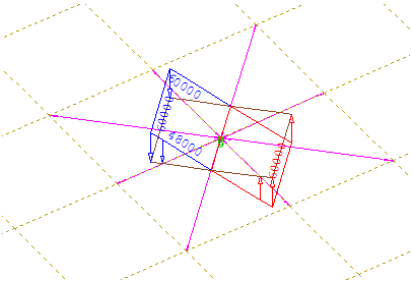
Für die Modellierung einer flächigen Lagerung gibt es verschiedene Varianten

- Elastische Bettungen (die wegen ihrer Defizite hier nicht betrachtet werden)
- Große Elemente gleich der Stützenabmessung um den Stützenknoten
- Ein großes Element über der Stütze mit einer direkten Ableitung der Querkraft
- Das Verfahren der äquivalenten Spannungen nach Werkle [2]

Die Varianten sind unter anderem auch in [1] und [4] näher beschrieben.

1.2 Äquivalente Spannungen in einer Fläche (ESTA)

Die Idee ist relativ einfach. So wie eine Last mit linear veränderlichem Lastwert in Knotenlasten umgerechnet wird, wird über die Bernoulli-Hypothese (1) eine Beziehung zwischen den Auflagerkräften der Stützung und den Lagerkräften in den Knoten der Platte aufgestellt (2). Dann kann man die transponierte Umrechnungsmatrix auch für die Verschiebungen ansetzen (3), so dass aus einfachen Senk- und Drehsteifigkeiten für die Stützschnittgrößen N, M_y und M_z des Stützenkopfes eine Steifigkeitsmatrix für alle Elementknoten der Elemente über der Stütze erhält (4):



$$p(y,z) = \frac{N_s}{A} + z \cdot \frac{M_{y,s}}{Iy} - y \cdot \frac{M_{z,s}}{Iz} = A_S \cdot F_S \qquad (1)$$

$$F_{Pl} = \int N_i \cdot p(s,t) dA_e = T^T \cdot F_s \qquad (2)$$

$$u_s = T \cdot u_{pl} \qquad (3)$$

$$S_{Pl} = T^T \cdot \begin{bmatrix} C_p & 0 & 0 \\ 0 & C_{m,y} & 0 \\ 0 & 0 & C_{m,z} \end{bmatrix} \cdot T \qquad (4)$$

Abbildung 1: *Prinzip der ESTA-Lagerung*

Es ist in jedem Falle zu beachten, dass der Lagerknoten mit keinem der Plattenknoten identisch sein darf. Das Verfahren kann auch so erweitert werden, dass starre Lagerungen beschrieben werden können.

2 Referenzbeispiel DBV

2.1 System

Für den Vergleich wurde das vom DBV [3] veröffentlichte System einer Flachdecke gewählt. Die hier zu vergleichenden Daten wurden unter dem Lastfall Volllast für eine Punktlagerung und eine flächige Lagerung gegenübergestellt.

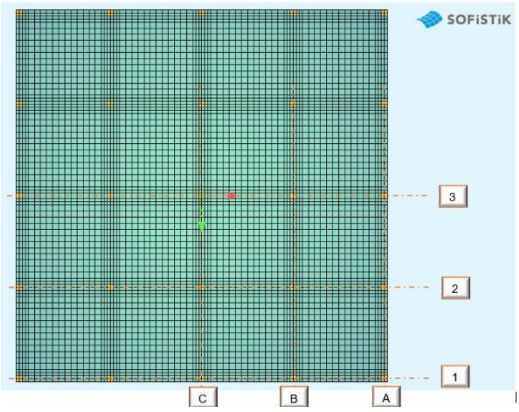


Abbildung 2: *Referenzsystem Netzeinteilung*

Baustoffe	C35/45, B500B
Achsabstand	6.25 m
Stützenabmessungen	450 x 450 mm
Plattendicke	240 mm
Stützensteifigkeit Senkfeder Drehfeder	oben/unten 2,3 MN/m 232369 kNm/rad
Volllast	q = 14.66 kN/m²

2.2 Schnittgrößenverlauf der Biegemomente in der Achse 2

Um die Effekte klarer darzustellen, wurde die Auswertung der Schnittgrößen getrennt für den Stützenbereich und die Platte selbst ausgeführt. Bei einer Lagerung in nur einem Punkt ergeben sich entsprechend große Werte in der Stütze, die für die eigentliche Bemessung dann ausgeblendet werden. Bei der „groben“ Einteilung des Stützenbereichs mit 2x2 Elementen, erkennt man jedoch den großen Fehler in der Randstütze:

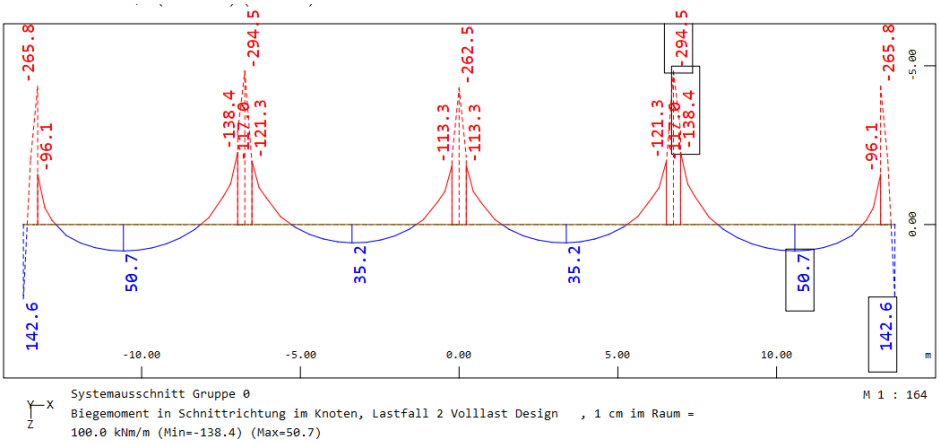


Abbildung 3: *Momente entlang der Achse 2 mit Punktlagerung und grobem 2x2 Netz über Stütze*

Am freien Rand sollte das Moment verschwinden, am Stützenrand sollte sich von rechts und links ein ähnlicher Wert ergeben. Damit die Anschnittsmomente nicht durch die Lagerung verfälscht werden, musste daher der Stützenbereich verfeinert werden, dadurch reduziert sich aber die Steifigkeit der Einspannung. (Punktlagerung in Tabelle 1 und 2 mit Teilung 4x4)

Mit dem Ansatz einer gekoppelten flächigen Lagerung, die bei SOFiSTiK vor 25 Jahren (vor Einführung der automatischen Netzgenerierung) der Standard war, ergibt sich hier ein besseres Bild (hier wurde nur die einfache Drehfeder angesetzt):

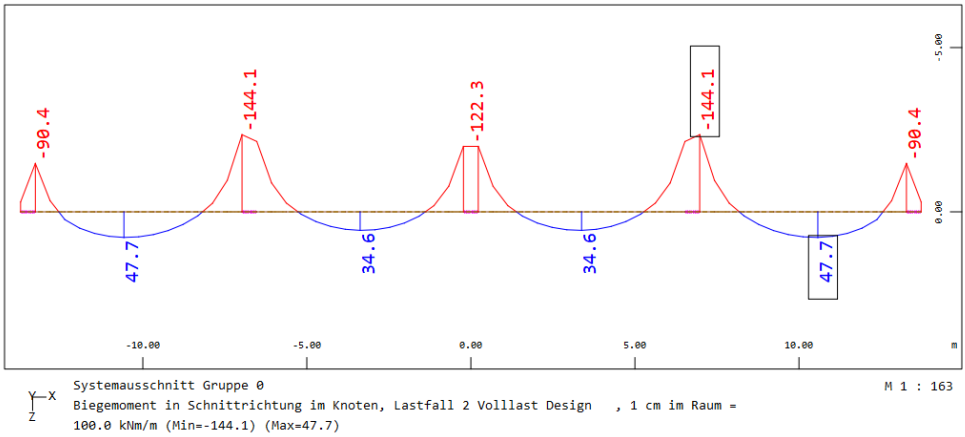


Abbildung 4: *Momente entlang der Achse 2, gekoppelte starre Lagerung (RIGID)*

Mit der ESTA-Lagerung ergeben sich nun konsistentere Ergebnisse im Stützenbereich:

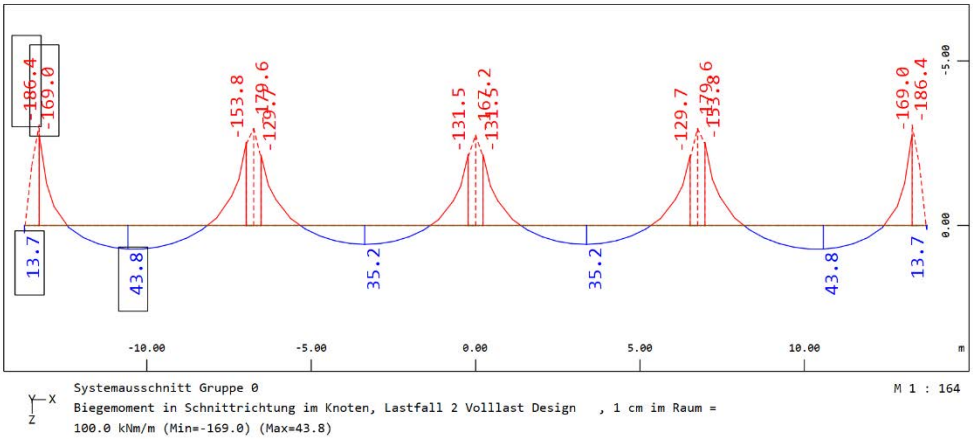


Abbildung 5: *Momente entlang der Achse 2, ESTA mit grobem Netz 2x2 über der Stütze (ESTA)*

Wenn das Netz innerhalb der Stütze mit ESTA verfeinert wird, wird die Ausrundung besser erkennbar, die Werte der Momente verändern sich jedoch nur gering:

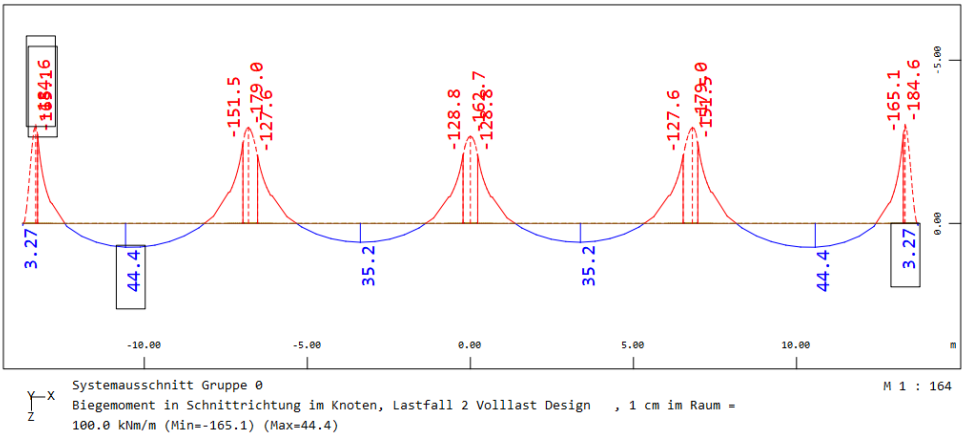
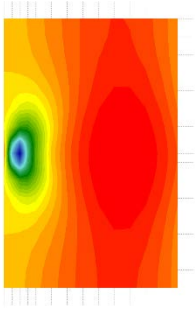


Abbildung 6: *Momente entlang der Achse 2, ESTA mit feinem Netz über der Stütze (ESTA+)*



Damit ist die ESTA Lagerung eine, wenn nicht sogar die einzige Möglichkeit, eine Konvergenz einer FE-Berechnung mit Verdichtung des Netzes darzustellen.

Bemerkenswert ist der Verlauf des Moments an der Randstütze. Am äußeren Rand ist er quasi null, aber der Maximalwert wird nicht wie bei der Punktstützung im Stützknoten, sondern am Stützenrand erreicht, das bedeutet, dass sich die effektive Stützweite verkleinert und die Stützensteifigkeit nicht zu hoch angesetzt werden sollte.

Abbildung 7: *Momentenverlauf an der Randstütze*

2.3 Details in der Eckstütze

Für das feine Netz sind die Hauptmomente der Platte als Isoflächen und die Auflagerkräfte mit einem dominierenden Einfluss des Biegemoments im Stützenbereich dargestellt. Eine lokal höhere Pressung in der Ecke infolge einer Art Verwölbung würde hier die Einspannwirkung erhöhen. Die starre Kopplung ist hingegen steifer als die Punktstützung.

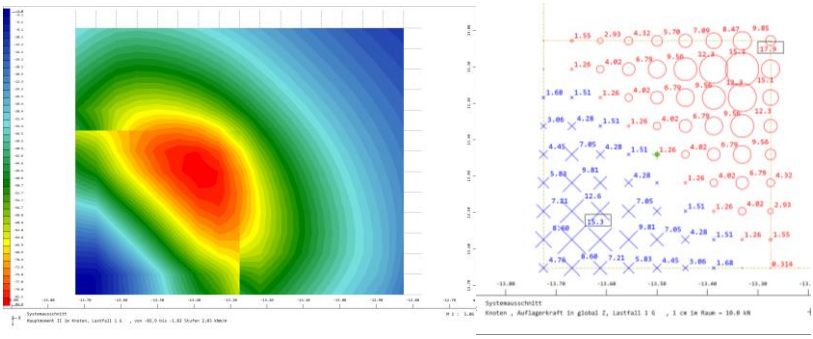


Abbildung 8: *Hauptmomente und Lagerkräfte in der Eckstütze*

2.4 Drillmomente

Für die Drillmomente ergeben sich zuerst einmal ziemlich streuende Werte. Die Ursache wird klar, wenn man sich die Werte der ESTA-Referenzlösung betrachtet:

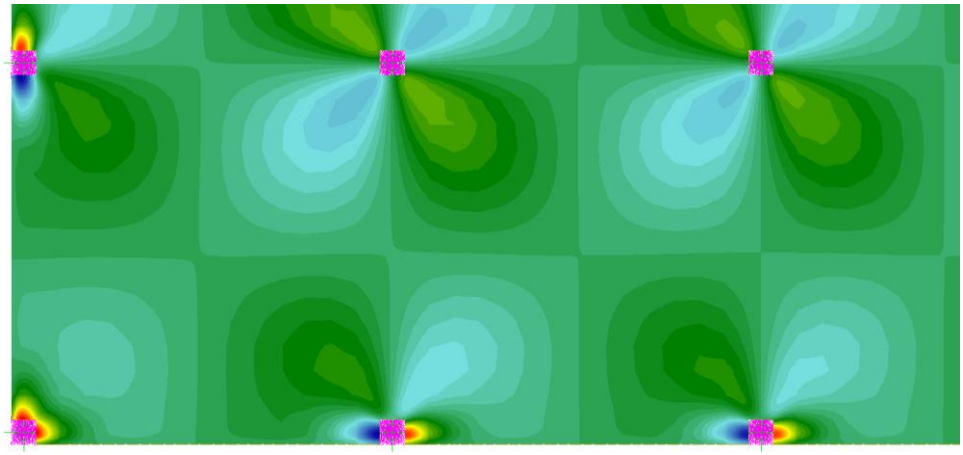
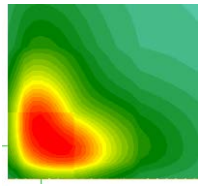


Abbildung 9: *Drillmomente mit ESTA und feinem Netz*



In der Mitte der Achsen ergeben sich an den Innenstützen weitgehend keine Werte, an den Randstützen aber sehr hohe, wenn auch lokal begrenzte Werte. Die Ursache liegt darin, dass hier ein beachtliches Moment in die Platte eingeleitet wird, welches die Platte lokal tordiert. Ob diese Werte mit Bewehrung abgedeckt werden müssen, ist zumindest diskutierfähig.

Abbildung 10: *Drillmomente mit ESTA in der Eckstütze*

2.5 Vergleich der Ergebnisse

	Punktlagerung mit 4 x 4 Netz				Flächenlagerung		
Stelle	**DLUBAL**	**FRILO**	**RIB**	**SOFiSTiK**	**Rigid**	**ESTA**	**ESTA+**
Stütze C	117.5	118.0	114.0	121.9	122.3	131.1	128.5
Stütze B	145.6	142.0	141.9	150.4	144.1	152.0	149.9
Stütze A	103.2	98.1	89.4	99.8	90.4	180.2	175.9
Feld B-C	34.0	35.1	34.6	35.0	36.3	35.2	35.2
Feld A-B	50.7	49.0	52.3	50.6	45.5	42.7	44.4

Tabelle 1: Biegemomente entlang der Achse 2

m_{xx}	Punktlagerung mit 4 x 4 Netz				Flächenlagerung		
Stelle	**DLUBAL**	**FRILO**	**RIB**	**SOFiSTiK**	**Rigid**	**ESTA**	**ESTA+**
Stütze C	77.4	82.3	76.6	77.7	76.6	63.2	71.0
Stütze B	98.2	99.9	97.1	97.8	91.4	77.7	86.4
Stütze A	86.1	83.9	76.1	79.2	68.4	103.7	109.7
Feld B-C	36.9	37.1	37.6	37.9	36.3	34.7	34.8
Feld A-B	49.4	47.7	50.9	50.6	45.5	42.1	42.3
m_{xy}	**Punktlagerung mit 4 x 4 Netz**				**Flächenlagerung**		
Stelle	**DLUBAL**	**FRILO**	**RIB**	**SOFiSTiK**	**Rigid**	**ESTA**	**ESTA+**
Stütze C	23.8	47.8	25.5	15.7	15.5	38.2	50.9
Stütze B	24.6	51.7	28.2	17.7	14.9	41.6	55.1
Stütze A	30.2	53.7	36.6	29.4	24.6	53.0	64.2

Tabelle 2: Biegemomente und Drillmomente entlang der Achse 1

3 Referenzbeispiel unstrukturiertes Netz

Auf der BB13 wurde von Rombach die Bandbreite der möglichen Ergebnisse dargestellt [4]. Die dortige Referenzlösung mit elastischer Bettung hat eine zu kleine Drehfedersteifigkeit. Mit der ESTA Lagerung können beliebige unstrukturierte Netze mit den konsitenten Steifigkeiten verwendet werden. Für ein mittelfeines Netz sind hier die ESTA-Werte entlang S1-S2 angegeben.

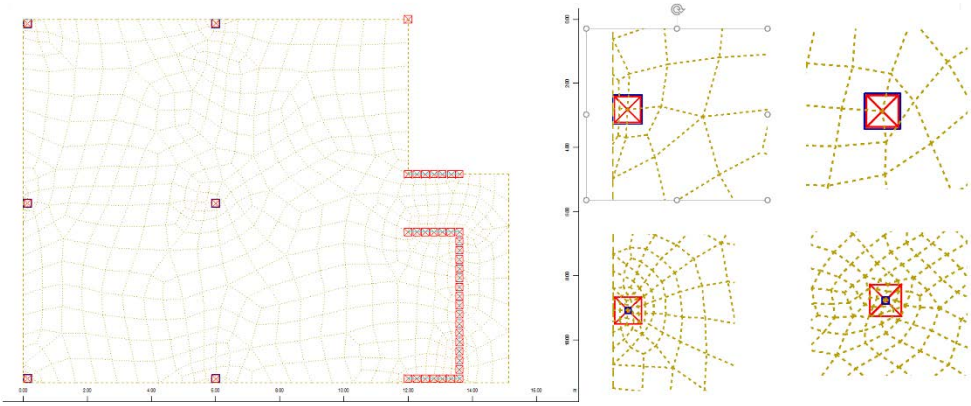


Abbildung 11: *Beispiel Rombach [4] mit unstrukturiertem Netz*

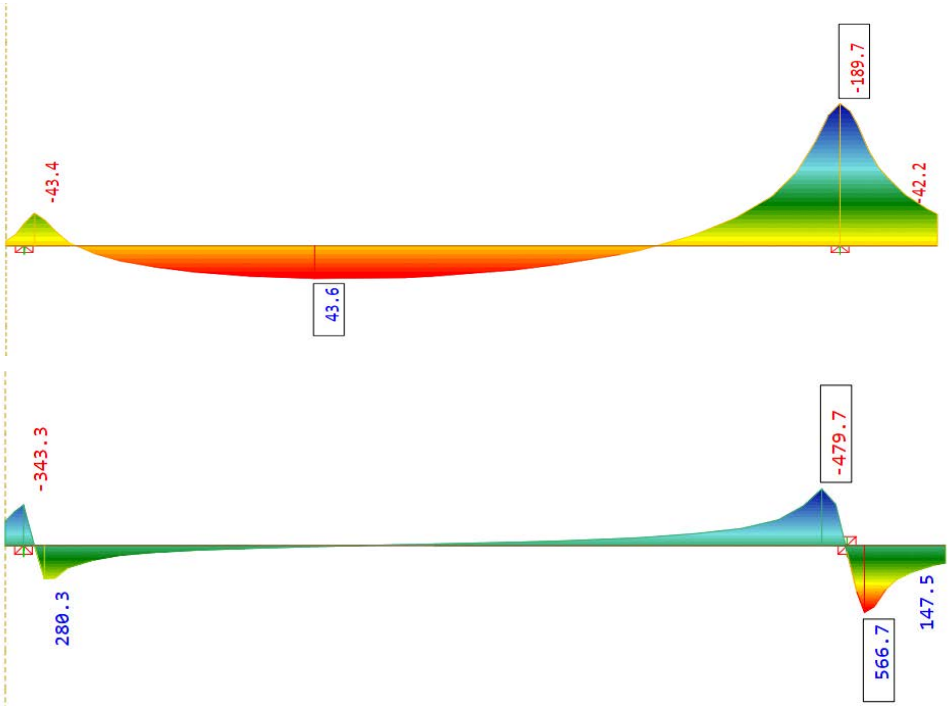
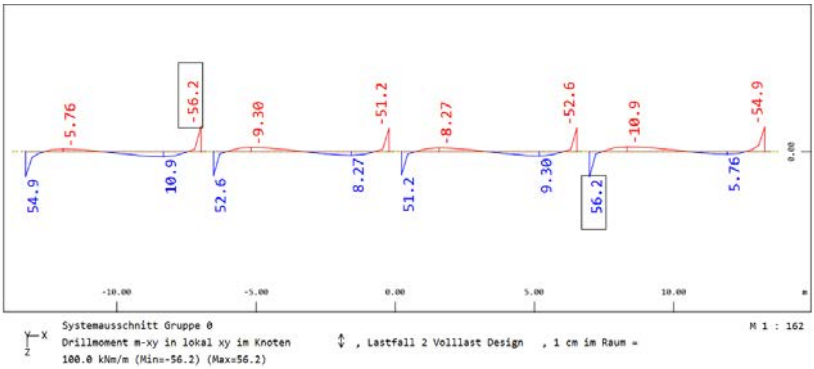


Abbildung 12: *Momenten- und Querkraftverlauf bei unstrukturiertem Netz*

4 Bewertung

Die Tabellen 1 und 2 geben Vergleichswerte verschiedener Modellierungen und verschiedener Softwarepakete für eine Flachdecke dar. Man kann erkennen, dass die Punktstützung mit der weicheren Einspannung eine Reduktion der Biegemomente im Bereich der Rand- und Eckstützen verursacht, was zu deutlich größeren Randmomenten und etwas größeren Feldmomenten führt. In die Rand und Eckstützen werden dabei aber geringere Momente eingeleitet.

Ein lokales Problem stellt der Verlauf der Torsionsmomente in den Randstreifen dar.



Die Spitzen sind lokal, werden mit einem groben Netz also schlecht erfasst und daher stellt sich die Frage, auf welcher Einflussbreite für das Integral der Beanspruchungen zu bemessen ist.

Weiter ist zu bedenken, ob die Steifigkeiten der Stützen wirklich in dem Maße wirken oder ob es nicht doch Umlagerungen geben wird, die einer weicheren Einspannung entsprächen. Es erscheint deshalb vor allem bei der flächigen Lagerung sinnvoll, zumindest nur die darunterliegende Stütze als Einspannung anzusetzen.

Vergleichsrechnungen mit 3D-Volumenelementen haben die Ergebnisse des ESTA-Ansatzes bislang weitgehend bestätigt.

Literatur

[1] HARTMANN, F.; KATZ, F. Statik mit finiten Elementen 2. Aufl., Springer; 2019

[2] WERKLE, H. Konsistente Modellierung von Stützen bei der Finite-Element-Berechnung von Flachdecken. Bautechnik 77 (2000), S. 416-425

[3] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V., Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Band 1, Ernst & Sohn, 2011

[4] ROMBACH, G.; SCHÜTTE, B., Computerbasierte Bemessung von Flachdecken, , In: Berichte der Fachtagung Baustatik-Baupraxis 13, Herausgeber, Meschke G. et. al.; 2018, S.67-74

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Besonderheiten der Bemessung von schlanken und hoch ausgenutzten Bauteilen im Hoch- und Fertigteilbau

David Krybus, Roland Sauer, Stefan Kimmich

RIB Software SE, Stuttgart

Zusammenfassung: Beim Einsatz innovativer Werkstoffe ergeben sich insbesondere im Hoch- und Fertigteilbau sehr hohe technische Anforderungen an eine softwaregestützte Bauteilbemessung. Wirtschaftliche Ergebnisse lassen sich dabei nur mit nichtlinearen Berechnungsverfahren und zeitabhängigen Lösungsansätzen erzielen. An Projekten aus der Praxis wird gezeigt, wie sich diese Verfahren für schlanke und hoch ausgenutzte Tragsysteme einsetzen lassen und welche herstellungsspezifischen Anforderungen sich daraus ergeben.

1 Einleitung

Mittlerweile wird im Tagesgeschäft des Bauingenieurs bei der Anfertigung einer Bauteilstatik ganz selbstverständlich auf nichtlineare Berechnungsverfahren zurückgegriffen. Bei der Bemessung von schlanken und hoch ausgenutzten Bauteilen, wie z.B. bei Stützen und Trägern aus Stahl- und Spannbeton, beeinflussen besondere Effekte das Tragverhalten (Abb.1), welche im vorliegenden Beitrag untersucht werden.

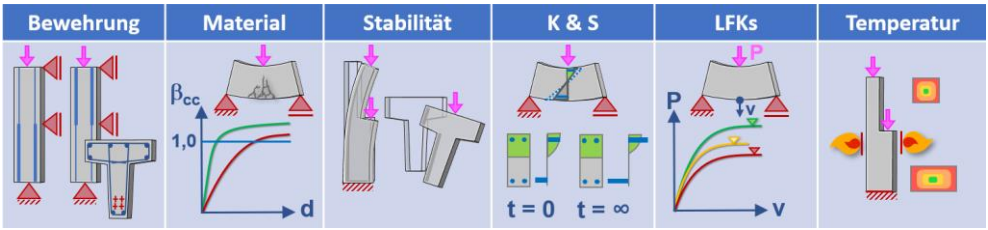


Abbildung 1: Einflüsse auf nichtlineares Tragverhalten bei schlanken Bauteilen

1.1 Nichtlineare Berechnung und Bemessung

Bei Bauteilen aus Stahl- und Spannbeton ist die Bemessung der Systeme in der Regel direkt mit einer geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung verknüpft. Ist das Tragverhalten z.B. durch ein statisch bestimmtes System (Kragstütze, Einfeldträger) eindeutig, erwartet man für die Bemessung klare Voraussetzungen. Sollen jedoch statisch unbestimmte Systeme sowie unterschiedliche Transport-, Montage- und Lagerungszustände berücksichtigt werden, reagiert die Bemessung sensibel auf die unterschiedlichen nichtlinearen Beanspruchungen und vorgegebene Bewehrungsbilder können das Ergebnis zusätzlich beeinflussen.

Bei der Bemessung von Stützen spielt die Tatsache, ob das Tragwerk infolge des Stabilitätsverlustes oder aufgrund des Erreichens der Grenzdehnungen versagt, eine entscheidende Rolle. Eine ungünstig gewählte Eingangskonfiguration der vorgegebenen Bewehrung kann bei stabilitätsgefährdeten Stützen zu recht unwirtschaftlichen Ergebnissen führen, wie am Beispiel einer Kragstütze in Tab. 1 gezeigt wird. Die voll eingespannte Kragstütze mit der Gesamtlänge von 9 m wird mit quadratischem Querschnitt und einer Seitenlänge von 40 cm ausgeführt. Die Stütze wird zentrisch mit einer Vertikallast von 1,1 MN belastet und mit einer Vorverformung affin zur 1. Knickfigur mit Kopfauslenkung von 2 cm beaufschlagt. Die Stütze wird in zwei gleich große Steifigkeitsabschnitte unterteilt. Rechnet man mit gleichmäßiger Bewehrungsverteilung wie in Variante 1 los, wird der obere Abschnitt überbewehrt. Die Varianten 2 und 3 sind dagegen viel wirtschaftlicher. Durch höhere Vorgabe im oberen Abschnitt der Variante 4 erreicht man eine Reduzierung der Kopfverformungen und somit der Schnittgrößen im unteren Abschnitt. Dies wird allerdings durch enormen Zuwachs der Bewehrung im oberen Abschnitt erkauft.

	Variante	1	2	3	4
Abschnitt oben	Vorgabe A_s/A_c [%]	0,15	0,15	0,15	0,50
	Erf. A_s/A_c [%]	1,20	0,41	0,28	3,09
	Max. QS-Ausnutzung [%]	49,1	58,5	59,4	36,2
Abschnitt unten	Vorgabe A_s/A_c [%]	0,15	0,50	1,00	0,15
	Erf. A_s/A_c [%]	1,20	1,36	1,41	0,93
	Max. QS-Ausnutzung [%]	59,8	58,6	57,1	63,7
Summe	Bewehrungsmenge [kg]	136	100	96	227

Tabelle 1: Bewehrungsgehalt einer Kragstütze

1.2 Hoch ausgenutzte Bauteile

Bei hoch ausgenutzten Bauteilen ergeben sich weitere Einflüsse auf das Tragverhalten. Aufgrund der großen Schlankheit müssen die Bauteile als stabilitätsgefährdet eingestuft werden und besonders behandelt werden. Um ein abruptes Versagen durch Knicken oder Biegedrillknicken zu vermeiden, wird das System durch Ansatz einer Imperfektion „geschwächt“ und seine Traglast berechnet. Zusätzlich sind bei Verbundquerschnitten in Trägern die zeitabhängigen Beanspruchungen in der Bemessung zu berücksichtigen, welche eine Spannungsumla-

gerung im Querschnitt erforderlich machen. Beim Einsatz von hochfestem Beton bzw. hochfestem Baustahl sind derartige Spannungsumlagerungen für Stützenquerschnitte für die Abbildung des Tragverhaltens maßgeblich, wie nachfolgend an einem Beispiel gezeigt wird.

Bei Fertigteilen bedingen sehr frühe Ausschalzeiten eine weitere Herausforderung in der Bemessung. Die zeitliche Entwicklung der Festigkeiten und des Elastizitätsmoduls des Betons sind auch für das Verformungsverhalten maßgebend. Um die vorgenannten Effekte hierbei zu erfassen, sind nichtlineare Berechnungen für die relevanten Lastfallkombinationen durchzuführen.

In der Regel ist die Kaltbemessung der Bauteile dominant. Der Aspekt der Heißbemessung mit temperaturabhängigem Materialverhalten kann ebenfalls relevant werden, was hier im Weiteren der Übersicht halber aber nicht behandelt wird.

2 Stützenbemessung

2.1 Kriechen und Schwinden

Das materielle Verhalten des Betons ändert sich mit der Zeit. Durch den chemischen Prozess des Härtens gewinnt der Beton seine Festigkeit, der in der frühen Bauphase sehr ausgeprägt ist und sich dann später verlangsamt. Das Verformungsverhalten ist ebenso nicht linear.

Direkt nach dem Einbringen des Betons in die Schalung fängt er an zu schwinden. Damit ist die relative Volumenänderung gemeint, die infolge der Änderung des Wasserhaushaltes durch das Trocknen und die chemischen Prozesse verursacht wird. Bei Verhinderung des Schwindens durch Bewehrung oder durch statisch unbestimmte Lagerbedingungen entstehen Zwangskräfte.

Im Gegensatz zu Schwinden, das lastunabhängig erfolgt, ist für das Kriechen, also die Zunahme der Verformung im Lauf der Zeit, eine gleichbleibende Druckbelastung eine Voraussetzung. Hinreichend genau wird das Kriechen mit der Abminderung des Elastizitätsmoduls modelliert, was durch das Strecken der Spannungs-Dehnungs-Linie abgebildet wird (Abb. 2).

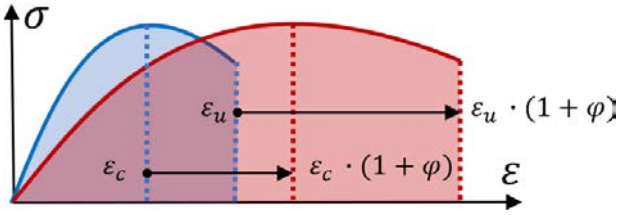


Abbildung 2: Spannungs-Dehnungs-Linien für kriecherzeugende Dauerlast

Zur praktischen Berücksichtigung des Kriech- und Schwindverhaltens des Betons wird von einer idealisierten Lastgeschichte mit dazugehörigen Dehnungszuständen und entsprechenden Verformungsverläufen ausgegangen (Abb. 3).

Im ersten Rechenschritt wird die kriecherzeugende Dauerlast auf das System mit reduzierter Steifigkeit aufgebracht. Damit werden gleichzeitig die Schritte auf dem Pfad A>C zusammengefasst. Für den Zustand C werden dann die Dehnungsanteile, die nur vom Kriechen und Schwinden bedingt sind, ausgerechnet. Die Berechnung der kurzzeitig wirkenden Lasten

(C>D), in denen die Dauerlasten enthalten sind, geschieht mit voller Steifigkeit unter Annahme der zusätzlichen Dehnungen aus dem Kriechen und Schwinden [1].

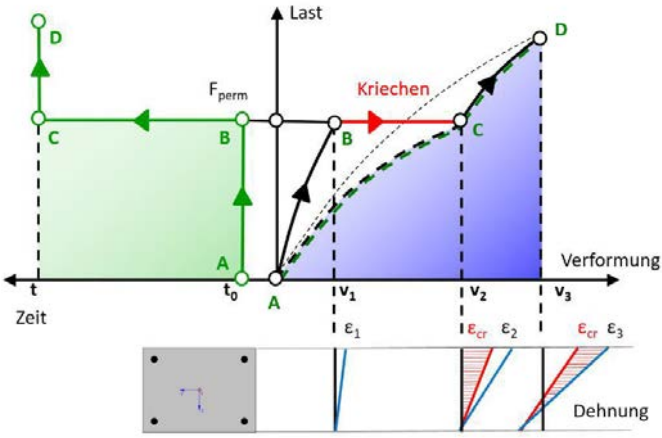


Abbildung 3: Idealisierte Lastgeschichte für die Berücksichtigung des Kriechens

2.2 Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670/800

Das hochfeste Bewehrungssystem des Stahlwerks Annahütte (SAH) stellt eine wirtschaftliche Alternative zum üblichen Betonstahl dar. Die höhere Streckgrenze, Verfügbarkeit der Durchmesser bis zu 75 mm und Möglichkeit eines Bewehrungsgrades bis zu 20 % erlauben die praktische Ausführung von hochbelasteten Stützen mit vernünftigen Abmessungen, die sich auch betonieren lassen.

Da die Grenzstauchung der normalfesten Betone bei der zentrischen Druckbelastung auf ε_{c2} = 2,2 ‰ begrenzt werden muss, könnte ohne weiteres die höhere Streckgrenze des SAS-Stahls nicht ausgenutzt werden. Der Normwert der Bruchstauchung beruht auf einer hohen Belastungsgeschwindigkeit. Bei langsamer Belastung oder bei einer Kriechphase werden größere Bruchstauchungen erreicht. Um wirtschaftliche Ergebnisse zu erzielen ist es zulässig, die Betongrenzdehnungen um den Betrag der Umlagerungsdehnung aus Kriechen und Schwinden ε_{c+s} zu erhöhen, wobei die zentrische Betonstauchung ε_{c2} auf 2,91 ‰ zu begrenzen ist [2].

2.3 Tragverhalten einer Hochhausstütze

Die Vorteile des hochfesten Bewehrungssystems lassen sich gut am Beispiel eines aktuellen Hochhausprojektes darstellen. Bei dem fast 80 m hohem Bürogebäude mit 21 Obergeschossen ergeben sich im Erdgeschoss Bemessungslasten in Höhe von 18,5 MN für die Innenstützen und über 12 MN für die Randstützen. Über die Gesamtlänge werden die Stützenstränge gestaffelt. Die verwendeten Betonsorten variieren von C35/45 bis zu C80/95. Ebenso werden mit steigenden Lasten von oben nach unten die Querschnitte angepasst, sowohl quadratische als auch Kreisquerschnitte gehen von 40 cm Seitenlänge bzw. Durchmesser über 45 cm bis zu 50 cm in den unteren Bereichen.

Durch die architektonische Gestaltung entsteht im Parterre ein Luftraum mit einer Höhe von 6,30 m, welcher das Erdgeschoss und das 1. Obergeschoss einschließt. In diesem Bereich tragen die Stützen auch die höchste Vertikallast. Für die kreisrunde Randstütze mit Durchmesser 50 cm sind bei Verwendung von herkömmlichem Betonstahl B500 B A_s = 141,7 cm² erforderlich. Dies entspricht einem Stahlgehalt von 7,2 % und bei Verwendung von 18 Stäben ø32 einen lichten Zwischenstababstand von 3,7 cm, was die Ausführbarkeit vor allem im Stoßbereich einschränkt. Durch den Ansatz vom hochfesten Stahl ohne Kriechumlagerung könnten lediglich 7,1 % der erforderlichen Stahlmenge gespart werden. Erst durch das Kriechen stellt sich eine Reduktion der As-Fläche auf 109,7 cm² ein, was eine Ersparnis von 22 % bedeutet (siehe Tab. 2). Würde man hochfeste Stäbe ø35 einsetzen, verbleiben zwischen den Stäben 6,5 cm und es besteht die Möglichkeit die Stäbe mittels Systemmuffen zu koppeln.

Betonstahl	B500 B	SAS 670	
		ohne Kriechen	mit Kriechen
Erforderlich A_s [cm^2]	141,9	131,6	109,7
Bewehrungsgehalt A_s/A_c [%]	7,2	6,7	5,6
Bewehrungsmenge [%]	100,0	92,7	77,4

Tabelle 2: Erforderliche Bewehrungsmenge im EG für Randstütze

Da das Programm für die Berechnung der Kriechumlagerung keine genauere Bauablaufmodellierung erlaubt, sondern hier nur einen Belastungsschritt ermöglicht, wurde vereinfachend angenommen, dass alle ständigen Ausbaulasten erst nach der Rohbaufertigstellung aufgebracht werden (1/2 Jahr) und der maßgebende Bemessungszeitpunkt bei der Inbetriebnahme ein Jahr später stattfindet. Unter Verwendung der Formeln für das Kriechen nach EC2 ergibt sich bei geschätzten 50 % relativer Luftfeuchte eine Kriechzahl von $\varphi = 0{,}542$.

3 Fertigteilträger

3.1 Kippsicherheitsnachweis

Für Einfeldträger, mit oder ohne Kragarm, ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Nachweis der Kippsicherheit zu erbringen. In früheren Jahren wurden geschlossene Kippformeln zur Lösung des Verzweigungsproblems bevorzugt, welche jedoch eine Reihe von beschränkenden Annahmen bedingen. Solche Näherungsverfahren können nur Standardsituationen beschreiben [3]. Insbesondere die unterschiedlichen Lagerungen bei Transport, Montage und im Einbauzustand werden dabei meist nicht abgedeckt (Abb. 4).

Durch eine iterative, geometrisch und materiell nichtlineare räumliche Traglastberechnung können dagegen die wesentlichen Parameter realistischer erfasst werden. Darunter zählen auch komplexe Geometrien mit im Trägerverlauf variierenden Querschnittsformen und -höhen sowie Ausklinkungen und größere oder kleinere Aussparungen. Durch die Berücksichtigung der vorhandenen Beton- und/oder Spannstahlbewehrung werden zusammen mit dem nichtlinearen Verhalten des Betons die effektiven Biege- und Torsionssteifigkeiten ermittelt.

Wesentlich ist bei einem Stabilitätsnachweis der Ansatz der Einwirkungen an ihrem tatsächlichen Angriffspunkt. Dadurch werden bei Horizontalkräften z.B. aus Windverbänden automatisch die zugehörigen Torsionseinwirkungen generiert. Dagegen wirken vertikale Ausbaulasten, welche an der Unterseite des Trägers angreifen, in der geometrisch nichtlinearen Berechnung aussteifend.

Für die Kippsicherheit ist in vielen Fällen auch der Montagezustand maßgebend, da zu diesem Zeitpunkt keine, den Druckgurt aussteifenden, Bauelemente vorhanden sind. Findet in der nichtlinearen Analyse die günstig wirkende Lage der Aufhängepunkte am Obergurt Berücksichtigung, kann ein wirtschaftlicher Nachweis erbracht werden.

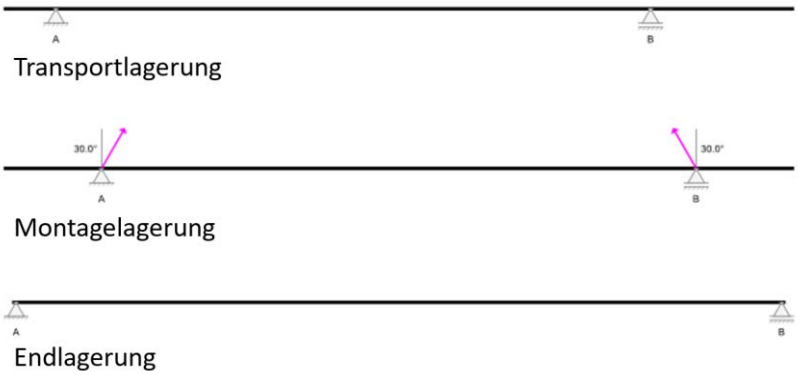


Abbildung 4: Verschiedene zu berücksichtigende Lagerzustände

3.2 Traglastberechnung eines Hallenbinders

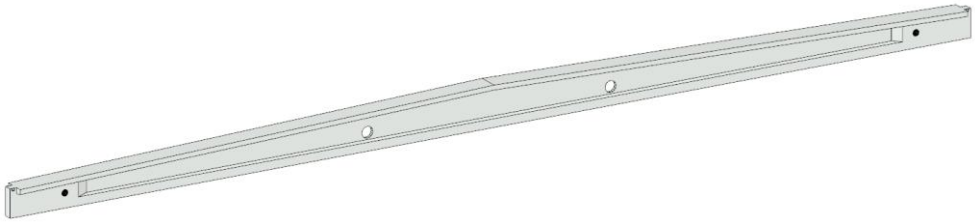


Abbildung 5: Geometrisches Modell des Hallenbinders

3.2.1 Systembeschreibung

Untersucht wird ein symmetrischer Spannbettträger aus C50/60 mit einer Länge von 40 m (Abb. 5). Die Querschnittshöhen in Trägermitte betragen 1,70 m, an den Auflagern 1,10 m. Die Breite des Obergurtes misst 85 cm, jene des Untergurtes 33 cm. Der Steg dagegen ist mit einer Stärke von 12 cm ausgelegt. Im Untergurt sind 28 Spannlitzen untergebracht, als schlaffe Bewehrung sind ca. 20 cm² Stabstahl im Obergurt vorgegeben. Somit liegt ein äußerst schlanker Träger mit hoch ausgenutztem Querschnitt vor.

Das statische System für die Bemessung und nichtlineare Berechnung wird wie folgt gewählt:

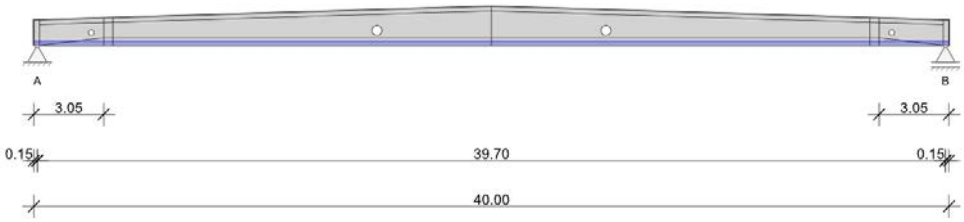


Abbildung 6: Statisches Berechnungsmodell des Hallenbinders

Neben dem Eigengewicht des Fertigteils, den ständigen Einwirkungen aus dem Dachaufbau, verschiedenen Installationen und der Vorspannung werden Wind- und Schneelasten berücksichtigt.

Für die nichtlineare Traglastberechnung werden für die Zeitpunkte t = 30 Tage und t = ∞ 3 Einwirkungskombinationen unter Berücksichtigung der Leit- und Begleiteinwirkung gebildet. Die Wirkung der Vorspannung wird normgerecht mit dem Faktor 0,83 abgemindert. Bei einem Montagezustand wird der Schwingbeiwert von φ = 1,30 für die ständigen Einwirkungen angesetzt.

Durch Ansatz einer horizontalen Auslenkung von L/300 in Trägermitte als Imperfektion wird eine räumliche Tragwirkung in der statischen Analyse vorgegeben.

3.2.2 Abbildung der Torsionssteifigkeit

Wesentlich für die Berechnung der Systemtraglast ist die realistische Erfassung der Torsionssteifigkeit. Durch Mikrorissbildung aus der Torsionsbeanspruchung wird die Torsionssteifigkeit stark reduziert. Für eine Berücksichtigung dieser Effekte werden die Steifigkeitswerte aus dem Zustand I zunächst pauschal mit dem Faktor 0,65 abgemindert. In den Bereichen, wo das kritische Torsionsrissmoment überschritten ist, erfolgt die weitere Abminderung auf eine effektive Torsionssteifigkeit im Zustand II.

Durch den variablen Querschnittsverlauf des Trägers werden das Torsionsträgheitsmoment sowie auch das Torsionsrissmoment an jedem Berechnungspunkt ermittelt. Dies führt auf der einen Seite zu einer genaueren Berücksichtigung der vorhandenen Steifigkeiten, auf der anderen Seite schlägt sich dies in einer höheren Rechenzeit nieder.

3.2.3 Auswertung der Traglastberechnungen

Für alle definierten Einwirkungskombinationen wir eine nichtlineare Berechnung zur Ermittlung der Systemtraglast durchgeführt. Der Nachweis der Kippstabilität kann als erbracht angesehen werden, wenn das Niveau der Laststeigerung von 1,0 erreicht wird (Abb. 7). Dies ist mit dem kleinsten erzielten Traglastfaktor Faktor = 1,079 in der Lastfallkombination (LFK) 2 gegeben.

Auffallend bei der Auswertung der unterschiedlichen Traglastberechnungen ist, dass die Unterschiede durch das Kriechen im Tragverhalten zu beiden Zeitpunkten recht gering sind, so dass jeweils die gleichen Systemtraglasten erzielt werden. Die auftretenden horizontalen Verformungen an der Oberseite des Trägers, ermittelt aus der Verschiebung in der Schwerachse

sowie der Verdrehung des Querschnitts, liegen bei allen untersuchten Lastkombinationen beim Lastniveau von 1,0 im Bereich von L = 1/1000.

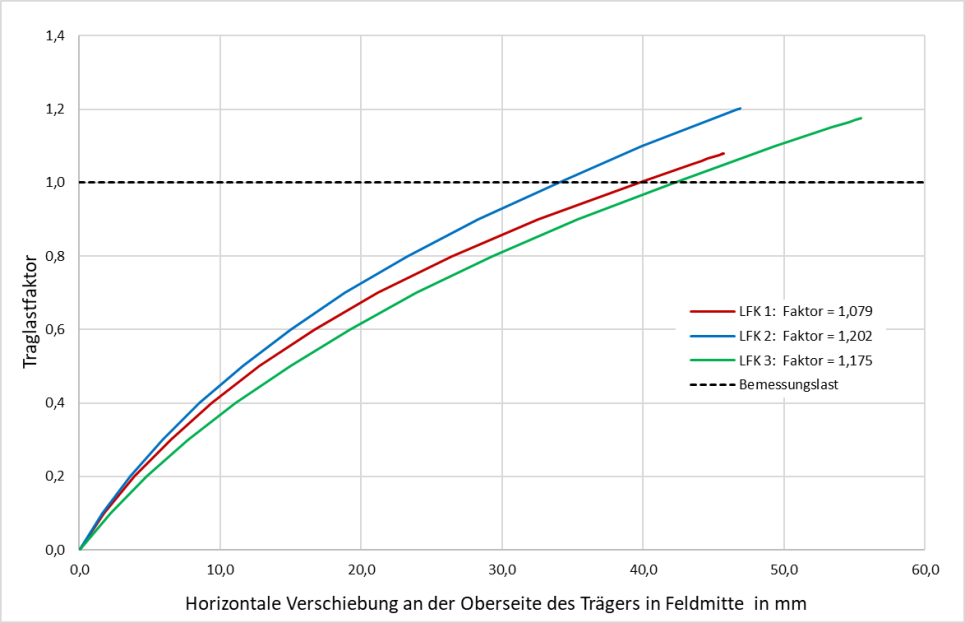


Abbildung 7: Last-Verschiebungs-Verhalten des Obergurtes in Trägermitte

4 Bewertung

Die Berechnung und Bemessung schlanker Tragwerke stellt für den Bauingenieur eine richtige Herausforderung dar. Die nichtlinearen Verfahren, die auch anwenderseitig ein hohes Verständnis und viel Erfahrung erfordern, lassen sich nicht mehr ohne eine leistungsfähige EDV-Unterstützung zum Einsatz bringen. Am Beispiel einer Hochhausstütze und eines Fertigteilträgers wurde gezeigt, dass sich mithilfe nichtlinearer Verfahren wirtschaftliche Bauwerkslösungen erbringen lassen.

Literatur

[1] QUAST, U. Nichtlineare Statik im Stahlbetonbau. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2017.

[2] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. Allgemeine Bauartgenehmigung. Stahlbetonbauteile unter Verwendung des hochfesten Bewehrungssystems SAS 670/800. DIBt, Berlin, 2019.

[3] TILLMANN, M. Spannbetonbinder nach Eurocode 2. Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., Bonn, 2015.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Herausforderungen bei Berechnung und Bemessung des Tragwerks des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs

Angelika Schmid, Johannes Kuhnt, Clemens Neugart

Werner Sobek AG, Stuttgart

Zusammenfassung: *Der neue Tiefbahnhof in Stuttgart stellt aufgrund seiner komplexen Geometrie höchste Anforderungen an alle Planungsbeteiligten. Der vorliegende Beitrag erläutert die wichtigsten Randbedingungen für die Tragwerksplanung und beschreibt die baustatische Berechnung dieser einzigartigen Konstruktion. Ein besonderer Schwerpunkt liegt hierbei auf den Last- und Bemessungsansätzen, die oft jenseits des herkömmlichen Normenkontextes festgelegt werden mussten, sowie auf den Herausforderungen bei der Umsetzung dieser Ansätze im Rahmen der statischen Berechnungen.*

1 Einleitung

Im Rahmen des Bahnprojekts Stuttgart Ulm („S21“) wird der alte Kopfbahnhof durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Dessen Architektur wurde von Christoph Ingenhoven in Zusammenarbeit mit Frei Otto entwickelt. Werner Sobek übernahm ab 2009 die Tragwerks- und Fassadenplanung. Im Rahmen dieser Planung wurden die Entwurfsplanung technischen Anforderungen angepasst und die Genehmigungs- und Ausführungsplanung erstellt [1]. Diese steht im Mittelpunkt des vorliegenden Beitrags.

Die 420 m lange, 80 m breite und bis zu 12 m hohe Bahnsteighalle besteht aus einem Trog aus Normalbeton und dem darauf fugenlos aufsetzenden Schalendach aus Weißbeton. Das gesamte Bauwerk ist als fugenlose Massivbaukonstruktion ausgelegt. Erst an den Übergängen zum Nord- und Südkopf finden sich Raumfugen. Die Anforderungen an den Massivbau sind durch die WU-Konstruktion des Troges und die Sichtbetonanforderungen (Sichtbetonklasse SB4) an die Weißbetonoberfläche des Schalendachs sehr hoch.

Der Trog besteht aus der Bodenplatte, die entsprechend der Bahnsteig- und Gleisbereichsgeometrie in ihrer Dicke zwischen ca. 1 m und 2,5 m variiert, sowie den

Wänden. Die Bodenplatte ist auf Pfählen gegründet. Lediglich im Bereich des bestehenden S-Bahn-Tunnels überspannt sie diesen als Brückenkonstruktion.

Die Deckenuntersicht des Schalendaches ist eine doppelt gekrümmte Fläche; die Bauteilstärken variieren entsprechend der Beanspruchung zwischen ca. 0,45 m in den Bereichen der Schwindgassen und 1,30 m in den Randbereichen. Gestützt wird das Schalendach durch die Trogwände und 28 Kelchstützen.

Die Geometrie des Schalendaches ist eine hochkomplexe Form aus antiklastisch gekrümmten Flächen. Diese Form reduziert die Zugkräfte und Momente der Struktur erheblich; dennoch verbleiben zahlreiche Einflussfaktoren. Dies sind vor allem das erhöhte Eigengewicht mit Erdauflast, die seitlichen Erdlasten (die in Querrichtung über eine Rahmenwirkung abgetragen werden), die angesetzten Erdbebenlasten und natürlich auch die aus Kriechen und Schwinden sowie Temperaturänderungen erzeugten Zugspannungen des mit dem Trog monolithisch verbundenen Baukörpers. Dadurch ist das Schalendach keine rein druckbeanspruchte Konstruktion.

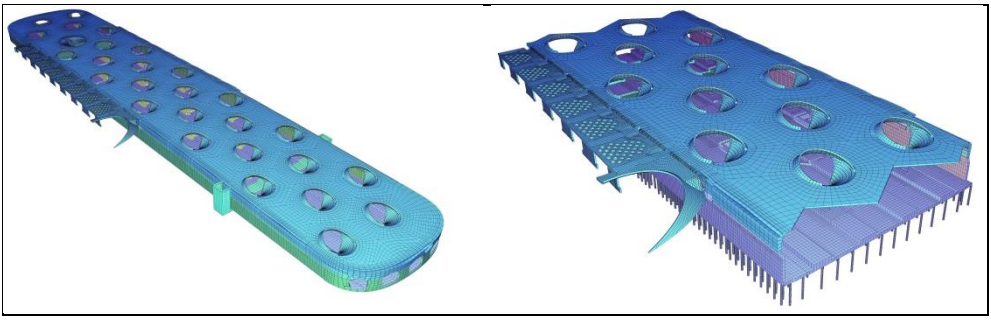
2 Berechnung und Bemessung der fugenlosen Massivkonstruktion

2.1 Das Normenumfeld

Aufgrund der Besonderheiten der Bahnhofshalle in Bezug auf die Geometrie sowie die Nutzungsanforderungen ergab sich ein komplexes Normenumfeld. Im Rahmen der Genehmigungsplanung wurde die Normensituation für alle relevanten Lastfälle analysiert; hieraus wurden dann gemeinsam mit dem Bauherrn ingenieurmäßige Lastansätze entwickelt. Das Bemessungskonzept wurde mit den beteiligten Prüfinstanzen abgestimmt und war Grundlage der Genehmigungsplanung. Beispiele für solche Lastansätze sind unter anderem eine wirklichkeitsnahe Bauwerk-Boden-Interaktion, die Temperaturlasten oder der Erdbebennachweis. Für den Nachweis des konstruktiven Brandschutzes erfolgte ein Großbrandversuch in Anlehnung an die RIL 853.

2.2 Die FE-Modelle

Für die Berechnung der komplexen Struktur des Tiefbahnhofs mussten verschiedene FE-Modelle erstellt werden. Dazu wurde SOFiSTiK eingesetzt [2]. Das Gesamtmodell der Bahnhofshalle lieferte im Wesentlichen die bemessungsrelevanten Ergebnisse für die Lastkombinationen mit Effekten in der Längsrichtung, wie Schwinden und Temperatur. Um insbesondere die Gründungsdetails und die strukturierte Bodenplatte ausreichend genau zu erfassen, wurden für jeden Bauabschnitt zusätzliche Teilmodelle erstellt. Diese reichen jeweils über drei Bauabschnitte und weisen im Bereich der Bodenplatten eine feinere Vernetzung auf; sie enthalten zusätzlich Pfahlelemente zur Simulation der Gründungspfähle. Diese Teilmodelle wurden insbesondere zur detaillierten Bemessung der Trogkonstruktion herangezogen.



Gesamtmodell Teilmodell

Um die schrittweise Herstellung richtig zu erfassen, wurde durch weitere Unterteilung aus dem Gesamtmodell ein separates Bauphasenmodell erstellt, so dass die jeweiligen Herstellungsschritte mit dem CSM-Modul von SOFiSTiK gesteuert werden konnten. Im Modell werden die tragwerksrelevanten Bauphasen mit den dabei jeweils vorhandenen Baubehelfsstützen abgebildet. Hierbei wirken im Wesentlichen Eigenlasten, bauzeitliche Verkehrslasten und Temperaturlasten. Es zeigte sich, dass ein frei stehender Kelch ein deutlich vom Endzustand abweichendes Tragverhalten hat. Aufgrund der Masseverteilung wechselt das Anschlussmoment am Fußpunkt im Bauzustand das Vorzeichen im Vergleich zum Endzustand.

2.3 Bauwerk-Boden-Interaktion

Die anspruchsvollen Bodenverhältnisse erforderten ein aussagekräftiges Halbraummodell als Grundlage der statischen Berechnungen. Neben den Tragwerksmodellen wurden daher zusätzlich mehrere geotechnische Modelle erstellt. Diese enthalten neben den Pfählen und dem Trog lediglich ein vereinfachtes Schalendach, welches masselos modelliert wird und das nur die Steifigkeiten abbildet. Die fehlende Masse wurde als Last aufgebracht, welche aus dem Tragwerksmodell übergeben wurde. Für die Ermittlung von Bettungen und Pfahlfederwerten erfolgte eine Berechnung aller setzungsrelevanten Bauschritte, inklusive Aushub und Wasserhaltungsschritten. Die umfangreichen Berechnungen in den geotechnischen Modellen sind in [3] und [4] detailliert beschrieben.

Die Bauwerk-Boden-Interaktion diente in erster Linie der Ermittlung der Auflagerbedingungen. In einem iterativen Prozess wurden diese so angepasst, dass sich unter gleicher Lastsituation ein annähernd gleiches Tragverhalten zwischen geotechnischem Modell und Tragwerksmodell abzeichnete. Dabei mussten die Bodenplattenverschiebungen übereinstimmen; zugleich durften die Pfahlkräfte nur ca. 10 % voneinander abweichen.

2.3.1 Abgleich des Geotechnischen Modells mit dem Tragwerksmodell

Zunächst wurden die Übergabelasten im Tragwerksmodell (T-Modell) ermittelt und auf das geotechnische Modell (G-Modell) aufgebracht. Zusätzlich zu den Übergabelasten wurden die weiteren Einwirkungen, wie Eigengewicht der Betonkonstruktion, Ausbau- und Verkehrslast auf der Bodenplatte und Grundwasserstände der beiden Modelle abgeglichen.

Im G-Modell wurden anschließend die verschiedenen Bauzustände simuliert. Für den Endzustand konnten die Pfahlfedersteifigkeiten und Bettungsmoduli der Bodenplatte unter

der setzungsrelevanten Lastsituation ermittelt werden. Die ermittelten Lagerungsparameter wurden anschließend in das T-Modell übernommen, in dem unter der gleichen Lastsituation an abgestimmten Kontrollpunkten der Bodenplatte die Setzungen, Pfahlkräfte und Bettungsspannungen mit den Ergebnissen des G-Modells abgeglichen wurden.

Gelang der Abgleich der Modelle nicht hinreichend genau, wurden die Übergabelasten aus dem T-Modell erneut ausgegeben und in das G-Modell übernommen. Mit den aktualisierten Lasten wurde ein neuer Abgleich durchgeführt. Dieser Prozess wurde so lange wiederholt, bis die Zielkriterien erfüllt waren.

Eine große Herausforderung beim Abgleich der beiden Modelle ergab sich durch die unterschiedlichen Berechnungsansätze. Während das G-Modell in mehreren Bauphasen berechnet wurde, handelte es sich bei dem zum Abgleich verwendeten T-Modell um ein sogenanntes Eingussmodell, bei dem ausschließlich der finale Zustand der fertigen Bahnhofshalle abgebildet wird.

Durch die bauphasenweise Herstellung im G-Modell, bei der die Bodenplatten mit Vorabsetzungen angebaut werden, kann es stellenweise zu sprunghaften Unterschieden in den Bettungseigenschaften kommen. Die Bettungseigenschaften benachbarter Bauabschnitte wurden daher nicht direkt in die T-Modelle übernommen, sondern je nach der Reihenfolge ihrer Herstellung mit speziellen Faktoren beaufschlagt bzw. abgemindert. Nur durch diese Maßnahme ließen sich die detaillierten Setzungen des G-Modells hinreichend genau im T-Modell abbilden.

2.3.2 Grenzwertbetrachtung der Bodensteifigkeiten

Ergänzend wurden für das T-Modell aus dem geotechnischen Modell weiche und steife Bettungswerte ermittelt. Diese wurden innerhalb der Tragwerksberechnungen bereichsweise variiert. Ziel dieser Untersuchung war es, mögliche Zwänge aus Setzungsdifferenzen am Gesamttragwerk rechnerisch zu erfassen. Beispielsweise wurde in einem Bemessungslauf das gesamte Tragwerk steif gebettet und lediglich der Bereich unter einer Mittelstütze weich gebettet.

Im FE-Modell wurden die unterschiedlichen Bettungsszenarien programmiert und nacheinander gerechnet. Die maximalen und minimalen Schnittkräfte sowie die Bemessungsergebnisse jeder Iteration wurden überlagert, um eine Umhüllende aus allen möglichen Bettungsszenarien zu erhalten. Für die Berechnung eines Bauabschnitts ergaben sich bis zu 37 Bettungsszenarien bzw. Berechnungsläufe. Die Berechnungen eines FE-Modells auf gängigen Rechnern dauerten dadurch z.T. mehr als einen Tag.

2.3.3 Herleitung der horizontalen Bettungseigenschaften

Aufgrund der fugenlosen Konstruktion der Bahnhofshalle ergeben sich infolge der Zwangslastfälle „Temperatur“ und „Schwinden“ sehr große horizontale Verformungen. Rechnerisch beträgt die horizontale Verformung in Bahnhoflängsrichtung an den Bahnhofsenden mehr als 40 mm. Dies ist für die Pfähle eine große Belastung. Die eigentlichen Druckglieder müssen daher mit einer hohen Biegebewehrung ausgeführt werden. Zudem sind die Verformungen so groß, dass der passive Erdwiderstand infolge des horizontalen Drucks der Pfähle am Pfahlkopf überschritten wird. Dies führt dazu, dass die vom Baugrundgutachter festgelegten Bettungswerte der Pfähle rechnerisch nicht erreicht werden können und am Pfahlkopf abgemindert werden müssen. In einem aufwändigen

iterativen Prozess mussten daher die horizontalen Bettungsparameter der Pfähle einzeln ermittelt werden.

Berechnungsgrundlage war ein Gesamtmodell des Bahnhofs. Auf dieses wurden Temperatur- und Schwindlastfälle aufgebracht, die maßgebend für die horizontalen Verschiebungen in Längsrichtung sind. Aus den Verschiebungen durch diese Lastfälle lassen sich mithilfe von Teilmodellen von Einzelpfählen und Pfahlgruppen Bettungswerte für das Gesamtmodell herleiten. Die Bettungswerte und Verschiebungen wurden iterativ soweit angepasst, dass sie im Gleichgewicht stehen und gleichzeitig die zulässigen Bettungsspannungen nicht überschritten werden. Die Pfähle wurden bei dieser Ermittlung bereichsweise zusammengefasst. Bei Pfahlgruppen wurden bei geringen Pfahlabständen Abschattungseffekte berücksichtigt.

Für die Bemessung der Pfähle in den Teilmodellen erfolgte die Einteilung nochmals differenzierter. Hier wurde auch die Belastung in Bahnhofsquerrichtung berücksichtigt. Unterschiedliche Bodenschichtungen, Pfahlabstände sowie die Belastung führten dazu, dass mehr als 150 unterschiedliche Bettungsprofile bestimmt werden mussten.

2.4 Erdbeben

Bei der Bahnhofshalle handelt es sich im baurechtlichen Sinne um einen Hochbau. Tragwerksplanerisch liegt die Bahnhofshalle allerdings unterhalb der Geländeoberfläche. Da hierdurch keine eindeutige Regelung vorlag, wurde für den rechnerischen Ansatz des Lastfalls „Erdbeben“ die Stellungnahme eines Sachverständigen eingeholt. So konnten vereinfachte quasi-statische Lastansätze (3 Lastmodelle) zur Berücksichtigung der Bauwerk-Boden-Interaktion im Erdbebenlastfall festgelegt werden.

Im Lastmodell 1 wurde die Biegung um die Längsachse und die daraus resultierenden Scherkräfte untersucht. Für jeden Bauabschnitt wurde ein separates Verformungsmodell betrachtet. Dabei wurde angenommen, dass sich der Bahnhof mit der Erdbebenwelle und dem Boden gemeinsam verformt. Da die Schnittgrößen immer an der Stelle, an der die Auslenkung am größten ist, maximal und damit maßgebend werden, wurde für jeden Bauabschnitt ein eigenes Modell erstellt.

Die Berechnung erfolgte unter Ansatz einer Wellenlänge von 900 m. Dieses vereinfachte Modell sollte die phasenverschobene Anregung der einzelnen Punkte des lang gestreckten Bauwerks abbilden. Die Berechnung der anzusetzen Wellenlänge war sehr komplex. In der Fachliteratur fanden sich nur wenige Angaben; zudem fehlten Angaben zu Wellengeschwindigkeiten im Grundgebirge und im Sediment. Eine Abschätzung konnte aber anhand von Werten, die an Tunnelbauwerken in Japan gemessen wurden, erfolgen.

In den Modellen wurde die Plattenbettung der Bodenplatte ausgeschaltet und das Modell stattdessen durch einzelne Lagerpunkte an den Nulldurchgängen der Welle gehalten. Es wurde eine horizontale Last aufgebracht, so dass sich eine maximale Verformungsamplitude von 3 cm einstellt. Da die Wellenlänge mit 900 m länger als die Bahnhofshalle ist, mussten die Lagerbedingungen mit Federn abgebildet werden.

Im Lastmodell 2 wurde die Quertragfähigkeit des Bahnhofgebäudes untersucht. Hierfür wurden vier typische Bewegungsformen im Erdbebenfall betrachtet. Vom Geotechniker (Smoltczyk & Partner) wurden die auf die Bahnhofshalle einwirkenden pseudo-statischen Erddrücke ermittelt. Bei der Ermittlung wurde eine relative Verschiebung zwischen Boden

und Bauwerk von 3 cm angenommen. Da die Querschnittsparameter über die Bahnhofslänge hinweg hinsichtlich Geometrie und Bodeneigenschaften variieren, mussten diese Berechnungen an mehreren Querschnitten durchgeführt werden. Die ermittelten pseudo-statischen Erddrücke wurden dann bereichsweise in den verschiedenen Rechenmodellen der Bahnhofshalle angesetzt.

Beim Lastmodell 3 wurde angenommen, dass das Bauwerk frei steht und nicht durch den umliegenden Baugrund in seinen Schwingungen behindert wird. Hier konnte das vereinfachte Antwortspektrenverfahren nach DIN 4149 angewandt werden. Da die Erdbebenwellen unter einem beliebigen Winkel auf den Bahnhof treffen können, wurden 8 unterschiedliche Beschleunigungsrichtungen untersucht. Die Hauptrichtungen ergaben sich aus der Quer- und Längsachse des Bahnhofs. Zusätzlich wurden Achsen untersucht, die in Winkeln von 45° von diesen Hauptachsen abweichen.

Alle Erdbeben-Lastmodelle wurden in separaten Ersatzmodellen berechnet. Dies war erforderlich, da die Schnittkräfte in den Erdbebenmodellen unter angepassten Lagerungsbedingungen ermittelt werden mussten. Die in den Ersatzmodellen generierten Schnittkräfte sollten jedoch zur Weiterverarbeitung in die Tragwerksmodelle integriert werden. Sofistik stellt hierfür das Modul MERGE zur Verfügung, einen Datenbankmanipulator, der Ergebnisse aus einer CDB (Sofistikdatenbank) in eine andere CDB übertragen kann. Hierfür ist wichtig, dass in beiden Modellen die Elementnummerierung exakt gleich ist, damit die Schnittkräfte auch dort integriert werden, wo sie vorgesehen sind.

2.5 Zwangseinwirkungen

Aufgrund der fugenlosen Bauweise bei gleichzeitiger „Vernagelung“ von Bauwerk und Baugrund durch die Pfähle wurde die erforderliche Bewehrung zur Minimierung der Rissweite im Beton maßgeblich durch Zwangseinwirkungen bestimmt. Die Risse waren dabei auf eine Breite von 0,15mm für die Trogkonstruktion (WU-Konstruktion) bzw. 0,2mm für das Schalendach (Festlegung für Sichtbeton) zu begrenzen. Die Zwänge werden in erster Linie durch Temperatur- und Schwindeinwirkungen hervorgerufen.

2.5.1 Temperatur

Für die Bahnhofshalle als großräumiges, im Untergrund eingebettetes Tragwerk lagen keine einschlägig anwendbaren Regelungen für Temperaturansätze vor. Es waren daher objektspezifische Festlegungen erforderlich, welche zuerst durch eine unternehmensinterne Genehmigung von der Deutschen Bahn (UiG) zu klären und im Weiteren durch eine Zustimmung im Einzelfall durch das Eisenbahnbundesamt zu bestätigen waren.

Die Festlegung der Temperaturen im Endzustand erfolgte auf Basis eines thermodynamischen Gutachtens des I.F.I. Aachen. Für den Innenraum der Bahnhofshalle wurden hieraus die maximalen Lufttemperaturen im Endzustand von +23°C für die Sommersituation und 0°C für die Wintersituation festgelegt. Abhängig von den Bauteildicken und dem mittleren Grundwasserstand sowie unter dem Ansatz einer mittleren Aufstelltemperatur von 10°C wurden hieraus die konstanten und linear veränderlichen Temperaturanteile in den Bauteilen (getrennt in Bodenplatte, Trogwände, Schalendach und Kelche) der Bahnhofshalle abgeleitet.

Während des Bauzustandes wurden für die Trogkonstruktion Temperatureinwirkungen in Anlehnung an die ZTVing, Teil 5 für erdberührte Flächen angesetzt. Für die Temperaturbeanspruchung des Schalendachs und der Kelche wurde im Bauzustand eine Umgebungstemperatur von -10 bis +35°C herangezogen. Hierbei war es wichtig, auch Belastungszustände abzudecken, welche aufgrund der späteren Einschüttung des Tragwerks im Endzustand nicht auftreten (z.B. Sonnenbestrahlung der Schalendachoberfläche).

2.5.2 Schwinden

Bei den Berechnungen der FE-Modelle wurde das Schwinden des Betons in Form von Dehnungen angesetzt. Die Schwindwerte basierten auf dem Ansatz einer relativen Luftfeuchte von 75% für das Schalendach und 80% für die Trogkonstruktion. Die abschnittsweise Herstellung des Bauwerks und deren zeitliche Abfolge wurden dabei durch den Ansatz von Differenzschwindmaßen berücksichtigt, wodurch sich in Bahnhofslängs- und Querrichtung unterschiedliche Werte ergaben. Zur Berücksichtigung des Relaxationsverhaltens des Betons wurde bei der Ermittlung der Schwindlasten ein Abminderungsfaktor von 0,65 angesetzt.

2.5.3 Nachweiskonzept Zwangsbeanspruchung

Die Schnittkraftermittlung und Bemessung der Stahlbetonbauteile erfolgte im Zustand I (ungerissener Querschnitt). Dabei wurden die Einwirkungen aus Last mit den Zwangseinwirkungen aus Temperatur und Schwinden auf Basis der mit den Prüfinstanzen abgestimmten Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten für die Nachweise im GZT überlagert. Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA kann im GZG beim Nachweis der Rissbreite auf die Überlagerung von Last- und Zwangseinwirkungen verzichtet werden, solange die Zwangsdehnungen unter 0,8 ‰ liegen. Um dies nachzuweisen, wurden die maximalen Zwangsspannungen unter Temperatur- und Schwindeinwirkung am Gesamtmodell ermittelt und mithilfe des E-Moduls des Betons in Dehnungen umgerechnet. Es zeigte sich, dass die Dehnungen der Bahnhofshalle in Längsrichtung bei max. ca. 0,3 ‰ liegen und dementsprechend auf eine Überlagerung von Last und Zwang im GZG verzichtet werden konnte.

Zur Nachweisführung der Bahnhofshalle wurde die erforderliche Bewehrung in mehreren Berechnungsläufen bestimmt. Die Mindestbewehrung wurde für „späten Zwang“ in Bahnhofslängsrichtung sowie für „frühen Zwang“ in Bahnhofsquerrichtung ermittelt und als Grundbewehrung festgelegt. Im GZT wurde das FE-Modell für Last- und Zwangsbeanspruchungen bemessen. Im GZG (häufige Kombination) erfolgte die Bemessung hingegen für die Last- und Zwangsbeanspruchungen jeweils getrennt unter Einhaltung der festgelegten Rissbreiten. Die Bewehrungswahl erfolgte dann für die maßgebende Bewehrungsmenge aus diesen fünf Berechnungen.

Wird eine Bewehrung zur Einhaltung der Rissbreite für Zwangsbeanspruchung auf Grundlage von Schnittkräften im Zustand I (ungerissen) ermittelt, so kann dies bei stark schwankenden Bauteilquerschnitten auf der unsicheren Seite liegen. In diesem Fall wird nicht berücksichtigt, dass sich Dehnungen in den dünnen Querschnittsbereichen aufkonzentrieren können, wenn in den dicken Querschnittsbereichen die Rissschnittkraft nicht überschritten wird und sich somit dort keine Risse einstellen. Die Risse in den dünnen, gerissenen Querschnittsbereichen müssen in diesem Fall auch die Zwangsdehnungen aus den ungerissenen Querschnittsbereichen aufnehmen.

Da die Bauteildicken wie bereits beschrieben vor allem im Schalendach der Bahnhofshalle stark variieren waren weitere Untersuchungen über eine mögliche Aufsummierung von Rissen notwendig. Hierzu wurde in einem ersten Schritt die Zugkraft aus der angesetzten Mindestbewehrung in den dünnen Bauteilbereichen unter einer reduzierten, charakteristischen Stahlspannung ermittelt; anschließend wurde geprüft, welche maximalen Bauteildicken hiervon aufgerissen werden können. Es zeigte sich, dass auch beim Ansatz einer erhöhten Betonzugfestigkeit im Endzustand die Zugfestigkeit in den Bereichen mit Bauteildicken von bis zu 1,10 m überschritten wird. Da sich jedoch nur an den lokalen Übergängen zu den Kelchen und den Trogwänden Bauteildicken von h > 1,10 m ergeben, wurde die gewählte Mindestbewehrung als ausreichend betrachtet, um die Effekte einer Aufsummierung von Rissen kompensieren zu können.

In einem zweiten Schritt wurden materiell nichtlineare Berechnungen am FE-Modell durchgeführt, um die maximalen Rissweiten unter Zwangsbeanspruchung rechnerisch zu erfassen.

3 Fazit

Der neue Tiefbahnhof in Stuttgart kann mit Fug und Recht zu den anspruchsvollsten Massivbaukonstruktionen gezählt werden, die jemals weltweit realisiert wurden. Die schwierige Gründungssituation, die komplexe Geometrie sowie die hohen Belastungen aus Zwang und anderen Faktoren erforderten Festlegungen jenseits des herkömmlichen Normenumfelds sowie innovative Herangehensweisen im Rahmen der statischen Berechnungen. Die fortschreitende Realisierung des Bauvorhabens dokumentiert eindrücklich die erfolgreiche Umsetzung der großen Herausforderungen sowohl im Rahmen der statischen Berechnungen als auch der Ausführungsplanung und Realisierung.

Literatur

[1] BECHMANN, R.; SCHMID, A.; NOACK, T.; SOBEK, W.: Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs. In: Beton- und Stahlbetonbau, 114. Jahrgang, Mai 2019, S. 346-355

[2] BLANDINI, L.; NOACK, T.; SCHUSTER, A.; SOBEK, W. Structural Modelling of the Railway Station “Stuttgart 21”, SOFISTIK Seminar, 2012 Köln, Tagungsband V14-1 bis V14-7

[3] MÜHL, A; BRUNNER, M.; LUNA, R.; NEUGART, C.; NOACK, T.: Numerical calculations for foundation and structure of the main station Stuttgart 21. In: Grabe, J. (Hg.) Conference Proceedings of Workshop on Numerical Methods in Geotechnics, Hamburg, 2017, S. 257-280

[4] MAITSCHKE, G.; BECHMANN, R. Hauptbahnhof Stuttgart - Nachhaltiges Gründungskonzept und gesamthafte statische Berechnung der Bahnhofshalle, 33. Baugrundtagung der DGGT (23.-26. September 2014), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 55-59

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Methoden zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit von Tragwerken

Jens Wackerfuß, Jonas Boungard

Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Kassel

Zusammenfassung: Fehler in der Tragwerksplanung können zu kinematischen (beweglichen) Tragwerken führen, die aus statischer Sicht unbrauchbar sind. Mit dem Ziel, den Statiker beim Auffinden und Beheben derartiger Fehler zu unterstützen, müssen spezielle Methoden entwickelt werden. Dieser Beitrag enthält einen Überblick über klassische und moderne Methoden. Dabei erfolgt eine Klassifizierung in indirekte, direkte, Ursachen-spezifische und akademische Methoden.

1 Einleitung

Für die baustatische Analyse von Ingenieurtragwerken (z.B. Hochhäusern, Brücken und Stadien) stehen heutzutage moderne Baustatik-Programme zur Verfügung. Immer leistungsfähiger werdende Computer ermöglichen es, dass selbst komplexeste Tragwerke mit einem immer höheren Detaillierungsgrad analysiert werden können (Statik am Gesamtsystem). Bei der Entwicklung moderner Baustatik-Programme wurden große Anstrengungen unternommen, den Prozess der baustatischen Analyse zu automatisieren, um so den Tragwerksplaner bestmöglich zu unterstützen. Ein Beispiel hierfür ist das aus den Architektenplänen automatisch generierte Rechenmodell (i.d.R. FE-Netz), das dann als Ausgangspunkt für die eigentliche baustatische Berechnung dient.
Auf der anderen Seite gibt es Prozesse in der baustatischen Analyse, die (noch) nicht automatisiert werden können. Dies betrifft in erster Linie Aspekte im Bereich Tragwerksidealisierung, wie z.B. die Frage, wie die einzelnen Tragglieder miteinander verbunden werden sollen (gelenkig, biegesteif, usw.) und wo und wie das Tragwerk am besten zu lagern ist; beide Aspekte können die Abtragung der Lasten innerhalb des Tragwerks stark beeinflussen. Diese Fragen muss der Tragwerksplaner individuell für jedes Tragwerk beantworten, wobei dabei auch die örtlichen, statisch relevanten Randbedingungen (z.B. Tragfähigkeit des Baugrundes oder Einschränkungen durch angrenzende Bebauung) berücksichtigt werden müssen.

Vor diesem Hintergrund werden im vorliegenden Beitrag Methoden vorgestellt, die den Tragwerksplaner dabei unterstützen sollen, das vom Programm vorgeschlagene oder das von ihm selbst gewählte/veränderte Rechenmodell hinsichtlich seiner *statischen Brauchbarkeit* zu überprüfen. Eine Überprüfung rein aus der Anschauung heraus, ist bei geometrisch und topologisch komplexen Tragwerken – selbst für erfahrene Tragwerksplaner – oftmals nicht möglich. Ein Tragwerk ist „statisch unbrauchbar“, wenn es kinematisch ist, d.h. im Sinne einer Starrkörperbewegung beweglich ist. Ein Tragwerk ist „statisch brauchbar“, wenn es nicht kinematisch ist. Statisch unbrauchbare Tragwerke sind nicht in der Lage allgemeine Lasten vom Ort ihres Auftretens bis in das Fundament abzuleiten. Die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit eines Tragwerks ist – wie auch der Grad der statischen Bestimmtheit – grundsätzlich sowohl unabhängig von den jeweils auftretenden Lasten, als auch unabhängig von den Steifigkeitswerten (d.h. auch den Materialeigenschaften) der Tragglieder! Zwar ist es formal möglich, die Beurteilung nur auf die planmäßig auftretenden Lasten zu beziehen, dies ist jedoch aus baupraktischer Sicht nicht zu empfehlen, da dabei mögliche Planungs- und Nutzungsänderungen sowie unvorhersehbare Lasten unberücksichtigt bleiben. Tragwerke können i.A. eine oder auch mehrere Kinematiken (Starrkörperbewegungen) aufweisen, die sich entweder auf einzelne Tragglieder innerhalb des Tragwerks beschränken, oder das gesamte Tragwerk betreffen.

Im Rahmen einer umfangreichen Studie [1] wurden im Jahre 2017 eine Vielzahl von kommerziellen Baustatik-Programmen hinsichtlich ihres Umgangs mit statisch unbrauchbaren Tragwerken untersucht. Anhand der Fehlermeldungen lässt sich direkt oder indirekt ableiten, dass fast alle Programme das Auftreten eines „Nullelementes auf der Hauptdiagonalen“ während des Lösens des Gleichungssystems $\mathbf{KV} = \mathbf{F}$ als Indikator für die Existenz eines kinematischen und somit statisch unbrauchbaren Systems verwenden (vgl. Kap. 3, Gleichungslöser). In einem der Programme wurde das im Kontext der Stabilitätsanalyse zu lösende Eigenwertproblem als Ausgangspunkt für die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit herangezogen. Auch wenn es damit möglich ist, alle existierenden Kinematiken zu detektieren (vgl. Kap. 3, Eigenwertlöser), ist die Analyse hier auf das Detektieren einer einzelnen Kinematik beschränkt. Einige Programme führen zusätzlich Überprüfungen für das gezielte Aufspüren bestimmter Ursachen durch (vgl. Kap. 5). In der Studie konnte anhand ausgewählter Tragwerke gezeigt werden, dass bei einigen Programmen die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit fälschlicherweise von der jeweils gewählten räumlichen Diskretisierung oder den jeweils wirkenden Lasten abhängig ist.

2 Ursachen

Ursachen für das Auftreten von Kinematiken und deren Folgen:

- Fehler bei der Festlegung des statischen Systems: Ein zentraler Schritt bei der Planung eines Tragwerks ist die Festlegung eines statischen Systems. Dabei muss der Tragwerksplaner sicherstellen, dass das statische System nicht kinematisch wird. Typische Fehler in diesem Kontext sind eine nicht ausreichende Lagerung des Gesamttragwerks (oder Tragwerksteile) und unzureichende Verbindungen zwischen den Tragliedern. Diese Kontrollen müssen auch für das im Rahmen der Tragwerksidealisierung generierte Rechenmodell durchgeführt werden. Typische Fehler hierbei sind: unzulässige

Gelenkzuweisungen, die eine Kinematik des Einzeltraglieds verursacht, oder fehlerhafte Verbindungssituationen, die zu Knotenketten führen. Im Kontext der üblicherweise in kommerziellen Baustatik-Programmen eingesetzten Verschiebungsmethode führen statisch unbrauchbare Tragwerke zwangsläufig zu einer singulären Steifigkeitsmatrix.

- Numerische Fehler: Tragwerke, deren Tragglieder Steifigkeitsunterschiede von mehreren Größenordnungen aufweisen, führen zu schlecht konditionierten Steifigkeitsmatrizen. Beim computergestützten Lösen des resultierenden Gleichungssystems kann dies zu numerischen Problemen führen. Ursache dafür sind die sich infolge der Maschinenungenauigkeit akkumulierenden Rundungsfehler, die dann zu einer singulären Steifigkeitsmatrix führen können. Wird die Singularität der Steifigkeitsmatrix als Indikator für die Existenz einer Kinematik verwendet, kann – aufgrund von Rundungsfehlern – ein statisch brauchbares Tragwerk fälschlicherweise als statisch unbrauchbar klassifiziert werden. Auf der anderen Seite können beim Lösen sehr großer Gleichungssysteme auch Rundungsfehler dazu führen, dass kinematische Tragwerke fälschlicherweise als statisch brauchbar klassifiziert werden.

- Neben den zuvor beschriebenen Fehlern im Bereich der Tragwerksplanung können auch Fehler im Kontext der daran anschließenden Ausführungsplanung (Konstruktionspläne etc.) oder im Kontext der abschließenden Bauausführung (auf der Baustelle) zu statisch unbrauchbaren Tragwerken führen. Aus baupraktischer Sicht ist das zuverlässige Erkennen und Vermeiden von statisch unbrauchbaren Tragwerken bereits in der frühen Phase der Tragwerkplanung von zentraler Bedeutung. Im Fall der Bauausführung können derartige Fehler katastrophale Folgen haben und eine Gefahr für Leib und Leben darstellen.

3 Indirekte Methode

Im vorliegenden Kontext werden solche Methoden als „indirekte Methode“ bezeichnet, deren intrinsische Aufgabe es nicht ist, die statische Brauchbarkeit eines Tragwerks zu beurteilen, jedoch dennoch dafür eingesetzt werden können. Dies führt i.d.R. auch dazu, dass diese Methoden Eigenschaften des Tragwerks berücksichtigen (u.a. Materialeigenschaften), die für die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit nicht relevant sind. Ein Beispiel hierfür ist die Verschiebungsmethode, mit der durch Lösen des Gleichungssystems $\mathbf{KV} = \mathbf{F}$ die unbekannten Verschiebungen $\mathbf{V} \in \mathbb{R}^n$ berechnet werden; n ist die Anzahl der Unbekannten. Zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit werden die Eigenschaften der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ analysiert, wobei dabei unterschiedliche Kriterien zum Einsatz kommen:

- **Eigenwertlöser**: Die Analyse erfolgt durch Lösen des Eigenwertproblems $\mathbf{K}\boldsymbol{\varphi} = \mathbf{0}$: Das Tragwerk ist statisch brauchbar, wenn $\mathbf{K}$ keine Nulleigenwerte besitzt. Das Tragwerk ist statisch unbrauchbar, wenn $\mathbf{K}$ einen oder mehrere Nulleigenwerte besitzt; die Anzahl der Nulleigenwerte entspricht der Anzahl der im Tragwerk auftretenden Kinematiken. Die den Nulleigenwerten zugeordneten Eigenvektoren stellen die Kinematiken („kinematische Moden“) dar, die dann direkt grafisch dargestellt werden können. Bei der Lösung des Eigenwertproblems kann gewinnbringend ausgenutzt werde, dass

die Anzahl n_k der „zu erwartenden“ Kinematiken eines Tragwerks i.A. sehr viel kleiner ist, als die Anzahl der Unbekannten, d.h. $n_k \ll n$. Aus Gründen der Effizienz sollten daher Eigenwertlöser eingesetzt werden, die nicht alle n Eigenwerte, sondern nur die n_k kleinsten Eigenwerte und Eigenvektoren bestimmen (z.B. Lanczos). Da die Anzahl n_k i.A. vorab unbekannt ist, muss diese Zahl abgeschätzt werden.

- **Singulärwertzerlegung**: Die Analyse kann auf Basis der Singulärwertzerlegung erfolgen, d.h. die Steifigkeitsmatrix wird gemäß $\mathbf{K} = \mathbf{U}\mathbf{\Sigma}\mathbf{V}^*$ zerlegt; mit den Matrizen $\mathbf{U} \in \mathbb{R}^{n\times n}$ und $\mathbf{V}^* \in \mathbb{R}^{n\times n}$; und der Diagonalmatrix $\mathbf{\Sigma} \in \mathbb{R}^{n\times n}$. Das Tragwerk ist statisch brauchbar, wenn alle Diagonalelemente von $\mathbf{D}$ ungleich Null sind, d.h. $D_{ii} \neq 0,\ \forall i = 1, \ldots n$. Das Tragwerk ist statisch unbrauchbar, wenn ein oder mehrere Diagonalelemente von $\mathbf{D}$ gleich Null (im Rahmen der Rechengenauigkeit) sind; die Anzahl der Nullelemente von $\mathbf{D}$ entspricht der Anzahl der im Tragwerk auftretenden Kinematiken. Die zu den Nullelementen zugehörigen Spalten der Matrix $\mathbf{U}$ (oder die Zeilen der Matrix $\mathbf{V}^*$) stellen die Kinematiken selbst dar.

- **Zeilenstufenform**: Die Analyse kann erfolgen, indem die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ in eine Zeilenstufenform (engl. *row echelon form*) $\bar{\mathbf{K}}$ überführt wird; d.h. in eine obere Dreiecksgestalt. Hierzu wird i.A. das Gaußsche Eliminationsverfahren eingesetzt. Das Tragwerk ist statisch brauchbar, wenn $\bar{\mathbf{K}}$ keine Nullzeilen besitzt. Das Tragwerk ist hingegen statisch unbrauchbar, wenn $\bar{\mathbf{K}}$ eine oder mehrere Nullzeilen besitzt; die Anzahl der Nullzeilen von $\bar{\mathbf{K}}$ entspricht der Anzahl n_k der im Tragwerk auftretenden Kinematiken. In diesem Fall stellt $\bar{\mathbf{K}}\mathbf{u} = \mathbf{0}$ ein n_k-fach unterbestimmtes Gleichungssystem dar. Erst durch die Wahl von n_k der insgesamt n Freiheitsgraden kann dieses Gleichungssystem mit Hilfe der Rücksubstitution gelöst werden [3]. Die dabei berechneten Lösungsvektoren stellen die n_k Kinematiken des Tragwerks dar.

- **Gleichungslöser**: In den meisten kommerziellen Baustatik-Programmen wird der Gleichungslöser zur Analyse eingesetzt, der auch zur Lösung des regulären Gleichungssystems $\mathbf{K}\mathbf{V} = \mathbf{F}$ vorgesehenen ist. Liegt dem Löser beispielsweise eine Cholesky-Zerlegung gemäß $\mathbf{K} = \mathbf{L}\mathbf{D}\mathbf{L}^T$ zugrunde, ist das Tragwerk dann statisch brauchbar, wenn alle Hauptdiagonalelemente der Diagonalmatrix $\mathbf{D}$ positiv sind, d.h. $D_{ii} = 0\ \forall i = 1, \ldots, n$. Das Tragwerk ist statisch unbrauchbar, wenn während der Zerlegung in der k-ten Zeile der Matrix $\mathbf{D}$ der Wert Null auf der Hauptdiagonalen festgestellt wird, d.h. $D_{kk} = 0$. In diesem Fall ist die Matrix $\mathbf{K}$ singulär. I.d.R. bricht dann das Programm seine Berechnung ab und es wird eine Fehlermeldung abgegeben; z.B. „Das statische System ist kinematisch.“, oder „Die Steifigkeitsmatrix ist singulär.“ Oftmals wird dann zusätzlich auch der Knotenfreiheitsgrad angegeben, der der k-ten Unbekannten zugeordnet ist, wodurch der Anwender eine erste Hilfestellung zur Beseitigung der Kinematik erhält. Ob darüber hinaus noch weitere Kinematiken existieren, kann an dieser Stelle nicht festgestellt werden. Somit ist der Tragwerksplaner gezwungen, die Berechnung mit dem jeweils korrigierten statischen Systems so oft aufzurufen, bis alle Kinematiken beseitigt sind. Als kritisch zu bewerten ist das Vorgehen einzelner Programme, die beim Auffinden eines Nullwertes auf der Hauptdiagonalen durch Aufaddieren eines „kleinen positiven Werts“ die positive Definitheit der Steifigkeitsmatrix künstlich numerisch herstellt, um so den Abbruch des Lösers zu verhindern. Die Größe der damit berechneten Verschiebungen ist direkt von der Wahl dieses Wertes abhängig.

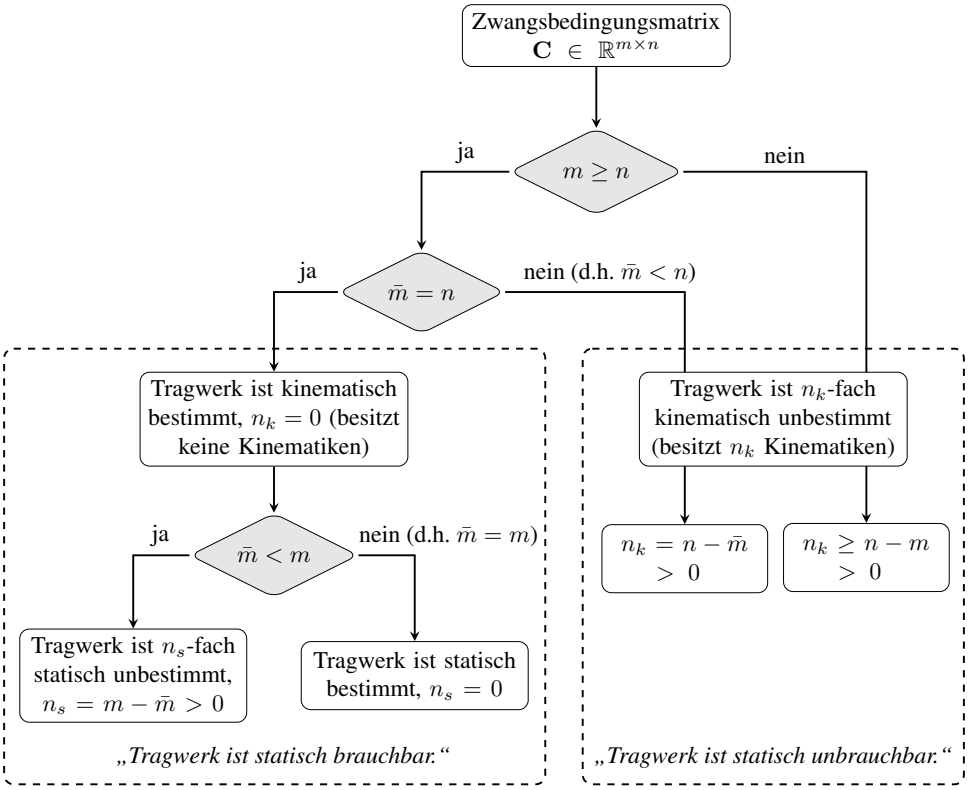


Abbildung 1: Klassifizierung eines Tragwerks anhand der Eigenschaften der Zwangsbedingungsmatrix $\mathbf{C}$; vgl. [3]; mit dem Rang der Matrix: $\bar{m} := \text{Rang}(\mathbf{C})$.

Wird der Wert sehr klein gewählt, sind die zur eigentlichen Kinematik zugehörigen, berechneten Verschiebungen vergleichbar groß, was dann als Fehlermeldung ausgegeben wird.

4 Direkte Methode

Eine direkte Methode verwendet nur solche Eigenschaften eines Tragwerks, die zur Beurteilung seiner statischen Brauchbarkeit benötigt werden. Eine derartige Methode kann auf Basis einer rein geometrischen (kinematischen) Betrachtung hergeleitet werden. Dazu wird das zu untersuchende Tragwerk mit Hilfe von m Zwangsbedingungen geometrisch beschrieben, die jeweils von den Knotenfreiheitsgraden $\mathbf{u} \in \mathbb{R}^n$ abhängen. Dies führt schlussendlich zu dem homogenen Gleichungssystem $\mathbf{C}\mathbf{u} = \mathbf{0}$, wobei $\mathbf{C} \in \mathbb{R}^{m \times n}$ die s.g. Zwangsbedingungsmatrix ist, die sehr schwach besetzt und i.A. rechteckig ist. Die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit erfolgt ausschließlich auf Basis der Matrix $\mathbf{C}$, s. Abb. 1. Mit Hilfe der Matrix $\mathbf{C}$, kann die Anzahl der Kinematiken mit $n_k = n - \text{Rang}(\mathbf{C})$ berechnet werden. Das Tragwerk ist statisch brauchbar, wenn gilt $n_k = 0$; für $n_k > 0$ ist es statisch unbrauchbar.

Zusätzlich können aus $\mathbf{C}$ auch die n_k Kinematiken berechnet werden, die dann grafisch dargestellt werden können. Zur Berechnung wird entweder das Gaußsche Eliminationsverfahren oder die Singulärwertzerlegung eingesetzt. In [3, 4] wird eine effiziente numerische Methode zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit von beliebigen Tragwerken vorgestellt und detailliert beschrieben. Dort befindet sich auch ein ausführlicher Literaturüberblick. Da diese Methode konzeptionell unabhängig von der FE-Methode ist, lässt sie sich sehr einfach als eigenständiges Modul in bereits bestehende Baustatik-Software implementieren.

5 Ursachen-spezifische Methoden

Ziel der ergänzenden Methoden ist die gezielte Überprüfung spezifischer Ursachen für die statische Unbrauchbarkeit von Tragwerken. Die Vorteile gegenüber den in den Kapiteln 3 und 4 vorgestellten Methoden sind einerseits, dass diese mit wesentlich geringerem Aufwand durchführbar sind und andererseits eine sehr präzise Fehlermeldung ermöglichen. Der Nachteil ist, dass damit nicht alle Ursachen detektiert werden können, d.h. eine abschließende Beurteilung der statischen Brauchbarkeit eines Tragwerk ist damit nicht möglich. Die im folgenden vorgestellten ergänzenden Methoden basieren rein auf Gleichgewichtsbetrachtungen, die entweder am Gesamtsystem, am Einzeltragglied oder am Knoten durchgeführt werden.

- **Gleichgewichtsbetrachtung am Gesamttragwerk**: Unabhängig von seinem inneren Aufbau ist ein Tragwerk *a priori* „äußerlich kinematisch“, wenn die vorhandenen Lager nicht ausreichen die 6 (3 bei ebenen Tragwerken) möglichen Starrkörperbewegungen zu verhindern. Mit Hilfe einer Gleichgewichtsbetrachtung am Gesamttragwerk kann überprüft werden, ob die vorhandenen Lager die Mindestanforderung für ein statisch brauchbares Tragwerk erfüllen. Die $m = 6$ (bzw. 3) unabhängigen Gleichgewichtsbedingungen führen zu $\mathbf{Gs} = \mathbf{f}$; mit der i.A. nicht rechteckigen Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{G} \in \mathbb{R}^{m \times n}$ und dem Vektor $\mathbf{s} \in \mathbb{R}^n$ mit den Lagerkräften und -momente. Der Vektor $\mathbf{f} \in \mathbb{R}^m$ mit den äußeren Lasten spielt für die weiter Betrachtung keine Rolle. Die Mindestanforderung für ein ausreichend gelagertes Tragwerk ist erfüllt, wenn gilt: $\text{Rang}(\mathbf{G}) = 6$ (bzw. 3). Es ist zu beachten, dass auch wenn diese Mindestanforderung erfüllt ist, es durch unzureichende Verbindungen zwischen einzelnen Traggliedern zu (weiteren) Kinematiken im Inneren des Tragwerks („innere Kinematiken“) kommen kann, die das Tragwerk insgesamt statisch unbrauchbar machen. Es wird darauf hingewiesen, dass eine Beurteilung auf Basis von Abzählformeln nicht allgemein möglich ist, da damit „ungünstige Lagerorientierungen“ nicht berücksichtigt werden können.

- **Gleichgewichtsbetrachtung am Einzeltragglied**: Ein einzelnes Tragglied eines Tragwerks ist *a priori* kinematisch, sofern es nicht ausreichend mit dem Resttragwerk verbunden bzw. gelagert ist. Mit dem Ziel, die Verbindungen zwischen den Traggliedern zu spezifizieren, hat der Anwender einiger Programmen die Möglichkeit, jedem Tragglied zusätzlich Gelenke (oder allgemein Mechanismen) zuzuordnen. Eine fehlerhafte Gelenkzuweisung führt zwangsläufig zu einem kinematischen Tragglied. Beispiel hierfür ist ein gerader Stab, dem am Anfang und am Ende jeweils ein Normalkraftgelenk zugeordnet wird. Mit Hilfe einer Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelstab kann überprüft werden, ob eine fehlerhafte Gelenkzuweisung vorliegt. Dazu werden an dem zu untersuchenden Tragglied $m = 6$ (3 bei ebenen Tragwerken) unabhängige

Gleichgewichtsbedingungen formuliert, die zu $\mathbf{Gs} = \mathbf{f}$ führen; mit der i.A. rechteckigen Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{G} \in \mathbb{R}^{m \times n}$ und dem Vektor $\mathbf{s} \in \mathbb{R}^n$ mit den tatsächlich von den Knoten bzw. Gelenken des Tragglieds auftretenden Schnittgrößen. Der Vektor $\mathbf{f} \in \mathbb{R}^m$, mit den auf das Tragglied wirkenden Lasten, spielt für die weitere Betrachtung keine Rolle. Ein Tragglied besitzt dann eine korrekte Gelenkzuweisung, wenn gilt: $\text{Rang}(\mathbf{G}) = 6$ (bzw. 3), sonst ist die Gelenkzuweisung unzulässig, da das Tragglied $n_k = 6 - \text{Rang}(\mathbf{G})$ Kinematiken aufweist. Alternativ dazu kann eine Überprüfung auch mit Hilfe einer Eigenwertanalyse der (die Gelenke berücksichtigenden) Elementsteifigkeitsmatrix $\mathbf{k}^e$ durchgeführt werden: Die Gelenkzuweisung ist korrekt, sofern die Matrix $\mathbf{k}^e$ genau $m = 6$ (bzw. 3) Nulleigenwerte aufweist (diese repräsentieren die m möglichen Starrkörperbewegungen eines ungelagerten Tragglieds im Raum). Der Aufwand für diese Überprüfungen ist gering und kann im Kontext eines FE-Codes unmittelbar auf der Ebene der Elementberechnung durchgeführt werden.

- **Gleichgewichtsbetrachtung am Knoten**: Ein kinematischer Knoten innerhalb eines Tragwerks liegt vor, wenn sich ein Knoten im Sinne eines oder mehrerer seiner m Knotenfreiheitsgrade widerstandsfrei bewegen lässt. Ursache hierfür ist ein fehlerhafter Anschluss der an diesem Knoten miteinander verbundenen Tragglieder und/oder Lager. Ein kinematischer Knoten kann auf Basis der m unabhängigen Knotengleichgewichtsbedingungen $\mathbf{Gs} = \mathbf{0}$ detektiert werden; mit der i.A. rechteckigen Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{G} \in \mathbb{R}^{m \times n}$ und dem Vektor $\mathbf{s} \in \mathbb{R}^n$ mit den an diesem Knoten von den anschließenden Traggliedern übertragenen Kräfte und Momente sowie Lagerkräfte und -momente. Knotenlasten spielen für diese Betrachtung keine Rolle. Die Anzahl der an diesem Knoten auftretenden Kinematiken beträgt $n_k = m - \text{Rang}(\mathbf{G})$.

6 Akademische Methoden

Zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit von „übersichtlichen“ Stabtragwerken können auch „akademische Methoden“ angewendet werden. Zu diesen Methoden zählen, neben dem „Aufbaukriterium“ und der auf Fachwerke beschränkte „Stabvertauschung“, auf die hier nicht näher eingegangen wird, die Folgenden:

- **Polplan**: Für den Sonderfall von ebenen Stabtragwerken kann die Beurteilung der statischen Brauchbarkeit mit Hilfe des Polplans (Methode der graphischen Statik) erfolgen. Ein Tragwerk ist statisch unbrauchbar, wenn sich der **Haupt**pol für mindestens eine seiner Scheiben ohne Widerspruch konstruieren lässt. Ein Tragwerk ist nur dann statisch brauchbar, wenn für jede seiner Scheiben die Konstruktion des Hauptpols zu Widersprüchen führt. Es wird darauf hingewiesen, dass in der Literatur dieses Kriterium oftmals unpräzise oder gar falsch formuliert wird. Für mehrfach kinematische Tragwerke liefert der Polplan i.A. keine Aussage zur statischen Brauchbarkeit.

- **Gleichgewichtsmatrix**: Werden alle Gelenke und Lager eines Tragwerk entfernt und zusätzlich alle „geschlossenen Zellen“ aufgeschnitten, erhält man insgesamt r offene Teilsysteme. Zur Bestimmung der n unbekannten Gelenk-, Lager- und Schnittgrößen $\mathbf{s} \in \mathbb{R}^n$ stehen insgesamt $m = 3r$ (bzw. $6r$) unabhängige Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung, die sich im Gleichungssystem $\mathbf{Gs} = \mathbf{f}$ zusammenfassen lassen.

Mit Hilfe der Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{G} \in \mathbb{R}^{m \times n}$, die i.A. rechteckig ist, kann die Anzahl der Kinematiken mit $n_k = m - \text{Rang}(\mathbf{G})$ berechnet werden [2]. Das Tragwerk ist statisch brauchbar, wenn gilt $n_k = 0$; für $n_k > 0$ ist es statisch unbrauchbar. Das in der Literatur oftmals erwähnte „Determinantenkriterium“ kann nur für den Sonderfall einer quadratischen Matrix $\mathbf{G}$ eingesetzt werden (d.h. $n = m$) und ist somit nicht allgemein anwendbar! „Abzählformeln“ zur Bestimmung des Grads der statischen Unbestimmtheit n_s für Stabtragwerke sind ebenfalls nicht allgemein zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit anwendbar! Nur unter den Bedingungen $n = \text{Rang}(\mathbf{G})$ und $n_s < 0$ liefern sie mit $n_k = -n_s$ die korrekte Anzahl der Kinematiken bzw. beurteilen die statische Brauchbarkeit korrekt, [2]. Zuvor wurde angenommen, dass die Gleichgewichtsbedingungen an den Teilsystemen formuliert werden. Alle zuvor gemachten Aussagen sind aber auch dann gültig, wenn die Gleichgewichtsbedingungen an den Knoten formuliert werden, wobei sich Knoten an allen Gelenken und Auflagern sowie an Orten befinden, an denen mindestens 2 Stäbe biegesteif miteinander verbunden sind.

Literatur

[1] FIELBRAND, L. : *Kriterien zur Beurteilung der statischen Brauchbarkeit von Tragstrukturen – Kommerzielle Statikprogramme im Kontext von kinematischen Systemen*. Kassel, Universität Kassel, Masterarbeit am Fachgebiet Baustatik, 2017

[2] WACKERFUSS, J. : *Manuskript zur Vorlesung Baustatik I – Teil: Statische Brauchbarkeit*. Kassel, Universität Kassel, Skript, 2015

[3] WACKERFUSS, J. : On the detection, visualization and characterization of spurious kinematic modes in arbitrary plane structures. In: *International Journal of Solids and Structures* 164 (2019), S. 84–103

[4] WACKERFUSS, J. : A direct numerical method to evaluate the geometric stability of arbitrary spatial structures. In: *International Journal of Solids and Structures* (in Begutachtung)

Minisymposium
Stahl- und Verbundbrücken

Organisatorin:

- **Ulrike Kuhlmann**
  Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Stahlverbundfachwerkbrücken aus Rundhohlprofilen unter Ermüdung

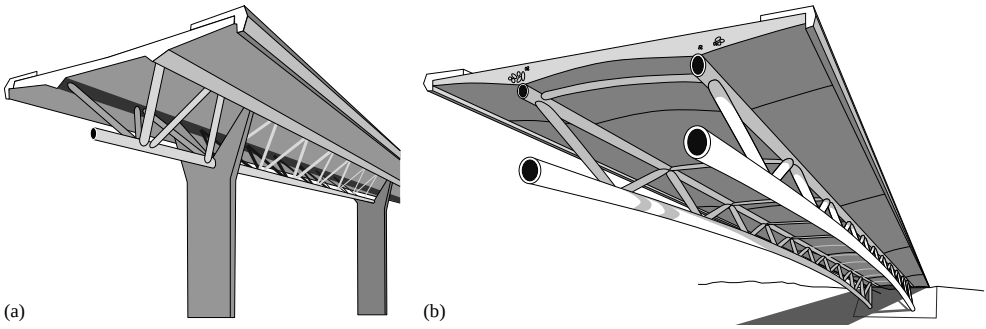
Simon Bove[1], André Dürr[2], Ulrike Kuhlmann[1], Jakob Roth[2]

[1]*Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart*
[2]*Institut für Material- und Bauforschung, Hochschule für angewandte Wissenschaften München*

Zusammenfassung: Ebene und räumliche Verbundfachwerkbrücken mit Gurten und Streben aus Rundhohlprofilen erfreuen sich zunehmender Beliebtheit. Es werden vor allem die Untergurtknoten ohne Knotenblech mit direkt aufgeschweißten Diagonalen betrachtet. Die Obergurte sind dabei über Kopfbolzen mit der Betonfahrbahnplatte verbunden. Ihre Verwendung in zyklisch beanspruchten Konstruktionen, wie Straßen- oder Eisenbahnbrücken, macht eine Ermüdungsbemessung erforderlich. Nachweiskonzepte für die Bemessung von relativ dickwandigen, geschweißten Hohlprofilknoten basierend auf Versuchen und FE-Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten werden vorgestellt.

1 Einleitung

Stahlverbundfachwerkbrücken erfreuen sich in den letzten Jahren zunehmender Beliebtheit, weil sie eine effiziente, sowie ästhetische Konstruktionslösung für den Brückenbau darstellen. Dabei bilden die Untergurte und Streben entweder räumliche oder ebene Fachwerke aus



(a) (b)

Abbildung 1: Beispiele für Stahlverbundbrücken mit (a) räumlichen oder (b) ebenen Fachwerkträgern aus unmittelbar verschweißten Rundhohlprofilen. (a) aus [5] und (b) aus [1].

Rundhohlprofilen, mit direkt aufgeschweißten Diagonalen, vgl. **Abb. 1**. Die Durchmesser-Wanddicken-Verhältnisse der Gurte nehmen dann üblicherweise Werte zwischen $2 < \gamma = d_0/(2t_0) \leq 12$ an, sodass es sich im Regelfall um relativ dickwandige Rundhohlprofile handelt. Häufig bilden die Diagonalen – auch als Streben bezeichnet – gemeinsam mit dem Gurt ein liegendes „K“. In diesem Fall kann von einem K-Knoten oder bei räumlichen Fachwerken von einem KK-Knoten gesprochen werden. Die Hohlprofile sind dann entweder mittelbar über Gussknoten oder unmittelbar über geschweißte Knoten miteinander verbunden. Gerade Konstruktionsformen mit direkt miteinander verschweißten Hohlprofilen bieten u. a. den Vorteil, dass sich generell im Vergleich zu Gussknoten die Anzahl der Schweißstöße verringert und der hoch belastete Gurt ggf. nur an den Montagestößen (z.B. aufgrund der begrenzten Transportlängen) gefügt werden muss. Außerdem sind bei solch einer Ausführung keine Vorlaufzeiten für die Planung und Optimierung von Gussformteilen erforderlich. Bei dieser Ausführungsform sind jedoch in den Schweißknoten und damit an den Schweißnähten infolge der Lastübertragung große Spannungskonzentrationen vorhanden, die Ausgangspunkte eines möglichen Ermüdungsversagens darstellen. In [6] konnte festgestellt werden, dass der Ermüdungsnachweis für Straßenbrücken mit geschweißtem Raumfachwerk, wie z.B. in **Abb. 1** (a) dargestellt, bemessungsbestimmend sein kann. Im Rahmen dieses Beitrags werden deshalb Nachweiskonzepte für die Bemessung von relativ dickwandigen, geschweißten Hohlprofilknoten basierend auf Ermüdungsversuchen und FE-Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten vorgestellt. Auf Neuerungen, die sich hierzu in einem Forschungsvorhaben ergeben haben, wird ebenfalls eingegangen. Anschließend werden die an der Universität Stuttgart und Hochschule München durchgeführten Ermüdungsversuche präsentiert, die auch für die Nachweiskonzepte mit in die statistische Auswertung aufgenommen wurden.

2 Nachweiskonzepte für Ermüdung

2.1 Allgemeines

Grundsätzlich können Fachwerkknoten aus Rundhohlprofilen mit dem Nenn-, Struktur- oder auch Kerbspannungskonzept bemessen werden. Dadurch, dass man bei der Anwendung des Kerbspannungskonzepts jedoch ausschließlich auf die Verwendung von fein vernetzten FE-Modellen zurückgreifen muss, stellt dieses Verfahren eine in der Praxis eher selten anzutreffende Methode dar. Deshalb werden im Folgenden nur das Nenn- und Strukturspannungskonzept vorgestellt.

2.2 Nennspannungskonzept

Der Ermüdungsnachweis von K-Knoten aus Rundhohlprofilen kann generell mit dem Nennspannungskonzept unter Verwendung von Nennspannungen σ_{nom} geführt werden, allerdings ist dieser bisher durch die strengen Anforderungen der DIN EN 1993-1-9 [2], Tabelle 8.7 stark in seinem Anwendungsbereich begrenzt. Beispielweise besitzen die angegebenen Kerbfälle nur für Nennwanddicken der Hohlprofile von ≤ 8 mm Gültigkeit. Ein an der Universität Stuttgart, der Hochschule München und dem Forschungszentrum Ultraschall in Halle (Saale) durchgeführtes Forschungsvorhaben P1163 [4] – finanziert von der AiF über die FOSTA – sollte an dieser Stelle ansetzen. Es hatte u. a. das Ziel, mit Hilfe einer Vielzahl von zusam-

mengetragenen deutschen und internationalen Forschungsarbeiten einen neuen und einheitlichen Vorschlag für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit nach Eurocode 3, unter Berücksichtigung des Maßstabseffekts zu erarbeiten. Durch Berücksichtigung verschiedener Versuchsserien, einschließlich neuer in [4] durchgeführter Versuche, konnte auch die Streuung durch unterschiedliche Fertigungsbetriebe erfasst werden. Betrachtet wurden hierbei ausschließlich K- und KK-Knoten mit Spalt zwischen den Streben bzw. der Kerbfall 1 in Tabelle 8.7 der DIN EN 1993-1-9 [2]. Insgesamt konnten hierzu mehr als 280 Versuchsdatenpunkte zusammengetragen werden. Die statistische Auswertung erfolgte dann nach dem Hintergrunddokument [8] des Eurocode 3 Teil 1-9 und führte schließlich zu der in **Abb. 2** dargestellten Kerbfalleinstufung. Zur Berücksichtigung des Wanddickeneinflusses erfolgte eine Unterteilung in Abhängigkeit der Wanddickenverhältnisse $\tau = t_0/t_i$ zwischen Gurt und Strebe. Die τ-Grenzen ergaben sich hierbei aus den zur Verfügung stehenden Versuchsdaten. Je Gültigkeitsbereich wurde anschließend noch zwischen Wanddicken $t \leq 10$ mm und $t > 10$mm unterschieden. Die Abgrenzung bei 10 mm erfolgte u.a. deshalb, um für jeden einzelnen Gültigkeitsbereich eine angemessene Anzahl an Datensätzen auswerten zu können. Für Einzelheiten der statistischen Auswertung sei an dieser Stelle auf [4] verwiesen.

Kerbfall	Konstruktionsdetail			Anforderungen
90 $m = 5$	$t \leq 10$	$\tau \leq 0{,}5$	Anschluss mit Spalt: Kerbdetail 1): K- und N-Knoten, Rundhohlprofile:	Kerbfall 1): – Es sind getrennte Nachweise für Gurte und Diagonalen zu führen. – $\Delta\sigma$ ist getrennt an den Nennquerschnitten der Streben und Gurte zu bestimmen. – Kehlnähte sind erlaubt. – $t_0 \leq 61$ mm und $t_i \leq 25$ mm – $35° < \theta < 60°$ Für die Diagonalen von K- und und N-Knoten. – $d_0/t_0 \cdot t_0/t_i \leq 90$ – $t_0/t_i \geq 1{,}0$ bzw. $\tau \leq 1{,}0$ – $0{,}3 \leq d_i/d_0 \leq 0{,}67$ – $d_0 \leq 762$ mm – $d_1 \leq 406{,}4$ mm – $e_{i/p} \leq 0{,}25 d_0$ – $e_{o/p} \leq 0{,}02 d_0$ – $f_{y,0}$ und $f_{y,i} \leq 700$ N/mm²
80 $m = 5$	$t > 10$			
71 $m = 5$	$t \leq 10$	$0{,}5 < \tau \leq 0{,}7$		
63[a] $m = 5$	$t > 10$			
36 $m = 5$	alle t	$0{,}7 < \tau$		

[a]HINWEIS: Für diesen Kerbfall gilt aufgrund der mangelnden Datenbasis und abweichend von den übrigen Anforderungen $t \leq 42$ mm.

Abbildung 2: Neuer Vorschlag für die Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau für den Eurocode 3, Teil 1-9, Tabelle 8.7 [2]. Abbildung aus [4], Abb. 6.39

Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass das Nennspannungskonzept im Grunde genommen nicht den tatsächlich vorhandenen Beanspruchungszustand im Knotenbereich berücksichtigen kann. Dieser erfährt infolge der Geometrieänderung im Anschlussbereich, aber auch infolge der Schweißnähte und den damit einhergehenden Inhomogenitäten aus dem Schweißprozess eine undefinierte lokale Spannungskonzentration [3]. Auch lokale Effekte, wie z.B. Biegung der Gurtwandung bei Strebenbelastung, werden nicht berücksichtigt. Eine Berücksichtigung unterschiedlicher Lastfälle, die ebenfalls die Spannungsverteilung im Anschlussbereich Strebe-Gurt beeinflussen, ist nicht vorgesehen. Das verdeutlicht, dass auf Nennspannungsniveau infolge der starken Vereinfachungen in der Regel eine wirtschaftliche Bemessung nicht möglich ist. Abhilfe kann hier das Strukturspannungskonzept schaffen.

2.3 Strukturspannungskonzept

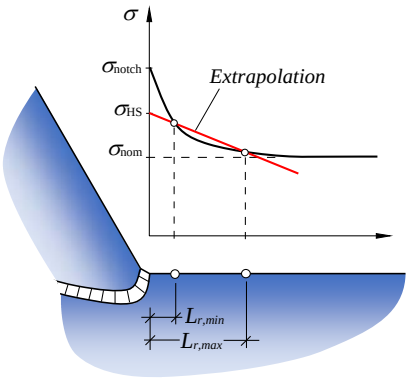
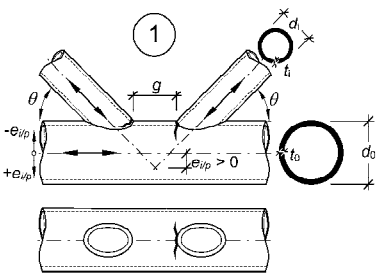


Abbildung 3: Schematische Darstellung zur Strukturspannungsbestimmung mit einer linearen Extrapolation, entnommen aus [5]

Bei Strukturspannungen (σ_{HS}, oft auch als **H**ot-**S**pot Spannungen bezeichnet) handelt es sich um theoretische bzw. fiktive Spannungen an ermüdungskritischen Details, die somit nicht den in realen Strukturen vorliegenden Spannungen entsprechen. Das Strukturspannungskonzept berücksichtigt Spannungserhöhungen infolge des globalen Geometriesprungs, vernachlässigt aber Spannungsänderungen, die aus der lokalen Schweißnahtgeometrie resultieren. Durch die direkte Berücksichtigung der Geometrie ist es auch für die Bemessung von dickwandigen Strukturen geeignet. Strukturspannungen können generell entweder durch Messungen an realen Tragwerken oder durch numerische Berechnungen bestimmt werden. Im Zuge einer FE-Analyse ist besonders die Abbildung der groben Geometrie der Schweißnähte und der Lagerungsbedingungen wichtig. Auch müssen bestimmte Anforderungen an das validierte FE-Modell und die FE-Vernetzung eingehalten werden, siehe z.B. [7]. In definierten Abständen werden die Spannungen senkrecht zur Schweißnaht (nach den Empfehlungen aus [10]) mit einer linear-elastischen Berechnung an zwei oder drei Stellen ermittelt, z.B. $L_{r,min}$ und $L_{r,max}$ in **Abb. 3**. Abschließend können die Strukturspannungen durch Extrapolation der berechneten Spannungen hin zum Schweißnahtübergang bestimmt werden, siehe **Abb. 3**. Diese FE-Berechnung birgt einen hohen Aufwand, sodass das Strukturspannungskonzept in der Praxis noch eine Ausnahme darstellt. Für viele unterschiedliche Knotengeometrien aus Hohlprofilen wurden aber bereits mit Hilfe umfangreicher numerischer Parameterstudien SCF-Werte (**S**tress **C**oncentration **F**actors) bestimmt, die eine vereinfachte Berechnung von Strukturspannungen ermöglichen und praxistauglicher sind. Diese Werte wurden anhand von experimentellen Daten verifiziert und gelten bisher auch nur für relativ dünnwandige Strukturen. Die anzuwendenden Richtlinien und Bemessungsempfehlungen, wie z.B. des CIDECT [10], beschränken hierin die Gurtschlankheit γ auf ≥ 12. Somit ist auch das Strukturspannungskonzept in seiner Anwendbarkeit begrenzt. Vor dem FOSTA Forschungsvorhaben P1163 [4] wurde das Vorgängervorhaben FOSTA P815 [5] durchgeführt, das sich u. a. mit der numerischen Bestimmung von SCF-Werten an ebenen K-Knoten befasste, um die bisher zur Verfügung stehenden Bemessungshilfen und Richtlinien, vor allem im Hinblick auf die Knotenparameter, zu erweitern und die oben genannte Limitierung aufzuweiten. Im Zuge des Projektes P1163 [4] wurden an der Hochschule München auch Ermüdungsversuche an großformatigen K-Knoten mit Gurtdurchmessern von 660 mm durchgeführt, die die Erweiterung auf große Durchmesser zum Ziel hatten. Das Forschungsvorhaben P1163 [4] hatte außerdem das Ziel, ergänzend zum Bemessungsvorschlag auf Nennspannungsniveau, mit Hilfe der Versuchsdatenbasis einen neuen und einheitlichen Vorschlag für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau nach Eurocode 3, unter Berücksichtigung des Maßstabseffekts, herzuleiten. Anhand der Versuchsdaten konnte festgestellt werden, dass die bisher vorausgesetzte höhere Ermüdungsfestigkeit dünnwandiger Hohlprofilknoten mit absoluten Wanddicken von $t < 16$ mm, wie sie bisher in den Richtlinien vorausgesetzt wird, nicht in dem ursprünglich angenommenen Ausmaß angesetzt werden kann. Es wurde ein neuer Vorschlag erarbeitet, der eine Wanddickenkorrektur nach [9] nur

für K-Knoten mit absoluten Wanddicken von $t > 16$ mm vorgibt. Die statistische Auswertung erfolgte auch in diesem Fall nach dem Hintergrunddokument [8] des Eurocode 3 Teil 1-9 und führte schließlich zu der in **Abb. 4** dargestellten Kerbfalleinstufung.

Kerbfall	Konstruktionsdetail		Beschreibung	Anforderungen
100 $m = 3$	Wanddickenabhängigkeit für $t > 16$ mm: $k_s = \left(\frac{16}{t}\right)^{0{,}06 \log N}$		1) K- und N-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt	1) - Die Schweißnähte sind über den Umfang als durchgeschweißte Stumpfnähte, Kehlnähte oder als Kombinationen von beiden auszuführen. - Nahtansatzstellen sind zu beschleifen.

ANMERKUNG 1 Diese Tabelle gilt nicht für Rissbildung an der Nahtwurzel, gefolgt von Risswachsum durch die Naht.

Abbildung 4: Neuer Vorschlag für die modifizierte Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau nach Eurocode 3, Teil 1-9, Anhang B, Tabelle B.1 [2]. Abbildung aus [4], Abb. 6.45

In Fällen, in denen die Ermüdungsanrisse an den Schweißnahtwurzelpunkten entstehen, kommt auch das Strukturspannungskonzept an seine Grenzen. Hierfür ist dann die Anwendung des Kerbspannungskonzept geeignet.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Überblick

Wie eingangs erläutert, wurden in [4] zur Ableitung der Kerbfälle in den oben vorgestellten Nachweiskonzepten, um die Versuchsdatenbasis auf unterschiedliche Parameter zu erweitern, Ermüdungsversuche durchgeführt. Neben der Erweiterung der Datenbasis auf große Durchmesser, war ein weiteres Ziel auch die Ermüdungsfestigkeit von dickwandigen K-Knoten aus Rundhohlprofilen mit systematisch eingebrachten Schweißnahtunregelmäßigkeiten an der Kronenferse und Kronenspitze zu untersuchen. Auch wurden zwei Variationen der Schweißnahtausbildung näher betrachtet. Die Motivation für diese experimentellen Untersuchungen war zum einen, dass durch die nur einseitig mögliche schweißtechnische Fertigung der Hohlprofilknoten im Inneren, insbesondere an den Schweißnahtwurzelpunkten u.U. Schweißnahtunregelmäßigkeiten entstehen, wie z.B. Wurzelspalte. Diese Unregelmäßigkeiten lassen sich unter Praxisbedingungen aufgrund der komplexen Anschlussgeometrie (Schweißposition und Schweißgeometrie sind über den Umfang nicht konstant) auch nicht ganz vermeiden. Man hat deshalb in den letzten Jahren immer wieder Probleme darin gesehen, geschweißte Hohlprofilknoten für ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen auszuführen, ohne deren Schweißnahtunregelmäßigkeiten geregelt zu erfassen und ermüdungstechnisch einstufen zu können. Allerdings hatten die Versuchsproben aus dem FOSTA Projekt P815 [5] gezeigt, dass obwohl Schweißnahtunregelmäßigkeiten vorlagen, kein vorzeitiges Ermüdungsversagen auftrat.

3.2 Versuchsprogramm

In [4] wurden insgesamt 30 Ermüdungsversuche an einzelnen K-Knoten durchgeführt. 21 Versuche dienten dazu, unterschiedliche Schweißnahtunregelmäßigkeiten und Ihre Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten dickwandiger K-Knoten aus Rundhohlprofilen genauer abschätzen zu können. 6 weitere Versuche waren dazu vorgesehen, um das Ermüdungsverhalten anderer Schweißnahtausführungen zu untersuchen, dazu gehörte die Ausführung umlaufender Kehlnähte und kleinerer Nahtvolumina. Die restlichen 3 Versuche wurden an der Hochschule München durchgeführt und hatten die Untersuchung der Übertragbarkeit der in [5] gewonnenen Erkenntnisse auf Hohlprofilknoten mit großen Gurtdurchmessern von d_0 = 660 mm zum Ziel. Das zusammengefasste Versuchsprogramm ist in **Tab. 1** aufgelistet.

Tabelle 1: Übersicht des Versuchsprogramms in [4]

Symbol	Serie	Belastung [a]	*R*	Typ	Gurt	Strebe	γ	Anzahl	Parameter
●	100	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	3	Keine Unregelmäßigkeiten
○	101	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	6	Wurzelspalt *s* = 3 mm [b]
●	102	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	6	Wurzelspalt *s* = 6 mm [b]
■	103	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	6	Reststeg *n* = 6 mm [b]
□	200	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	3	Umlaufende Kehlnaht
■	201	Strebe – AX	– 1	K	177,8 × 20	88,9 × 12,5	4,45	3	Kleineres Nahtvolumen
◆	300	Gurt – IPB	– 1	K	660,0 × 60	406,4 × 12,5	5,5	3	Großstruktur

[a] IPB: Biegung in der Ebene; AX: Normalkraft; [b] Siehe Abb. 6 für Parameterbezeichnung

Alle Querschnittsabmessungen und variierten Parameter der Prüfkörper sind ebenfalls in **Tab. 1** angegeben. Der Neigungswinkel aller Streben wurde zu 60° gewählt. In allen Testserien (außer Serie 200) wurde eine Kombination aus Stumpf- und Kehlnaht für den Anschluss der Strebe an den Gurt realisiert, siehe dazu auch **Abb. 6**. Für alle Versuchskörper wurden nur warmgefertigte, kreisförmige Hohlprofile der Stahlsorte S355J2H nach DIN EN 10210-1 verwendet.

3.3 Versuchsergebnisse

Die durchgeführten Ermüdungsversuche sind in **Abb. 5** dargestellt. Die angegebenen Versuchsdaten beziehen sich dabei auf die Nennspannungsschwingbreiten, da nur auf Nennspannungsniveau ein Einfluss der Unregelmäßigkeiten sichtbar wurde. Bei der Bestimmung der Strukturspannungen mittels einer FE-Berechnung, wurden die Schweißnahtunregelmäßigkeiten direkt berücksichtigt, sodass auch die spannungserhöhenden Effekte aus den Unregelmäßigkeiten direkt integriert waren. Es konnte in den Versuchen an Prüfkörpern mit einem Wurzelspalt von s = 6 mm an der Kronenferse (siehe **Abb. 6** (c)) festgestellt werden, dass die Ermüdungsrisse vom Schweißnahtübergang zum Gurt oder von der Nahtwurzel der Kronenferse ausgingen. Bei den Prüfkörpern mit Rest-

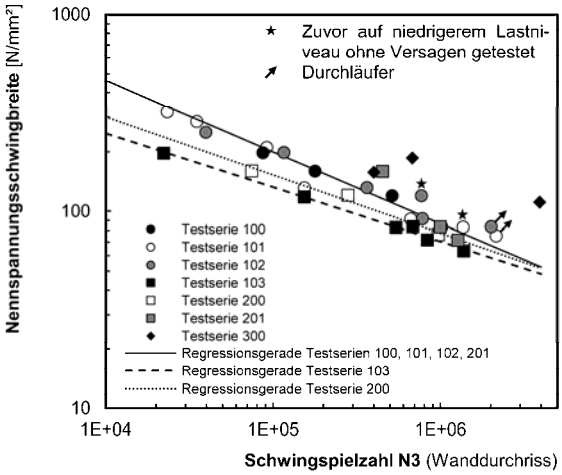


Abbildung 5: Ergebnisse der Ermüdungsversuche aus [4] auf Nennspannungsniveau. Symbole nach **Tab. 1**

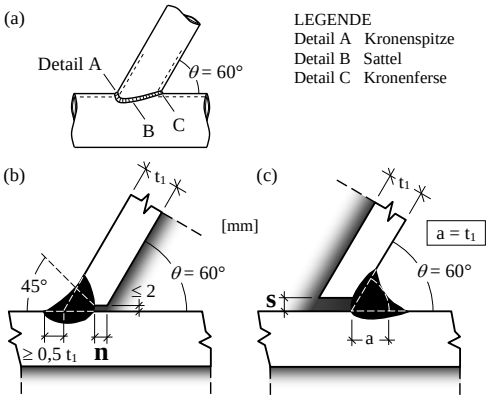


Abbildung 6: (a) Überblick Knotendetails und Schweißnahtausführungen an (b) der Kronenferse und (c) Kronenspitze

stegen an der Kronenspitze mit einem Wert von n = 6 mm (siehe **Abb. 6** (b)) wurden die Ermüdungsrisse ausschließlich an der Schweißnahtwurzel initiiert. Während sich bei den Versuchen mit kleinerem Nahtvolumen die Risse am Nahtübergang zum Gurt bildeten, wurden die Risse an den Prüfkörpern mit umlaufender Kehlnaht hauptsächlich am Nahtübergang zur Strebe initiiert. Aus **Abb. 5** wird deutlich, dass die Versuche der Serien 101 und 102 im gleichen Streufeld liegen wie die Referenzversuche aus Serie 100. Die Versuche der Serie 103 (siehe **Tab. 1**) zeigen jedoch eine geringere Ermüdungsfestigkeit. Auch scheint eine Reduktion des Schweißnahtvolumens und eine damit einhergehende kleinere Schweißnahtdicke etwas geringere Ermüdungsfestigkeiten zu bedingen (Serie 200). Die Versuchsdaten an Prüfkörpern mit umlaufender Kehlnaht (Serie 201) lagen im Gegensatz dazu im gleichen Streufeld wie die Referenzversuche und teilweise sogar darüber. Die Versuche an Prüfkörpern mit großen Durchmessern (Serie 300) liegen über den restlichen Versuchen, was vermutlich auf die Versuchsbedingungen und Beanspruchung durch Gurtbiegung zurückzuführen ist.

3.4 Weitere Ergebnisse

Ein wichtiges Ziel, das im Zuge des Forschungsvorhabens [4] erreicht werden sollte, war die Auswertung, Aufbereitung und Verdichtung aller in [4] und [5] erzielten Ergebnisse. So wurden die in Abs. 2.2 und 2.3 definierten Bemessungsansätze durch die Versuchsergebnisse und numerischen Erkenntnisse überprüft und ergänzt. Die identifizierte Abhängigkeit von der Nahtgeometrie wurde in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit quantifiziert. Konstruktive Empfehlungen für die Schweißnahtausführung, einschließlich zulässiger Grenzspalte, wurden ebenfalls entwickelt. Es wurden Empfehlungen zur Quantifizierung der ausgeführten Nahtgeometrien, insbesondere im Nahtwurzelbereich, entwickelt und praxistauglich aufbereitet. Bestandteil des Gesamtprojektes war auch ein Arbeitspaket zur zerstörungsfreien Prüfung von Schweißnähten, das vom Forschungszentrum Ultraschall in Halle bearbeitet wurde. Dabei wurden auch die Möglichkeiten zur Detektierung von Schweißnahtunregelmäßigkeiten untersucht. Die Empfehlungen wurden schließlich in [4] zusammengetragen und dienen in naher Zukunft als Grundlage für eine geplante DASt-Richtlinie.

4 Danksagung und Förderhinweis

Die Autoren möchten diese Gelegenheit nutzen, um allen Unterstützern der Forschung ihren Dank auszusprechen. Das IGF-Vorhaben 18883 BG / P1163 "*Wirtschaftliche Auslegung von ermüdungsbeanspruchten, geschweißten Rundhohlprofilknoten unter Berücksichtigung der erforderlichen Schweißnahtqualität*" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung

e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Besonderer Dank geht an Vallourec Deutschland GmbH und an ZIS Industrietechnik GmbH, Meerane sowie an die Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart. Darüber hinaus möchten die Autoren allen Projektpartnern für die gute und wertvolle Zusammenarbeit danken.

Literatur

[1] BOVE, S. Bewertung ausgewählter Tragsysteme für Straßenbrücken unter Berücksichtigung von Ermüdungsaspekten. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2020 (in Bearbeitung)

[2] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-9: Ermüdung. Beuth Verlag, Berlin, 2010

[3] DUTTA, D. Hohlprofilkonstruktionen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1999

[4] KUHLMANN, U.; BOVE, S.; DÜRR, A.; ROTH, J.; STEINHAUSEN, R.; KIEL, M.; PIENTSCHKE, C. Wirtschaftliche Auslegung von ermüdungsbeanspruchten, geschweißten Rundhohlprofilknoten unter Berücksichtigung der erforderlichen Schweißnahtqualität. Forschungsbericht P1163, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) (Hrsg.), Düsseldorf, 2019 (in Vorbereitung)

[5] KUHLMANN, U.; BUCAK, Ö.; MANGERIG, I.; KRANZ, B.; EULER, M.; HUBMANN, M.; FISCHL, A.; HESS, A.; HERRMANN, J.; ZSCHECH, R. Ermüdungsgerechte Fachwerke aus Rundhohlprofilen mit dickwandigen Gurten. Forschungsbericht P815, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) (Hrsg.), Düsseldorf, 2014

[6] KUHLMANN, U.; GÜNTHER, H.-P.; SAUL, R.; HÄDERLE, M.-U.; STUBA, G. Zur Anwendung geschweißter Hohlprofilknoten im Brückenbau. Stahlbau, 71 (2002), S. 507-515

[7] NIEMI, E.; FRICKE, W.; MADDOX, S. J. Structural Hot-Spot Stress Approach to Fatigue Analysis of Welded Components. Designer's Guide. Second Edition. Springer Verlag. Finland, Deutschland, Großbritannien, 2018

[8] SEDLACEK, G.; HOBBACHER, A.; NUSSBAUMER, A.; STÖTZEL, J.; SCHÄFER, D.; (CITARELLI, S.; EICHLER, B.; FELDMANN, M. (HRSG.)). Commentary to Eurocode 3 EN 1993 Part 1-9: Fatigue. Institut für Stahlbau und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, 2016

[9] VAN WINGERDE, A.M.; VAN DELFT, D.R.; WARDENIER J.; PACKER, J.A. Scale effect on the fatigue behavior of tubular structures. In: Proceedings of the International Conference on Performance of Dynamically Loaded Welded Structures. IIW 50th Annual Assembly Conference. San Francisco, 14-15 July 1997, S. 123-135

[10] ZHAO, X.-L.; HERION, S.; PACKER, J. A.; PUTHLI, R. S.; SEDLACEK, G.; WARDENIER, J.; WEYAND, K.; VAN WINGERDE, A. M.; YEOMANS, N. F. CIDECT – Konstruieren mit Stahlhohlprofilen – Teil 8: Geschweißte Anschlüsse von runden und rechteckigen Hohlprofilen unter Ermüdungsbelastung. Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire (CIDECT) (Hrsg.) TÜV-Verlag, 2001

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Einsatz von höherfrequenten Hämmerverfahren im Stahl- und Verbundbrückenbau

Stephanie Breunig[1], Lisa-Marie Gölz[1], Philipp Weidner[2], Ulrike Kuhlmann[1],Thomas Ummenhofer[2]

[1]*Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart*
[2]*Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Karlsruher Institut für Technologie*

Zusammenfassung: In zahlreichen Untersuchungen konnte die Wirksamkeit höherfrequenter Hämmerverfahren (HFH) zur Ermüdungsfestigkeitssteigerung geschweißter Stahlbauteile nachgewiesen werden. Durch die neue DASt-Richtlinie 026 wird die Bemessung und Kerbfalleinordnung von HFH-behandelten Schweißnähten gemäß EC 3 geregelt. Auf Basis einer Versuchsdatenbank wurde die ansetzbare Ermüdungsfestigkeitssteigerung abhängig vom Spannungsverhältnis und der Werkstoffstreckgrenze bestimmt und geeignete Anwendungsgrenzen definiert.

1 Motivation

Die Querschnittsdimensionierung im Stahl- und Verbundbrückenbau wird durch den Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1993-1-9 [1] maßgeblich beeinflusst. Die Ermüdungsfestigkeit geschweißter Konstruktionsdetails wird über unterschiedliche Kerbfälle, die in einem Kerbfallkatalog tabelliert sind, festgelegt. Diese Kerbfälle berücksichtigen die Kerbwirkung des zu bemessenden Details. Eine Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der Werkstoffstreckgrenze wird nicht berücksichtigt.

Aus diesem Grund wurde innerhalb des europäischen Forschungsprojekts „Optimal Use of High Strength Steels within Bridges – OptiBri“ [2] genauer untersucht, unter welchen Voraussetzungen sich im Stahl- und Verbundbrückenbau verbesserte Stabilitäts- und Ermüdungsnachweise ergeben. Dabei wurde das Verbesserungspotential, das sich bei der Verwendung höherfester Stähle ergibt, identifiziert und auf Möglichkeiten zur Optimierung der Nachweise entwickelt. Im RFCS-Forschungsvorhaben [2] wurden aufbauend auf einem Basisentwurf, siehe Abb. 1, einer mehrfeldrigen, 4-spurigen Schnellstraßenbrücke 3 Brückenentwürfe miteinander verglichen.

Design A ist der Brückenentwurf mit der Stahlgüte S355, dagegen wurde bei Design B diese durch eine höhere Stahlgüte S690 ersetzt. Infolge der höheren Streckgrenze konnten einige Querschnitte reduziert werden. Allerdings kann die höhere Streckgrenze nach den aktuellen Regelungen des Eurocodes [1] beim Ermüdungsnachweis nicht berücksichtigt werden, so dass deshalb keine wirkliche wirtschaftliche Ausnutzung des Potentials höherfester Stähle bei ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen möglich ist. Deshalb wurde Design C unter Berücksichtigung einer verbesserten Ermüdungsbemessung nach einer gezielten Nachbehandlung der kritischen Schweißnähte mit HFH, siehe Abb. 2, auf Basis der Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen im Projekt entwickelt.

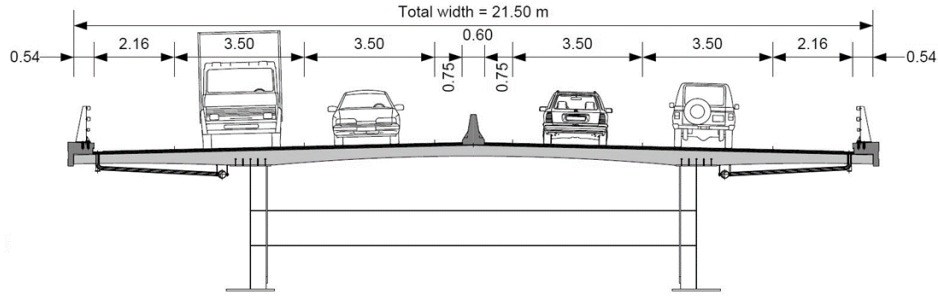


Abbildung 1:
Basisbrückenentwurf im Rahmen des Forschungsprojekts OptiBri [2]

Die höherfrequenten Hämmerverfahren (HFH) gehören zu den effektivsten und gleichermaßen anwendungsfreundlichsten Nachbehandlungsmethoden. Das wiederholte Hämmern der ermüdungsrelevanten Schweißnahtübergänge mit einem gehärteten Pin bei hoher Frequenz hat folgende Effekte: Einbringen von Druckeigenspannungen in oberflächennahen Bereichen der Kerbe durch Kaltverformung, Verfestigung der Randschicht mit gleichzeitiger Verminderung von Mikrorissen und Verringerung der Kerbwirkung am Schweißnahtübergang durch plastische Umformung, siehe Abb. 3.

Abbildung 2:
HFH-Nachbehandlung mit dem PIT-Gerät

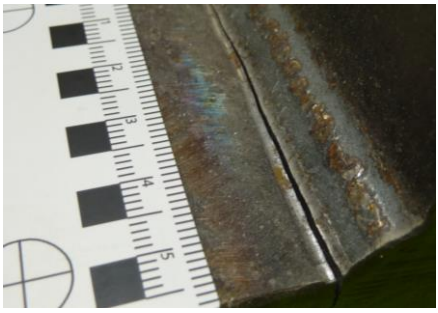


Abbildung 3:
Ermüdungsriss am HiFit-nachbehandelten Schweißnahtübergang

Einige nationale und internationale Forschungsprojekte haben durch umfangreiche Untersuchungen die Wirksamkeit von HFH-Verfahren belegt und eine Steigerung der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Bauteile nachgewiesen. Des Weiteren wurden Einflussparameter untersucht und Verbesserungsfaktoren zur Quantifizierung des Potentials von HFH bestimmt, beispielsweise von Kuhlmann et al. [3] sowie von Ummenhofer et al. [4].

Die bisherige Anwendung der HFH-Verfahren beschränkte sich auf Projekte, für die eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt wurde, da eine entsprechende Normengrundlage, die kompatibel zu DIN EN 1993-1-9 [1] ist, nicht vorhanden war. Für eine rechnerische Berücksichtigung einer verbesserten Ermüdungsfestigkeit ist für die Bemessung ein offizielles Regelwerk, das bauaufsichtlich eingeführt ist, erforderlich. Ein wesentliches Ziel des AiF-DASt-Forschungsprojektes „Entwicklung einer DASt-Richtlinie für höherfrequente Hämmerverfahren“ [5] war daher die Entwicklung eines abgesicherten Bemessungskonzeptes, das in Einklang mit dem Eurocode 3 steht.

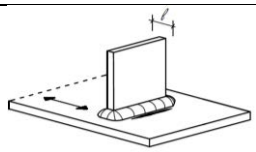
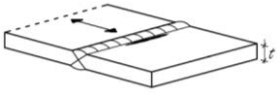
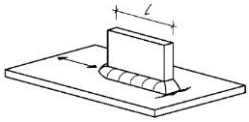
Skizze des Konstruktionsdetails	Symbol für Schweißverbindung	Beschreibung des Kerbdetails entsprechend DIN EN 1993-1-9 [1]
		Unbelastete Quersteife gemäß DIN EN 1993-1-9 Tab. 8.4, Detail 6
		Querbelastete Stumpfnaht gemäß DIN EN 1993-1-9 Tab. 8.3, Detail 5
		Unbelastete Längssteife gemäß DIN EN 1993-1-9 Tab. 8.4, Detail 1

Tabelle 1: Untersuchte Konstruktionsdetails [5] nach DIN EN 1993-1-9 [1]

Anhand einer umfassenden Literaturrecherche zu den in Tab. 1 dargestellten Konstruktionsdetails der unbelasteten Längssteife, der unbelasteten Quersteife und der querbelasteten Stumpfnaht wurden Erkenntnisse und Ergebnisse bereits durchgeführter experimenteller Untersuchungen gesammelt und in eine Datenbank überführt. Die Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit von HFH-nachbehandelten Konstruktionsdetails konnten dadurch erfasst werden. Forschungsbedarf hinsichtlich wesentlicher Einflussfaktoren wurde herausgearbeitet und konnte anschließend im Forschungsprojekt durch gezielte experimentelle Untersuchungen am Konstruktionsdetail der unbelasteten Quersteife geklärt werden. Anhand von numerischen Untersuchungen wurden weitere geometrische Parameter, die durch die experimentellen Untersuchungen nicht abgedeckt werden konnten, herausgearbeitet und abschließend wurden existierende Bemessungsansätze mit den im Projekt als wesentlich eingestuften Parametern verglichen. Damit konnte bisher ungenutztes Potential ermittelt und Optimierungsmöglichkeiten aufgezeigt werden, die zu einer Verbesserung bisheriger Bemessungsvorschläge hinsichtlich Anwenderfreundlichkeit und Sicherheit führen.

Die neu entwickelte DASt-Richtlinie 026 [4] baut auf dem Nennspannungskonzept nach DIN EN 1993-1-9 [1] auf. Klare Anwendungsgrenzen und Randbedingungen werden definiert und unterschiedliche Einflussfaktoren und Beanspruchungen berücksichtigt. Durch die Verwendung von Bemessungstabellen wird durch die DASt-Richtlinie 026 eine anwenderfreundliche und praxisorientierte Bemessung gewährleistet.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Allgemeines

Zu relevanten Parametern, zu denen es bisher keine fundierten Untersuchungen gab, wurde ein umfassendes Versuchsprogramm am Konstruktionsdetail der unbelasteten Quersteife nach DIN EN 1993-1-9 [1], Tabelle 8.4 abgeleitet. Es wurden 24 Trägerversuche an der MPA Stuttgart und 110 Kleinprüfkörperversuche am KIT Karlsruhe an Probekörpern aus dem baupraktisch relevanten Werkstoff S355 mit einer Blechdicke von t = 12 mm durchgeführt, um vergleichbare Ergebnisse mit bisher durchgeführten Untersuchungen zu erzielen. Nach Durchführung der Versuche wurden die Ergebnisse auf Grundlage einer statistischen Auswertung mithilfe linearer Regression ausgewertet. Die zu prüfenden Parameter des Versuchsprogramms waren der Bauteileinfluss, der Mittelspannungseinfluss unter Wechselbeanspruchung (R = -1,0) sowie Einflüsse durch Überlasten in Form von mehrstufigen Beanspruchungen.

In den letzten zehn Jahren haben sich in Deutschland vor allem zwei HFH-Verfahren etabliert: die PIT-Technik (Pneumatic Impact Treatment), die aus der Ultrasonic Impact Treatment (UIT) Technik von der PITEC Deutschland GmbH weiterentwickelt wurde, und das mit Druckluft arbeitende HiFIT-Verfahren (High Frequency Impact Treatment) von der Dynatec Gesellschaft für CAE und Dynamik mbH. Diese beiden Verfahren werden in Deutschland am häufigsten verwendet und wurden für die einzelnen Versuchsserien angewendet.

2.2 Trägerversuche zum Mittelspannungseinfluss [5]

Die Wechselbeanspruchung (R = -1,0) der Trägerversuche mit unbelasteter Quersteife in Feldmitte wurde mit Hilfe von Resonanzerregern realisiert. Diese Art der Versuchsdurchführung bietet Vorteile hinsichtlich der Versuchsdauer und des verhältnismäßig einfachen Versuchsaufbaus, siehe Abb. 4. Die gewünschte Biegelinie wurde durch externe Resonanzerreger in Form von Schalungsrüttlern an den Flanschenden erzeugt. Die Definition des Versagenskriteriums wurde auf ca. 100 mm Risslänge festgelegt. Der Riss konnte aufgrund der hohen Frequenz von 33 bis 35 Hz nur unter Einsatz eines Stroboskoplichts sichtbar gemacht werden.

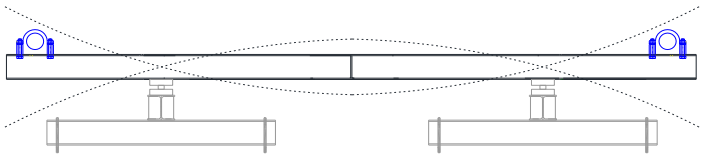


Abbildung 4:
Versuchsaufbau mit Verformungslinie infolge Resonanzanregung durch Schalungsrüttler [5]

Die Rissinitiierung wurde über begleitende DMS-Messungen festgestellt und für die Dokumentation wurden die externen Resonanzerreger gestoppt. Ein typischer Anriss der Schweißnaht, die den unteren Flansch mit der Quersteife verbindet, ist in Abb. 5 zusammen mit den einzelnen Versuchsergebnissen im Wöhlerdiagramm zu sehen. Die Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit durch die HFH-Behandlung im Vergleich zu den im Schweißzustand belassenen Versuchskörpern ist deutlich erkennbar.

Zum Vergleich sind die Wöhlerlinien für die Quersteife mit Kerbfall 80 und für das Grundmaterial mit Kerbfall 160, das zugleich die höchste Kerbfallkategorie nach DIN EN 1993-1-9 [1] ist, gegenübergestellt. Der Einfluss einer HFH-Nachbehandlung auf die Versuchsergebnisse ist deutlich erkennbar und das Potential dieser Verfahren zur Ermüdungsfestigkeitssteigerung wird anhand von Abb. 5 bestätigt.

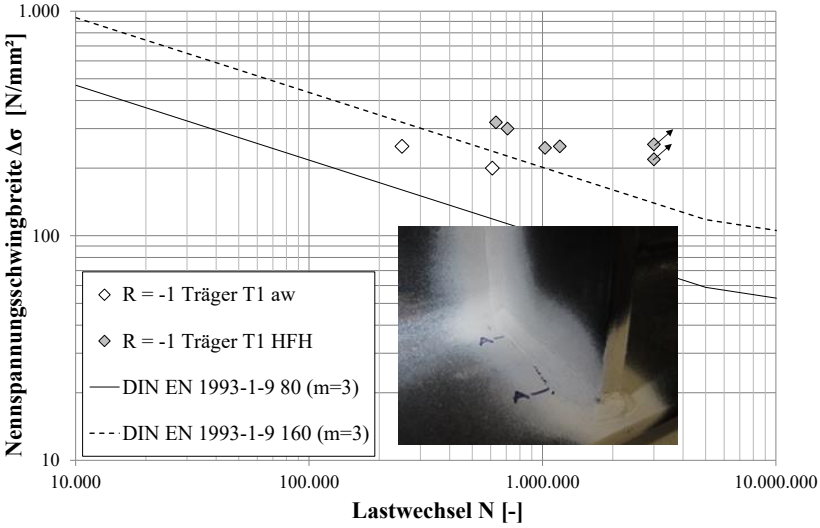


Abbildung 5:
Versuchsergebnisse der Trägerserie T1 in Abhängigkeit des Nachbehandlungszustands und typischer Anriss am Schweißnahtübergang der Quersteife [5]

2.3 Kleinprüfkörperversuche zum Einfluss von Überlasten [5]

Da es während der Nutzungsdauer eines Bauteils zu Überlastsituationen kommen kann, wurde der Einfluss mehrstufiger Beanspruchungen an zwei Versuchsserien mit Quersteifen untersucht, indem vor dem eigentlichen Ermüdungsversuch zugschwellende (M1) und druckschwellende (M2) Überlasten aufgebracht wurden. Dadurch konnten in erster Linie Anwendungsgrenzen für das zu entwickelnde Bemessungskonzept definiert werden. Die Ermüdungsversuche wurden bei Auftreten eines erkennbaren Anrisses gestoppt und als Abbruchkriterium wurde eine maximale definierte Maschinenwegzunahme sowie eine definierte Frequenzänderung festgelegt.

Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurde im ersten Schritt ein Belastungsblock von 100 Schwingspielen mit einer Beanspruchung, die 90 % der oberen Streckgrenze R_{eH} des Grundwerkstoffs entspricht, aufgebracht. Im zweiten Schritt wurden die Ermüdungsversuche bei einem Spannungsverhältnis von R = 0,1 durchgeführt. Dabei erreichte die HFH-behandelte Quersteife eine Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_C$ = 116,8 N/mm². Wie auch bei den Trägerversuchen zum Mittelspannungseinfluss gezeigt werden konnte, liegen auch hier die Ergebnisse der HFH-behandelten Quersteifen deutlich über den Versuchsergebnissen im Zustand „wie geschweißt“. Gegenüber dem Kerbfall 80 nach DIN EN 1993-1-9 [1] stellt sich trotz vorheriger Überlasten eine Ermüdungsfestigkeitssteigerung von 46 % ein.

In Abb. 6 sind die Ergebnisse HFH-behandelter Quersteifen mit den vor Versuchsbeginn aufgebrachten Zugüberlasten zusammen mit der Wöhlerlinie der HFH-behandelten Referenzprüfkörper ohne Überlasten dargestellt. Dabei wird ersichtlich, dass HFH-behandelte Quersteifen mit Zugüberlasten (quadratische Symbole) mit Ausnahme von zwei Datenpunkten im Bereich des Streubands einstufig beanspruchter HFH-behandelter Referenzversuche (kreuzförmige Symbole) liegen. In den Untersuchungen der Serien mit druckschwellenden Überlasten (M2) konnte ein vergleichbarer Einfluss für HFH-behandelte Quersteifen festgestellt werden, wobei eine um 7 % geringere Ermüdungsfestigkeit erreicht wurde.

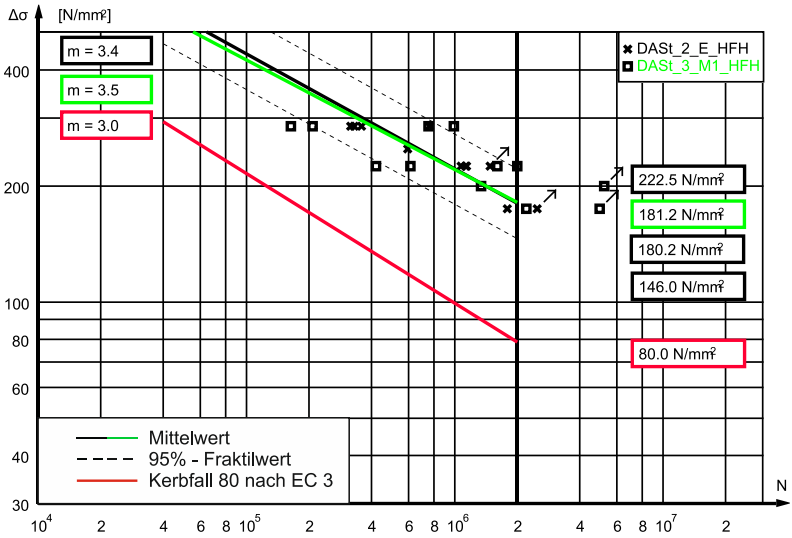


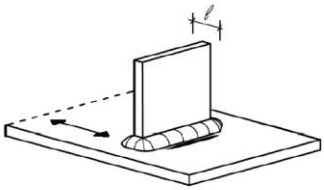
Abbildung 6:
Versuchsergebnisse der Kleinprüfkörperserien zum Einfluss von Zug-Überlasten (M1) und einstufig beanspruchten (E) HFH-nachbehandelten Quersteifen (Referenzversuche) [6]

3 Entwicklung eines Bemessungskonzeptes

Durch die statistische Auswertung experimenteller Ergebnisse aus nationalen und internationalen Forschungsprojekten konnte für die Konstruktionsdetails der unbelasteten Quersteife, dem querbelasteten Stumpfstoß und der unbelasteten Längssteife eine mittelspannungs- und werkstoffgrenzenabhängige Ermüdungsfestigkeit ermittelt werden. Die verbesserten Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\sigma_{C,HFH}$ wurden statistisch anhand einer festgelegten Wöhlerlinienneigung von $m_{HFH} = 5$, die sich auf Basis der durchgeführten Untersuchungen als zutreffend erwies, bestimmt. Diese wurden in Tabellenform in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis R und der Werkstoffstreckgrenze $f_{y,nom}$ dargestellt, siehe Abb. 7. Entsprechend der Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [1] wurden die statistisch ermittelten Ermüdungsfestigkeiten auf der sicheren Seite liegend in den jeweils unmittelbar darunter liegenden Kerbfall eingeordnet. Ermittelte Ermüdungsfestigkeiten, die über dem Kerbfall 160 des Grundwerkstoffs lagen, wurden konservativ auf den Kerbfall 160 beschränkt, da eine größere Ermüdungsfestigkeit als der Grundwerkstoff nicht sinnvoll ausnutzbar ist.

Da nicht für alle Felder der sich ergebenden Festigkeitsmatrix ausreichend Ermüdungsfestigkeitswerte aus experimentellen Untersuchungen vorlagen, wurden in einigen Fällen keine verbesserten Ermüdungsfestigkeiten angegeben. Im Falle abweichender Spannungsverhältnisse R darf die verbesserte Ermüdungsfestigkeit linear interpoliert werden.

In der DASt-Richtlinie 026 [7] muss für jeden Anwendungsfall stets geprüft werden, ob die Mindestlastspielzahl beim zu bemessenden Bauteil erreicht wird. Sollte die Mindestlastwechselzahl nicht erreicht werden, kann keine rechnerisch ansetzbare Ermüdungsfestigkeitssteigerung durch eine HFH-Behandlung berücksichtigt werden. Die Mindestlastspielzahl wird unter den jeweiligen Konstruktionsdetails in der DASt-Richtlinie [7] als rechnerischer Wert des Einstufenkollektivs in tabellarischer Form angegeben. Die in der DASt-Richtlinie angegebenen verbesserten Ermüdungsfestigkeitswerte gelten nur für die qualifizierten HFH-Verfahren UIT, PIT und HiFIT. Grund ist, dass diese den ausgewerteten Versuchsergebnissen zugrunde liegen und deren Wirkungsweise und Effektivität vergleichbar sind. Zudem wurden Qualitätssicherungsaspekte für die Verfahren HiFIT und PIT in weiteren Forschungsprojekten bereits untersucht.



Stahlgüte S nach DIN EN 10025	Durch qualifizierte HFH-Verfahren verbesserte Ermüdungsfestigkeit für das Nennspannungskonzept $\Delta\sigma_{C,HFH}$ [N/mm²] 1), 3), 4)		
	Spannungsverhältnis R [-] 2)		
	-1,0	0,1	0,5
S235 ≤ S < S355	100	100	80
S355 ≤ S < S550	160	140	90
S550 ≤ S ≤ S700	160	160	125

Abbildung 7:
Auszug aus der DASt-Richtlinie [7] für das Detail der unbelasteten Quersteife

4 Zusammenfassung

Nachdem auf nationaler und internationaler Ebene in den letzten Jahren zahlreiche Untersuchungen zur erhöhenden Wirkung der HFH-Verfahren für die Ermüdungsfestigkeit bestimmter Kerbdetails durchgeführt wurden, wurde mit Veröffentlichung der DASt-Richtlinie 026 [7], die die Ermüdungsbemessung nachbehandelter Schweißnähte regelt, die Grundlage für eine Berücksichtigung der Wirkung auch in der Bemessung im bauaufsichtlichen Bereich geschaffen. Die Kerbfalleinordnung HFH-nachbehandelter Details erfolgt in Abhängigkeit von der Streckgrenze und dem Spannungsverhältnis. Die zunehmende Effektivität dieser Verfahren mit steigender Werkstoffstreckgrenze und das sich daraus ergebende Potential höherfester Stähle werden mit diesem Bemessungsansatz berücksichtigt. Infolgedessen ergeben sich neue Einsatzgebiete für höherfeste Stähle.

Da die DASt-Richtlinie 026 [7] aufbauend auf DIN EN 1993-1-9 [1] konzeptioniert wurde, besteht die Möglichkeit, diese in die neue Generation des Eurocodes zu integrieren. Ein entsprechender Antrag wurde von beiden Forschungseinrichtungen an das zuständige europäische Gremium gestellt.

Danksagung

Das IGF-Vorhaben „Entwicklung einer DASt-Richtlinie für Höherfrequente Hämmerverfahren“ der Forschungsvereinigung Deutscher Ausschuss für Stahlbau e.V. (DASt) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert. Hierfür bedanken sich die Forschungsstellen. Ein weiterer Dank gilt den Teilnehmern des projektbegleitenden Ausschusses für die Diskussionen und Unterstützung. Die Forschungsstellen wurden durch die Firmen PITEC Deutschland GmbH und Dynatec Gesellschaft für CAE und Dynamik mbH in Form von Dienstleistungen und Beratungsleistungen unterstützt und ein Großteil der Versuchskörperfertigung wurde durch die Firma SEH Engineering GmbH übernommen. Speziell diesen Firmen gilt ein besonderer Dank für ihre Unterstützung sowie der MPA Universität Stuttgart und dem Labor KIT Karlsruhe.

Literatur

[1] DIN EN 1993-1-9: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung mit Nationalem Anhang DIN EN 1993-1-9/NA, 2010

[2] HABRAKEN, A.M.; DUCHÊNE, L.; BOUFFIOUX, C.; KUHLMANN, U.; ZIZZA, A.; BREUNIG, S.; POUROSTAD, V.; DA SILVA, L. ET AL. Optimal Use of High Strength Steel Grades within Bridges – OptiBri. RFCS-Project, RFSR-CT-2014-00026, Schlussbericht, 2018

[3] KUHLMANN, U.; BERGMANN, J.; DÜRR, A.; THUMSER, R. Effizienter Stahlbau aus höherfesten Stählen unter Ermüdungsbeanspruchung. AiF-Vorhaben Nr. 13866, P 620, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. FOSTA, 2006

[4] UMMENHOFER, T.; HERION, S.; HRABOWSKI, J.; RACK, S.; WEICH, I.; TELLJOHANN, G.; DANNEMEYER, S. ET AL. Lebensdauerverlängerung neuer und bestehender geschweißter Stahlkonstruktionen. REFRESH-Projekt, Schlussbericht Projekt P702, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. FOSTA, 2009

[5] KUHLMANN, U.; BREUNIG, S.; UMMENHOFER, T.; WEIDNER, P. Entwicklung einer DASt-Richtlinie für höherfrequente Hämmerverfahren. DASt-AiF Schlussbericht, IGF-Nr. 17886, 2018

[6] KUHLMANN, U.; BREUNIG, S.; UMMENHOFER, T.; WEIDNER, P. Entwicklung einer DASt-Richtlinie für höherfrequente Hämmerverfahren. Stahlbau 87, Heft 10, S. 967-983, 2018

[7] DASt-Richtlinie 026. Ermüdungsbemessung bei Anwendung höherfrequenter Hämmerverfahren. Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, 2019

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Montagevarianten von Stahl- und Verbundbrücken und deren Auswirkungen auf die Ausführungsplanung und -statik

Johannes Eitelberger, Günther Dorrer

MCE GmbH, Linz, Österreich

Zusammenfassung: Der Bau von Brücken ist der Bau von Prototypen. Auch wenn Normen und Regeldetails zumindest bei einfachen Brücken zu teils ähnlichen Konstruktionen führen, spätestens bei der Montage gleicht beinahe keine Brücke der anderen. Die unterschiedlichsten Aspekte müssen berücksichtigt und eine umsetzbare und gleichzeitig wirtschaftliche Lösung gefunden werden. Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über mögliche zu berücksichtigende Randbedingungen und den daraus resultierenden Lösungen. Abschließend wird kurz auf das Verhältnis zwischen Bauherrn, Planer und ausführenden Firmen eingegangen.

1 Die Randbedingungen für ein Brückenprojekt

Bei der Planung und anschließenden Ausführung eines Brückenprojekts gibt es eine Vielzahl von Randbedingungen. Diese kann man verschiedenen Sphären zuordnen. Manche Randbedingungen können sich auch widersprechen, in solchen Fällen ist die Planung gefordert einen entsprechenden Ausgleich bzw. Kompromiss zu entwickeln.

1.1 Allgemeine Vorgaben

Unabhängig vom konkreten Projekt gibt es allgemeine Randbedingungen. Gesetze, Richtlinien, Normen, Richtzeichnungen und diverse weitere Regelwerke definieren einen ersten Rahmen, in dem sich die Planung und Errichtung eines Brückentragwerks zu bewegen hat.

1.2 Örtliche Randbedingungen

Wie bereits eingangs erwähnt gleicht beinahe kein Brückenprojekt dem anderen – Ursache dafür sind die vor Ort vorgefundenen Verhältnisse. Zuallererst sind die zu überbrückenden Hindernisse zu berücksichtigen, die Lage der Baustelle gefolgt von Baugrundverhältnissen

und etwaigen benachbarten Tragwerken und/oder Objekten. Das vorherrschende Klima hat einen Einfluss auf die Materialwahl und etwaige Korrosionsschutzmaßnahmen, auch eine etwaige Erdbebengefahr beeinflusst die Planung des Brückentragwerks.

Auch das Bauverfahren hängt wesentlich von der örtlichen Lage der Baumaßnahme ab. Vor Ort geht es primär um die Größe und Zugänglichkeit des verfügbaren Baufelds (für Kräne, Baumaschinen und Transporte), vorhandene Leitungstrassen (ober- und unterirdisch), die Baustellenversorgung (mit Strom und Wasser) sowie etwaigen Naturschutz-Auflagen. Vorhandene und zu überbrückende Verkehrswege (Bahntrassen, Straßen und Wasserstraßen) bedingen üblicherweise zeitlich begrenzte Sperren oder temporäre Verkehrsführungen. Zusätzlich stellen diese eine potentielle Gefahrenquelle während der Herstellung des Brückentragwerkes dar. Die klimatischen Verhältnisse haben natürlich ebenfalls einen großen Einfluss auf die Herstellung und somit auch auf die Terminplanung.

Im weiterem Umfeld des Projekts ist die Anbindung an die öffentlichen Verkehrswege für den Antransport von Geräten und Bauteilen wichtig, dies kann zum Beispiel Einfluss auf die maximal transportierbaren Bauteilabmessungen haben. Wesentlich ist natürlich auch noch die lokale Verfügbarkeit von Montage-Equipment und qualifiziertem Montagepersonal – für die Montage einer Brücke in Mitteleuropa wird man in der Regel andere Technologie einsetzen als zum Beispiel in Afrika oder Südostasien.

1.3 Vorgaben des Bauherrn

Für investitionsintensive Bauvorhaben wie Brücken gibt es stets ein genaues und bedarfsorientiertes Anforderungsprofil durch den Bauherrn. Die Art der Brücke (Fußgänger-, Straßen-, Eisenbahn-, Leitungsbrücke oder eine Kombination daraus) ist zu definieren, inklusive den dafür erforderlichen Lastangaben und Lichtraumprofilen. Die Gradiente des Tragwerks ergibt sich üblicherweise aus der Trassenführung der angrenzenden Infrastruktur.

Im Endeffekt geht es auch im Brückenbau um Zeit und Geld: Das für den Bau vorhandene Budget muss klar sein, ebenso die Terminschiene mit Start-, End- und ggf. erforderlichen Zwischenterminen. Vor allem im urbanen Bereich ist zusätzlich auch ein etwaiger architektonischer Anspruch abzuklären.

1.4 Herstellerbezogene Randbedingungen

Schlussendlich muss ein Brückenprojekt auch umgesetzt werden, dieser Prozess wird sich je nach Vertragskonstellation, Planer und ausführendem Unternehmen mehr oder weniger unterscheiden. Die Verfügbarkeit von (Spezial-)Equipment ist dabei ein wesentlicher Punkt, seien es vorhandene Hubkapazitäten, sonstige Baumaschinen und -geräte sowie Arbeits- und Traggerüste. Bei Gewerken mit weitestgehender Vorfertigung wie dem Stahlbau kommen die Kapazitäten der Werksfertigung hinzu – Krankapazitäten und vorhandene Hallenabmessungen haben einen direkten Einfluss auf maximale Bauteilgrößen und -gewichte.

Neben diesen „harten“ Fakten spielen natürlich auch die Erfahrungen mit Fertigungs- und Montagevarianten eine wichtige Rolle. Die Themen Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz sind zwar durch gesetzliche Vorgaben geregelt, deren konkrete Umsetzung bzw. Einhaltung obliegt aber dem Hersteller. Besonders dieser Punkt wird laufend wichtiger und ist – vor allem bei unzureichender Planung – mit immer höheren Kosten verbunden.

2 Wahl der Montage und deren Planung

Im Zuge der Planung soll nun ein konkretes Brückenprojekt inklusive Montagemethode entwickelt werden, welche die im vorhergehenden Abschnitt exemplarisch angeführten Randbedingungen möglichst vollständig einhält und berücksichtigt.

„Die“ Lösung gibt es dabei nicht – das macht die Planung von Brückenbauten schwierig aber gleichzeitig auch herausfordernd und spannend. Je nach hausintern vorhandener Kompetenz wird sich der Bauherr im Planungsprozess mehr oder weniger Unterstützung durch externe Planungsbüros und Fachfirmen holen.

Wo hat nun die Montagemethode Einfluss auf die Tragwerksplanung? Ganz allgemein müssen sämtliche Bauzustände – das sind jene Zustände des Tragwerks, in denen das statische System von dem des Endzustands abweicht – im Zuge der Ausführungsplanung nachgewiesen werden. Mit Ausnahme von sehr kleinen Tragwerken, die in einem Stück gefertigt und montiert werden können, trifft dies somit auf sämtliche Brückentragwerke zu. Um einen Bauzustand nachweisen zu können, muss dieser in allen Details bekannt sein – ohne das Know-How der ausführenden Firma ist dies de fakto unmöglich.

In den folgenden Abschnitten ist – separat für die gängigsten Verfahren – zusammengefasst, welche wesentlichen Punkte bei der Konzeption einer Montagemethode berücksichtigt und in der Statik entsprechend erfasst werden müssen.

2.1 Generell

Montagezustände haben im Gegensatz zum rechnerischen Endzustand die Eigenheit, dass sie tatsächlich und zu 100 % auftreten. Demzufolge ist besondere Sorgfalt beim Nachweis geboten, im Zweifelsfall ist konservativen Annahmen der Vorzug zu geben. Die Berücksichtigung der folgenden Punkte sei unabhängig von der konkreten Montagevariante jedem Planer ans Herz gelegt:

- Jeder Montageschritt sollte möglichst statisch bestimmt sein, um während der Montage jederzeit zu wissen wo welche Kraft bzw. Verformung auftritt. Die Lagerung hat möglichst zwängungsfrei zu erfolgen, um Bauteile ausrichten zu können und Temperaturdehnungen frei zuzulassen. Dennoch muss das (Teil-) Tragwerk in jedem Montageschritt eindeutig gelagert sein.

- Die globalen und lokalen Stabilitätsnachweise (Knicken, Beulen, Kippen, Gleiten) während den Montagezuständen dürfen nicht vergessen werden. Dabei ist zu beachten, dass die Versagensmodi völlig andere als im Endzustand sein können (z.B. durch noch fehlende Verbände).

- Die Montage eines Tragwerks wird erst durch weitestmögliche Verwendung von vorhandenen Geräten und Systembauteilen wirtschaftlich (Kräne, Pressen, Litzenheber, Stützen, Verbände, Auflagerteile, Verschubeinrichtungen, Vorbauschnäbel, etc.) – eine Abstimmung mit den ausführenden Firmen ist unabdingbar.

- Jedes Tragwerk hat Toleranzen (Stahl- und Betonbautoleranzen, Setzungen, Seillängen, Bedienungsgenauigkeiten etc.). Diese sind statisch zu berücksichtigen, über normative Regelungen hinausgehenden einzuhaltenden Limits sind anzugeben.

- Verformungslinien (Verschiebungen und Verdrehungen) sind für jeden Montagezustand anzugeben, um Kontrollmessungen zu ermöglichen. Gleiches gilt für Auflagerkräfte nach jeglicher Änderung des statischen Systems.
- Nicht nur der Einbau von Hilfskonstruktionen ist nachzuweisen, sondern auch deren Ausbau (Reihenfolge, Umlagerung von Kräften etc.).

2.2 Montage in Endlage, Vormontage auf Hilfsunterstellungen

Auch wenn diese Art der Montage (vgl. Abb. 1 – Kranmontage auf Hilfsstützen) zu den einfacheren Verfahren zählt, gibt es einige Anforderungen an die Tragwerksstatik bzw. statische Ergebnisse, die für die Montageplanung benötigt werden:

- Die Überhöhungslinien bei Stahlbauteilen bzw. die Lehrgerüstüberhöhung bei Betonbauten, gegebenenfalls auch unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Hilfsunterstellungen. Diese müssen somit vorab mit der ausführenden Firma kommuniziert und abgestimmt werden.
- Die Betonierabschnitte und –reihenfolge.
- Die Auflagerlasten in temporären Lagerpunkten
- Nachweise der Lasteinleitung bei temporären Lagerpunkten

Abbildung 1: Kranmontage auf Hilfsstüzen, Kin Chaung Bridge, Myanmar, 2019 (Foto: MCE)

2.3 Kranmontage, Hochziehen / Ablassen mit Litzenhebern

Die Planung der Anschlagpunkte (z.B. Hebelaschen) ist Teil der Montageplanung, die Lasteinleitung in das Bauteil (ggf. mit lokalen Verstärkungen) ist aber Sache der Ausführungsplanung. Besonders bei schweren und/oder dünnwandigen Bauteilen können zusätzliche Nachweise des Bauteils selbst (inklusive Stabilität!) erforderlich werden.

2.4 Einfahren / Einschwimmen / Querverschub / Eindrehen

In vielen Fällen werden Brückentragwerke vormontiert und erst anschließend in einem Stück oder als Großbauelement mit verschiedenstem Equipment in deren Endlage gebracht (vgl. Abb. 2). Allen Methoden gemeinsam ist üblicherweise die vom Endzustand abweichende Lagerung des Tragwerks, das bedingt die folgenden Punkte im Zuge der Tragwerksplanung:

- ∂ Festlegen und Nachweis der temporären Lagerung während dem Einfahren / Einschwimmen / Querverschub / Eindrehen gemeinsam mit der ausführenden Firma. Sollte die temporäre Lagerung für das Tragwerk bemessungsrelevant sein, ist dies ein iterativer Vorgang im Zuge dessen die Kosten für eventuell notwendige Tragwerksverstärkungen gegen jene der verschiedenen Transportmethoden gegeneinander abgewogen werden müssen.
- ∂ Nach Festlegung der temporären Lagerpunkte ist die jeweilige lokale Lasteinleitung nachzuweisen sowie die entsprechende Auflagerlast anzugeben.
- ∂ In manchen Fällen macht es Sinn, für den temporären Lagerungsfall externe Hilfskonstruktionen einzubauen (z.B. Hängeraussteifungen bzw. Hilfsverbände). Auch hier sollten aus wirtschaftlichen Gründen primär standardisierte Systembauteile zur Anwendung kommen, eine Abstimmung mit der ausführenden Firma ist deswegen unabdingbar.

Abbildung 2: Einfahren bzw. Einschwimmen eines Tragwerks mittels SPMT und Pontons, Mainbrücke Gemünden, Deutschland, 2018 (Foto: MCE)

2.5 Freivorbau

In manchen Fällen kann ein Freivorbau die sinnvollste Montagevariante sein. In diesem Fall ist eine intensive Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplaner und ausführender Firma vorab und während der der Montage erforderlich, da z.B. die Verformungen einer Phase die

Einstellwerte für die folgenden Phasen beeinflussen können. Konkret sind die folgenden Punkte in der Tragwerksplanung zu behandeln:

- Nachweise jeder einzelnen Anbauphase
- Angabe von Kräften und/oder Verformungen in den einzelnen Montageschritten wie zum Beispiel für das Vorspannen von Spanngliedern (seien es Spannlitzen im Betonbau oder zum Beispiel vollverschlossene Seile einer Schrägseilbrücke)
- Berücksichtigen des Platzbedarfs für das Spannequipment, dieser kann herstellerabhängig höchst unterschiedlich sein.

2.6 Längsverschub / Lanzieren

Langgezogene Tragwerke, die im Grund- und Aufriss einen (möglichst) konstanten Radius sowie eine kontinuierliche Unterkante aufweisen, können auch mittels Längsverschub bzw. sogenanntem Lanzieren in deren Endlage gebracht werden (siehe z.B. Abb. 3).

Abbildung 3: Lanzieren zweier paralleler, im Bogen verlaufender Tragwerke mit Vorbauschnäbeln, Ramp Bridges NS14 Stockholm, Schweden, 2014 (Foto: MCE)

Beim Lanzieren beeinflussen viele Faktoren die Wirtschaftlichkeit der Gesamtbaumaßnahme, sei es die Anzahl eventuell erforderlicher Hilfsjoche, die Länge eines Vorbauschnabels oder auch die Optimierung des Taktkellers. Demzufolge ist auch bei dieser Montagemethode eine frühe Einbindung der ausführenden Firma zwingend um zu einem sinnvollen Ergebnis zu kommen:

- Zuallererst ist zu prüfen, ob die Tragwerksgeometrie überhaupt ein Lanzieren zulässt: Im Grund- und Aufriss muss das Tragwerk einen konstanten Radius aufweisen (oder als Grenzfall $r = \infty$). Die Unterkante des Tragwerks muss stetig durchlaufen. Des Weiteren müssen zwei ausreichend dimensionierte Stege

vorhanden sein, um die Lasteinleitung in das Tragwerk an jeder Stelle zu gewährleisten.

- Dann werden gemeinsam die Lage der Lanzierachsen und anschließend die Verschubphasen festgelegt. Ziel dabei sollte eine Art „Regeltakt“ sein, um ein kontinuierliches Arbeiten im Taktkeller zu ermöglichen.
- Falls ein Vorbauschnabel zum Einsatz kommt, ist dessen Konstruktion bzw. Geometrie ebenfalls gemeinsam mit der ausführenden Firma festzulegen (ggf. gibt es hier verwendbare Systembauteile).
- Die Nachweise der einzelnen Verschubzustände sind zum Beispiel in 1-m-Schritten zu führen, inklusive Mitmodellierung des Vorbauschnabels. Die Ergebnisse der Berechnung sind so zu dokumentieren, dass die Annahmen in der Tragwerksstatik während der Ausführung laufend überprüft werden können (z.B. der Zeitpunkt des Auflaufens des Vorbauschnabels auf die nächste Wippe).
- Gemeinsames Festlegen ggf. erforderlicher Tragwerksverstärkungen
- Angabe der Lasten (längs und quer) auf die Verschubachsen in jedem Schritt
- Bei schussweisem Anbau Ermittlung der jeweiligen Anbaugeometrie

2.7 Sanierung / Ersatzneubau

Der Vollständigkeit halber sei auch die Sanierung bzw. der Ersatzneubau von Brückentragwerken erwähnt. Gerade bei derartigen Projekten sind wirtschaftliche Lösungen nur im Zusammenspiel zwischen Bauherr, Planer und ausführender Firma möglich. Teils ist es zum Beispiel möglich, das Bestandstragwerk auch für die Montage des Neubaus zu nutzen (vgl. Abb. 4). In solchen Fällen ist dann auch der Bestand statisch zu untersuchen.

Abbildung 4: Nutzung des Bestandtragwerks als Traggerüst für den Längsverschub des neuen Tragwerks, Ennsbrücke Ardning, Österreich, 2016 (Foto: MCE)

3 Exkurs: Verhältnis Bauherr – Planer – ausführende Firma

Wie im vorhergehenden Abschnitt dargelegt, entsteht ein wirtschaftliches bzw. baubares Projekt erst in Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Planer und ausführender Firmen – je detaillierter die Planung wird, umso wichtiger wird die Kooperation aller Projektbeteiligten.

Einen Überblick, welche Planungsschritte bei jedem Projekt erforderlich sind, gibt in Deutschland die HOAI [1]. Diese führt für das Leistungsbild „Tragwerksplanung“ neun verschiedene, in Ihrer Detaillierung aufeinander aufbauende Leistungsphasen (LPH) auf. Spätestens in der Ausführungsplanung (LPH 5) müssen sämtliche herstellerbezogenen Randbedingungen bekannt sein, um die Konstruktion und deren Montage im Detail durchplanen zu können.

Neben der HOAI taucht der Begriff „Ausführungsplanung“ auch in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Ingenieurbauten (ZTV-ING) [2] auf (konkret im Teil 1 Abschnitt 2 unter Punkt 2). Aus Sichtweise der ZTV-ING werden die Ausführungsunterlagen durch den Auftragnehmer (also die ausführende Firma) bearbeitet.

In den vergangenen Jahren wurde es jedoch immer mehr üblich, dass die Ausführungsplanung bereits vorab ohne Einbindung der ausführenden Firmen erstellt wird. Aus Bauherrensicht mag die höhere Massensicherheit bei der Ausschreibung dafürsprechen, ein weiterer Grund wird jedoch auch sein, dass die HOAI die LPH 5 mit 40 % der Planungskosten bewertet – ein gewichtiges Argument für Planungsbüros, dem Bauherrn neben dem Entwurf auch gleich die Ausführungsplanung mitzuliefern.

Aus Gesamtprojektsicht ist diese Vorgangsweise jedoch kontraproduktiv. Einerseits nimmt sich der Bauherr die Chance, auf das Know-How der ausführenden Firmen in punkto Montage und Konstruktion zurückzugreifen. Andererseits führt eine derartige Konstellation in der Projektabwicklung zu vermehrten Diskussionen über Schnittstellen, Details der Ausführung und auch den Inhalt der Ausführungsplanung (der im vorliegenden Artikel grob umrissen wird) – Einwände der ausführenden Firmen führen immer zu Abwehrreaktionen des Planers, der ja seine Planung bereits abgeschlossen hat.

Manche Vertragswerke (oft aufgestellt durch das Ingenieurbüro, das gleichzeitig auch die Ausführungsplanung erstellt) versuchen zusätzlich die Verantwortung für die vorab erstellte Ausführungsplanung an die ausführenden Firmen abzuschieben. Dass derartige Verträge der konstruktiven Zusammenarbeit aller Beteiligten nicht förderlich sind liegt auf der Hand.

Zum Abschluss sei deshalb an alle Auftraggeber appelliert, die Ausführungsplanung bei den ausführenden Firmen zu belassen oder diesen zumindest eine vertraglich gesicherte Mitsprache bei der Planung zu geben.

Literatur

[1] Verordnung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen (HOAI). In: BGBl. Jahrgang 2013 Teil I Nr. 37 S. 2276

[2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Ausgabe 2019/04. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

3D-FEM oder Stabstatik? – Statische Berechnung von Großbrücken im Zeitalter von BIM und Künstlicher Intelligenz

Jörg Frickel

Ingenieurbüro Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB

Zusammenfassung: Der Beitrag befasst sich mit der Fragestellung, ob statische Berechnungen von Großbrücken im Zeitalter von BIM und Künstlicher Intelligenz nicht zwangsläufig als 3D-Scheiben-Platten-Modellierungen nach der Finiten-Element-Methode (FEM) den Standard definieren sollten bzw. inwieweit eine Berechnung mit Stabstatik noch state-of-the-art ist. Es wird auf die Praktikabilität der Modellierungen eingegangen und ein Ausblick aus der Sicht von Planer und Prüfingenieur sowie ausführender Firma und Bauherr gegeben.

1 Einleitung

In der Baupraxis werden statische Berechnungen von Großbrücken im Stahl- und Verbundbrückenbau i.d.R. als räumliche Stabtragwerke berechnet, obwohl es heutzutage eine Vielzahl leistungsfähiger FEM-Programmsysteme gibt und die Computer-Hardware i.Allg. eine ausreichend schnelle Bearbeitung erlaubt.

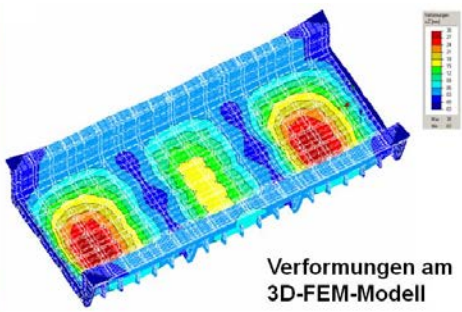


Abbildung 1: Kanalüberführung des Dortmund-Ems-Kanals über die Lippe bei Datteln (KÜ Lippe)

Aktuell stellt sich aufgrund der in den Brückenbau Einzug haltenden BIM-Methodik die Frage, ob diese evtl. zu einer anderen Bearbeitungsweise führen kann bzw. inwieweit dies möglich und sinnvoll ist. Infolge eines entsprechenden 3D-BIM-Modells läge es Nahe, dieses weitestgehend auch für das Modell der Tragwerksberechnung zu übernehmen.

Die Modellierung von Großbrücken mittels ebener Scheiben-Platten-Elemente oder auch mittels Volumenelementen nach der FEM bleibt dabei bislang auf einige Sonderfälle bzw. Sub-Strukturen/Bauteilen, wie z.B. Beton-Fahrbahnplatten von Verbundbrücken oder die Modellierung spezieller Anschlusskonstruktionen (z.B. Verankerungskörper von Brückenseilen), beschränkt. Insofern stellt das in Abb. 1 dargestellte Bauwerk der Kanalüberführung des Dortmund-Ems-Kanals über die Lippe bei Datteln (KÜ Lippe) eine Besonderheit dar. Hier wurde aus Gründen, auf die in diesem Beitrag nicht näher eingegangen werden kann (Hintergründe siehe [1]), eine im Prinzip vollständige Modellierung mittels Scheiben-Platten-Elementen vorgenommen, was infolge der speziellen Randbedingungen sowohl notwendig als auch möglich war, vgl. Abschnitt 4.

2 Tragverhalten

Abb. 2 zeigt zwei typische Tragwerkstypen - Stabbogen und Fachwerk - von stählernen Großbrücken, wie sie bei einer Vielzahl von Überführungen verschiedener Verkehrsträger mit obenliegendem Tragwerk im Stützweitenbereich von ca. 50-150 m zur Ausführung kommen.

Abbildung 2: links: Stabbogenbrücken (EÜ Mainbrücken Wiesen bei Bad Staffelstein)
rechts: Fachwerkbrücke (Überführung der BAB A3 über den Rhein-Herne-Kanal in Oberhausen)

Zum Verständnis, welches Berechnungsmodell sinnvoll für eine baupraktische Bemessung ist, muss zunächst das Tragverhalten der jeweiligen Struktur analysiert werden. Exemplarisch zeigt Abb. 3 dieses für einen Stabbogen unter (in Längsrichtung) halbseitiger Verkehrslast. Äußerlich handelt es sich um einen statisch bestimmten Einfeldträger, innerlich ist das Tragwerk aber statisch unbestimmt. Der an den Bogenfußpunkten biegesteif mit dem Versteifungsträger (VT) verbundene Bogen bildet eine Art Rahmen, wobei Bogen und VT durch die regelmäßig angeordneten Hänger in vertikaler Richtung elastisch miteinander verbunden sind (sogen. Langerscher Balken). Insofern tritt das max. Feldmoment des VT auch nicht unter Volllast in Feldmitte, sondern unter halbseitiger Last ungefähr in den Viertelspunkten auf.

Die Gesamtbeanspruchung wird über ein Zug-Druck-Kräftepaar (Bogen: Druck; VT: Zug) sowie eine Biegebeanspruchung abgetragen. Während die Zugkraft im VT über die Brückenlänge konstant ist, weist der veränderliche Biegemomentenverlauf ein wechselndes Vorzeichen auf (entsprechend gegenläufiger Krümmung der Verformungslinie, vgl. Abb.

3). Dieses wiederum hat Folgen für den Ansatz der mittragenden Breite des VT einschl. mittragendem Fahrbahnquerschnitt und auch der maßgebenden Länge L_Φ, wie sie z.B. für die Bestimmung des dyn. Beiwertes der Verkehrslasten von Eisenbahnbrücken erforderlich ist (Abschnitt 3).

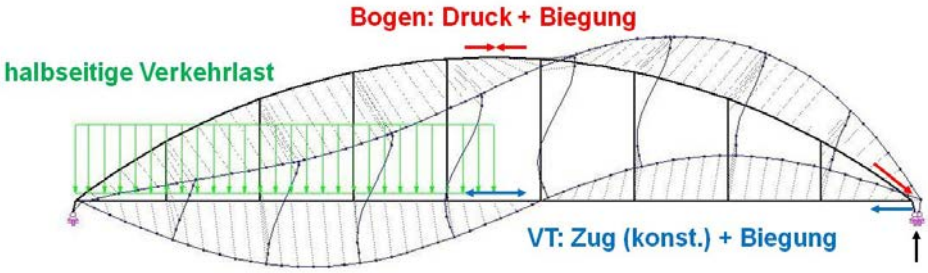


Abbildung 3: Verformung (überhöht dargestellt) einer Stabbogenbrücke unter halbseitiger Belastung

Während die mittragende Breite, d.h. der Einfluss der Schubverzerrungen, sehr gut mit einem aus Scheiben-Platten-Elementen bestehenden FEM-Modell abgebildet werden kann, stellt die Gewichtung der Verkehrslastbeanspruchungen mit unterschiedlichen dyn. Beiwerten für unterschiedliche Bauteile bzw. die Überlagerung dieser globalen (z.B. Haupttragwerk) und lokalen (z.B. Längssteife Fahrbahnblech) Beanspruchungen eine nicht unerhebliche Schwierigkeit für den Einsatz derartiger Modellierungen dar, auf die im Weiteren noch eingegangen wird.

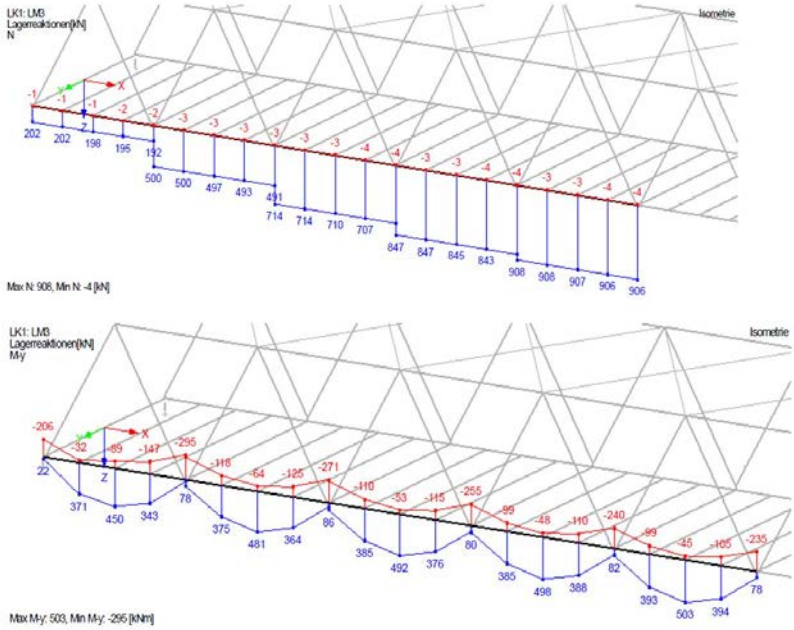


Abbildung 4: Schnittgrößenverläufe N und M_y eines Fachwerk-Untergurtes

Im Übrigen sind derartige Zusammenhänge nicht auf den Tragwerkstyp Stabbogen beschränkt, sondern treten auch bei anderen Tragwerkstypen auf. Exemplarisch zeigt Abb. 4 dies für eine Fachwerkbrücke. Im oberen Bildteil ist der Normalkraftverlauf des Fachwerk-Untergurtes zu erkennen, der an jedem Fachwerkknoten durch die Differenzkraft der Fachwerk-Diagonalen zur Brückenmitte hin zunimmt. Gleichzeitig erfährt der Fachwerk-Untergurt jedoch auch eine Biegebeanspruchung. Diese resultiert zum kleineren Teil aus der Biegetragfähigkeit der Gesamtkonstruktion (kein ideales Fachwerk) und zum wesentlichen Teil aus der sogen. Zwischenbiegung infolge der Lasteinleitung der Querträger in den Fachwerk-Untergurt zwischen den Fachwerkknoten (Abb. 4 unten). Hinsichtlich der mittragenden Breiten sind hierbei analog zur Stabbogenbrücke unterschiedliche Randbedingungen für die Schnittgrößen bzw. die Spannungsermittlung zu berücksichtigen. Ergänzend sei angemerkt, dass eine Berechnung als ideales Fachwerk für eine baupraktische Bemessung nicht geeignet ist, da für die Ermüdungsnachweise die Nebenspannungen infolge der tatsächlich vorhandenen Biegesteifigkeiten zu erfassen sind und die Zwischenbiegung unabhängig hiervon in jedem Fall auftritt.

3 Normative Regelungen

Grundsätzlich steht es dem Tragwerksplaner natürlich frei, die Art seiner Modellierung zu wählen, soweit das Tragverhalten hinreichend genau abgebildet wird. Das z.B. ein 3D-Scheiben-Platten-FEM-Modell das Tragverhalten i.d.R. genauer abbildet als ein 3D-Stabwerk ist weitgehend unstrittig, wobei ein gut modelliertes Stabwerk qualitativ nicht schlechter sein muss. Allerdings ist eine richtige Modellierung im Hinblick auf die grundlegende Mechanik noch nicht gleichzusetzen mit einer normkonformen Nachweisführung unter baupraktischen Gegebenheiten (Wirtschaftlichkeit, Prüfbarkeit, Genauigkeit).

Während bei Straßenbrücken seit Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 das Lastmodell 1 dyn. Einflüsse inkludiert, also im Vergleich zu der zuvor geltenden DIN 1072 kein zusätzlicher dyn. Beiwert (früher: Schwingbeiwert) berücksichtigt werden muss, ist dies bei Eisenbahnbrücken auch in den aktuellen europäischen Normen zwingend erforderlich. Der dyn. Beiwert für Eisenbahnlasten ist (für sorgfältig unterhaltene Gleise) dabei in Abhängigkeit der maßgebenden Länge L_Φ wie folgt definiert:

$$\Phi_2 = 1{,}44/(\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2) + 0{,}82 \tag{1}$$

Die maßgebende Länge L_Φ gemäß Abb. 5 ermöglicht es, die am Einfeldträger ermittelten dyn. Beiwerte auf tragende Bauteile mit anderen Auflagerbedingungen zu übertragen.

Fall	Bauteil	Maßgebende Länge L_Φ
Hauptträger		
5.4	Einzelgewölbe, Bogen, Versteifungsträger von Langerschen Balken	halbe Stützweite

Abbildung 5: Maßgebende Länge L_Φ zur Bestimmung des dyn. Beiwerts
Auszug aus Tab. 6.2 von DIN EN 1991-2 [2]

So korrespondiert der Ansatz der halben Stützweite zur Bestimmung der maßgebenden Länge L_Φ bei Versteifungsträgern gemäß Zeile 5.4 in Abb. 5 zu dem in dem vorangegangenen Abschnitt erläuterten Tragverhalten des Stabbogens unter halbseitiger Verkehrslast, vgl. Abb. 3. Für globale und lokale Bauteile ergeben sich somit unterschiedliche maßgebliche Längen und dyn. Beiwerte gemäß Gl. (1), welche bei der Bemessung zu berücksichtigen sind.

Ähnliche Zusammenhänge sind beim Ermüdungsnachweis zu erfassen. Auch hier werden unterschiedliche maßgebende Längen zur Bestimmung des Spannweitenbeiwertes λ_1 benötigt, siehe Abb. 6.

Kraftgröße	Bauteil	Maßgebende Länge zur Bestimmung von λ_1 (siehe DIN EN 1993-2:2010-12, Bild 9.7)
N, M	Stabbogenbrücken (Versteifungsträger und Bogen)	0,5 * L für M 1,0 * L für N

Abbildung 6: Maßgebende Länge zur Bestimmung von λ_1 für den Ermüdungsnachweis
Auszug aus Tab. NA.4 von DIN EN 1993-2 [3]

4 Spannungsermittlung

Die Effekte infolge der mittragenden Breite bzw. der Lastausbreitung sowie der Steifigkeitsverteilung lassen sich mittels 3D-Scheiben-Platten-FEM-Modellen sehr gut bestimmen. Sofern also die in Abschnitt 3 erläuterten normativen Regelungen für den speziellen Anwendungsfall nicht greifen, ist eine baupraktische statische Berechnung mit derartigen Tragwerksmodellen prinzipiell möglich. Abb. 7 zeigt den Spannungsplot eines solchen Modells am Beispiel der Kanalüberführung des Dortmund-Ems-Kanals über die Ems (KÜ Ems) nördlich von Münster. Dabei wurde die ca. 2100 t schwere Konstruktion (Stützweite 62,4 m, Breite 35,75 m, Höhe 7,60 m) einschl. nahezu aller Steifen vollständig modelliert.

Kanalbrücken ermöglichen diese Herangehensweise aufgrund ihrer spezifischen Randbedingungen. Die Verkehrsbelastung infolge Schifffahrt erfolgt im Gegensatz zu Straßen- und Eisenbahnbrücken ohne Lastwechsel (Schiffsmasse = Wasserverdrängung), so dass keine ermüdungsrelevante Beanspruchung vorliegt. Auch dyn. Einwirkungen sind nicht vorhanden bzw. relevant (Schiffsanprall an Leitwerk, Verkehrslast auf Betriebswegen). Die Beanspruchung besteht also überwiegend aus ständigen Lasten einschl. der Wassermasse von ca. 8500 t und weiteren ebenfalls nicht dynamischen und/oder ermüdungsrelevanten Beanspruchungen, wie bspw. Temperatur, Wind, etc.

Wären, wie im Falle von Straßen- und Eisenbahnbrücken, die zuvor genannten Einflüsse zu erfassen, stellte sich z.B. gemäß Abb. 7 die Frage, wie groß die globalen und lokalen Spannungsanteile in der gezeigten Trapezsteife (TS) wären. Ggf. wäre auch zu ermitteln, inwieweit Anteile der Beanspruchung zu Schnittgrößen mit unterschiedlichen Beiwerten analog Abb. 6 korrespondieren. Prinzipiell ist es denkbar, derartige Fragestellungen durch Zusatzbetrachtungen, wie z.B. Einfügen von Lagern zur Ermittlung lokaler Beanspruchungen oder Analyse von Teilstrukturen, zu lösen. Damit geht jedoch ein wesentlicher

Vorteil der gesamtheitlichen Betrachtung verloren und weiterhin erfordert dies einen nicht unerheblichen Mehraufwand in der Bearbeitung.

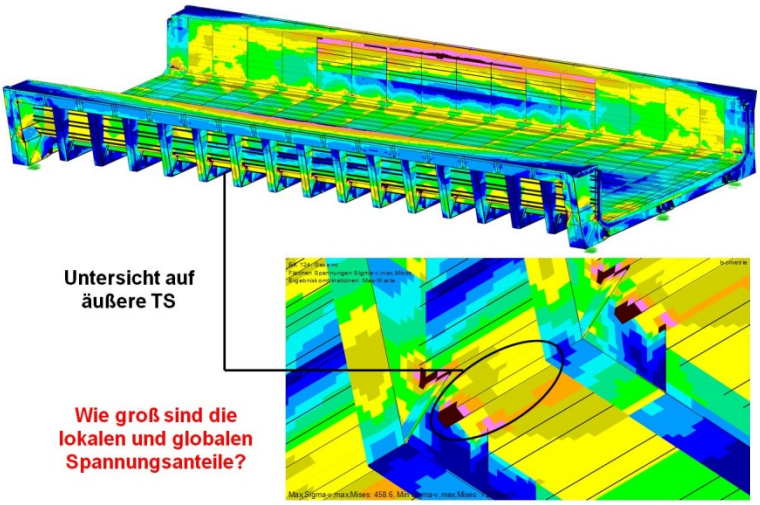


Abbildung 7: Spannungsplot eines 3D-Scheiben-Platten-FEM-Modells am Beispiel der KÜ Ems

Aus den zuvor genannten Gründen wird daher i.d.R. eine 3D-Stabwerksberechnung für baupraktische Nachweise bevorzugt. Darüber hinaus bietet diese auch Vorteile im Hinblick auf Transparenz und Beurteilbarkeit der Ergebnisse, da die meisten Ingenieure im Bauwesen gewohnt sind, Plausibilitätsprüfungen mittels Schnittgrößenverläufen durchzuführen. Auch die für die bautechnische Prüfung erforderliche bzw. wünschenswerte Nachvollziehbarkeit ist bei 3D-Scheiben-Platten-FEM-Modellen nicht immer hinreichend gegeben. Etwaige Fehler oder Unzulänglichkeiten, welche zu Abweichungen führen, sind im Detail schwer zu ermitteln, weil man i.d.R. nur das Endergebnis mittels einer unabhängigen Vergleichsrechnung beurteilen kann. Im Gegensatz dazu bietet das Stabwerk bei üblicher Dokumentation von den verwendeten Steifigkeiten, den angesetzten Lasten, den lastfallweisen dargestellten Schnittgrößen bis hin zu den für die Spannungsermittlung angesetzten Querschnittswerten die Möglichkeit, Zwischenschritte zu vergleichen und Fehler zu identifizieren.

Bei Stabwerksmodellen beinhalten die Programmsysteme oftmals umfangreiche Querschnittsbibliotheken, welche die Handhabung vereinfachen. Allerdings sind diese u.U. nicht immer anwendbar, wie am Beispiel des bereits erläuterten Tragverhaltens einer Stabbogenbrücke (Abschnitt 2) erläutert wird. Hierbei sind i.Allg. nicht nur unterschiedliche dyn. Beiwerte gemäß Gl. (1) und/oder Spannweitenbeiwerte (Abb. 6) zu berücksichtigen, sondern auch unterschiedliche mittragende Querschnitte. Während die über die gesamte Länge konstante Zugkraft im VT nach der Lastausbreitung von den Bogenfußpunkten aus auf den gesamten VT-Querschnitt einschl. Fahrbahnblech wirkt, trägt das mitwirkende Fahrbahnblech für das Biegemoment im VT nur teilweise mit, siehe Abb. 8. Da man i.d.R. nur einen Querschnitt definieren kann, verwendet man nicht die Querschnittsbibliothek, sondern gibt die Querschnittswerte direkt ein, indem man diese in einer Nebenrechnung für die beiden unterschiedlichen mittragenden Querschnitte bestimmt.

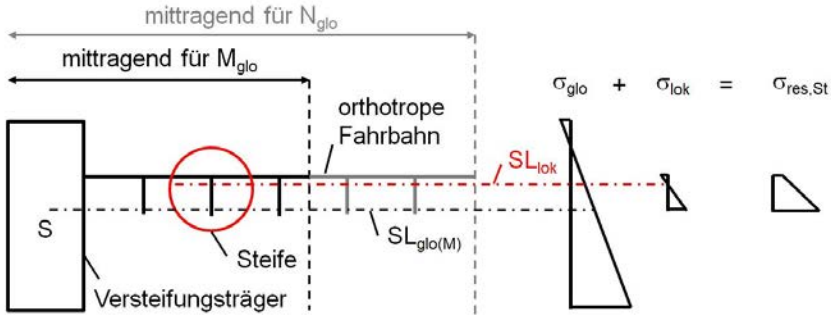


Abbildung 8: Mittragende Querschnitte eines VT für globale Schnittgrößen und Spannungsüberlagerung mit lokaler Beanspruchung aus orthotroper Fahrbahn

Die orthotrope Fahrbahn kann entweder in das Haupttragwerksmodell integriert oder in einem unabhängigen Teilsystem erfasst werden. In jedem Fall bieten die ermittelten Stabschnittgrößen die Möglichkeit, die unterschiedlichen Beiwerte der normativen Regelungen (Abschnitt 3) richtig zu erfassen und die Bemessungsspannungen im Sinne des Regelwerkes zu berechnen.

5 Verbundbrücken

Die vorherigen Ausführungen bezogen sich auf Beispiele mit Stahlkonstruktionen, können aber im Prinzip auch auf Verbundkonstruktionen, wie z.B. Verbund-Stabbogenbrücken (Ersatz der orthotropen Stahlfahrbahn durch Betonfahrbahnplatte), übertragen werden.

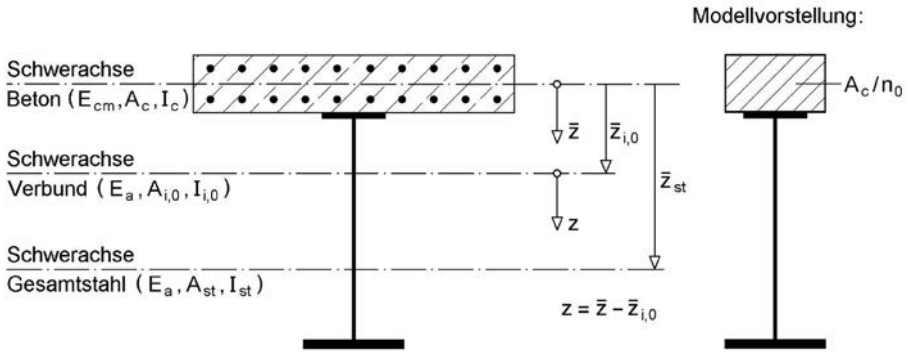


Abbildung 9: Modellierung eines Verbundquerschnitts mit dem Gesamtquerschnittsverfahren

Zuweilen werden Verbundträger auch als sogen. aufgelöste Konstruktionen modelliert, meist indem der Stahlträger als Stabzug mit der Fahrbahnplatte als Flächentragwerk mit entsprechender Exzentrizität gekoppelt wird. Hier stellen sich hinsichtlich der Modellierung und der Berücksichtigung der zuvor genannten Beiwerte prinzipiell dieselben Fragen, die bereits in den vorangegangen Abschnitten diskutiert wurden. Darüber hinaus hat sich in den

letzten Jahrzehnten im Verbundbau das Gesamtquerschnittsverfahren etabliert, welches auch im aktuell geltenden Regelwerk DIN EN 1994-2 [4] verankert ist. Bei dem Gesamtquerschnittsverfahren wird die Betonplatte mithilfe von Reduktionszahlen n als ein fiktives stählernes Ersatz-Querschnittsteil idealisiert, vgl. Abb. 9, sodass mit dem Gesamtquerschnitt gerechnet werden kann. Die Reduktionszahlen ermöglichen die Erfassung der zeitabhängigen Beanspruchungen Kriechen und Schwinden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die aktuell in den Brückenbau Einzug haltende BIM-Methode führt i.d.R. auch in frühen Planungsphasen zu 3D-Modellierungen, weswegen sich die Frage stellt, ob diese nicht evtl. auch für die Modelle der Tragwerksplanung im Sinne einer 3D-Scheiben-Platten-FEM-Berechnung verwendet werden können. Es wurde am Beispiel üblicher Tragstrukturen des Stahl- und Verbundbrückenbaus gezeigt, dass dies aufgrund der aktuellen Normung nur in Ausnahmefällen für eine baupraktische Nachweisführung sinnvoll bzw. möglich ist, weshalb vorerst im Regelfall eine 3D-Stabwerksberechnung zu bevorzugen ist. Letztere bietet derzeit nicht nur für den planenden Ingenieur eine bessere Transparenz, Nachvollziehbarkeit und somit die Möglichkeit für Plausibilitätsprüfungen, sondern erleichtert auch den übrigen am Planungsprozess Beteiligten Partnern, wie Prüfingenieur, ausführende Firmen und Bauherr, das Verständnis.

Gleichwohl eröffnet die BIM-Methodik prinzipiell die Möglichkeit den Planungsprozeß zu optimieren und darüber hinaus ggf. auch Optimierungen in der Bemessung zu generieren, die sich bspw. positiv auf die Fertigungskosten (z.B. detailliertere Abstufungen durch integrierten Planungs- und Fertigungsprozeß) auswirken können. Für diese Optimierungen sind in Zukunft noch eine Vielzahl von Maßnahmen bei allen Beteiligten erforderlich. Dazu wäre u.a. auch eine Anpassung des Regelwerkes und/oder die Verwendung innovativer Methoden in der Softwareentwicklung (wie z.B. der Künstlichen Intelligenz) zu diskutieren.

Literatur

[1] Frickel, Jörg. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 2007-6, Festschrift Rolf Kindmann, S. 249-266. Shaker Verlag, Aachen, 2007

[2] DIN EN 1991-2:2010-12 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken

[3] DIN EN 1993-2/NA:2014-10 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2 Stahlbrücken – Nationaler Anhang

[4] DIN EN 1994-2:2010-12 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2 Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Ermüdungsverhalten von Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken

Simon Mönch[1], Ulrike Kuhlmann[1], Matthias Gerold[2]

[1]*Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart*
[2]*Harrer Ingenieure GmbH, Karlsruhe*

Zusammenfassung: Durch die Kombination der Werkstoffe Holz und Beton lassen sich wirtschaftliche Holz-Beton-Verbundbrücken (HBV-Brücken) herstellen. Kerven eignen sich aufgrund ihrer hohen Steifigkeit und Tragfähigkeit hierfür optimal als Schubverbindung. Um HBV-Brücken auch im Straßenverkehr einsetzen zu können, ist der Nachweis der Ermüdungssicherheit unter wiederkehrenden Verkehrslasten erforderlich. Es werden aktuelle und bereits abgeschlossene experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten des Verbindungsmittels Kerve an der Universität Stuttgart vorgestellt.

1 Holz-Beton-Verbundbrücken Praxisbeispiele

Bei üblicherweise auf Biegung beanspruchten Holz-Beton-Verbundbrücken (HBV-Brücken) werden die beiden Materialien Holz und Beton jeweils entsprechend ihren vorteilhaften Eigenschaften eingesetzt: Im Zugbereich wird somit der Holzquerschnitt und im Druckbereich der Betonquerschnitt angeordnet. Durch die Anordnung von Schubverbindern mit hoher Steifigkeit und Tragfähigkeit (wie beispielsweise Kerven, Stahlleisten oder eingeklebten HBV-Schubverbindern) werden so effiziente HBV-Brückenkonstruktionen mit großen Spannweiten sowie die Abtragung von hohen Einzel- und Flächenlasten möglich.

Seit dem 13. Jahrhundert wurden in Europa immer mehr Holzbrücken gedeckt (also mit Dach als Witterungsschutz) ausgeführt. Ein Beispiel hierfür ist die in Abb. 1 (links) dargestellte überdachte Fußgängerbrücke über die Saane bei Gümmenen (CH) [5]. Es gibt immer noch viele sehr gut erhaltene gedeckte Holzbrücken.

HBV-Brücken sind innovative Brücken, die durch die seitlich auskragende Betonfahrbahn, die wie eine Überdachung wirkt, dem konstruktiven Schutz des Holzes gerecht werden. Gleichzeitig ermöglicht die Betonfahrbahnplatte auch für HBV-Brücken die Anwendung von im Betonbrückenbau üblichen Konstruktionsdetails wie beispielsweise die Ausbildung der Schrammborde, Fahrbahnübergänge und Geländer. HBV- Brücken mit Betonfahrbahn als

ein direkt befahrenes Element stellen somit sehr robuste Konstruktionen dar. Gegenüber klassischen und weit verbreiteten Lösungen in Massivbauweise ergeben sich mit der HBV-Bauweise Vorteile: Durch den Einsatz des regenerativen Baustoffes Holz lässt sich das Gewicht deutlich reduzieren und die Bauzeit verkürzt sich aufgrund eines hohen möglichen Vorfertigungsgrades ebenfalls.

HBV-Fußgängerbrücken, wie beispielsweise die 2012 in Schwäbisch Gmünd in integraler Bauweise erstellte Rokoko- und Bahnhofsbrücke (siehe Abb. 1 (Mitte)), werden für statisch einwirkende Nutzlasten nachgewiesen. Lasten aus Räum- oder Einsatzfahrzeugen, für die Fußgängerbrücken i.d.R. ebenfalls dimensioniert werden müssen, werden dabei üblicherweise als quasi-statische Lasten angesetzt. Wegen der begrenzten Häufigkeit der Lastwechsel wird i.d.R. für Fußgängerbrücken auch mit $l > 12$ m Spannweite kein Ermüdungsnachweis erforderlich. Der Schubverbund für die beiden Brücken wurde durch 4 cm tiefe Kerven und eingeklebte Stahlstäbe ausgeführt [13].

Sollen HBV-Brücken im Straßenverkehr eingesetzt werden, so ist die Ermüdungssicherheit unter den häufig wiederkehrenden Verkehrsbelastungen nachzuweisen. Die erste in Deutschland erstellte HBV-Straßenbrücke für Schwerlastverkehr wurde 2008 bei Wippra im Harz errichtet. Kerven, in die Stahlleisten mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln nach [7] passgenau eingebracht wurden, stellen dabei den Verbund her.

Eine der wenigen mehrfeldrigen HBV-Straßenbrücken wurde 2014 in Lohmar über die Agger mit 28 m Spannweite des Mittelfeldes errichtet (siehe Abb. 1 (rechts)). Als Schubverbindung wurden eingeklebte HBV-Schubverbinder (TiComTec-Steckbleche) verwendet, deren Zulassung [4] auch Werte für einen Ermüdungsnachweis beinhaltet.

Abbildung 1: Überdachte Holzbrücke bei Gümmenen (CH), erbaut im 15. Jahrhundert [5] (links), HBV-Brücke in Schwäbisch Gmünd mit 27,7 m Spannweite, Baujahr 2012 (Mitte) und HBV-Brücke über die Agger in Lohmar mit 28 m Mittelfeldspannweite, Baujahr 2014 (rechts)

2 Stand der Forschung

Zum Nachweis von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen für mehrgeschossige Bauwerke und Industriebauten im Hochbau wurde in den letzten Jahren eine Technical Specification (TS) [6], eine Art europäische Vornorm, erarbeitet. Diese wird als Grundlage für einen voraussichtlich neuen Teil 3 des Eurocode 5 zur Bemessung von HBV-Konstruktionen dienen. Während im Hochbau HBV-Elemente als wirtschaftliche, weit spannende Decken bereits jetzt immer häufiger im Neubau und im Bestand zum Einsatz kommen, ist dies für HBV-Brücken noch weniger der Fall. Speziell für Straßenbrücken wird im Vergleich zu Fußgängerbrücken auch der Nachweis einer ausreichenden Ermüdungsfestigkeit unter häufig wiederkehrenden Verkehrsbelastungen erforderlich. In DIN EN 1995-2, Anhang A [1] ist ein

Ermüdungsnachweis für Holzkonstruktionen gegeben. Inwieweit dieser auch für HBV-Konstruktionen und im speziellen für den Nachweis von HBV-Schubverbindungsmitteln, wie beispielsweise Kerven, angewendet werden kann, ist aktuell erst nur zum Teil erforscht – soll aber in der neuen Generation der Eurocodes geregelt werden.

Grundsätzlich existieren über 10 unterschiedliche Verbindungsmittel, die als HBV-Schubverbindung eingesetzt werden können, viele davon mit bauaufsichtlicher Zulassung. Für HBV-Straßenbrücken sind, aufgrund der im Vergleich zu HBV-Geschossdecken größeren Spannweiten und höheren Lasten, HBV-Verbindungsmittel mit hoher Steifigkeit und Tragfähigkeit erforderlich. Insbesondere Kerven (siehe Abb. 2), die gleichzeitig noch einfach hergestellt werden können, bieten sich als effiziente HBV-Schubverbindung an.

In Abb. 2 (links) sind die wichtigsten Parameter einer Kervenverbindung dargestellt: Kerventiefe h_n, Kervenlänge l_n, Vorholzlänge l_v, Holzdicke h_t, Betondicke h_c, Neigung der Kerve α und Schrauben zur Abhebesicherung. Eine Kervenverbindung im Versuch zeigt Abb. 2 (rechts).

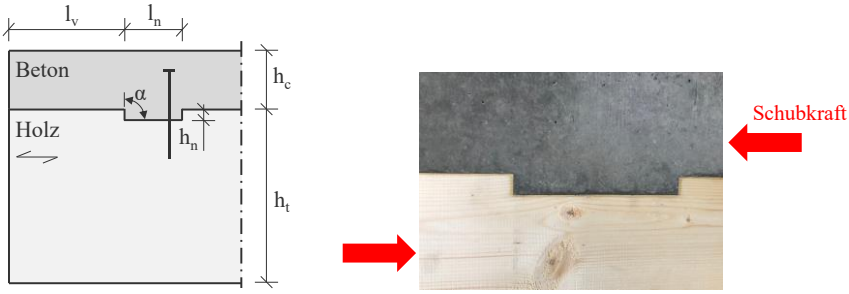


Abbildung 2: Kerve mit wichtigen Parametern (links), Kervenverbindung im Versuch (rechts)

Vom Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart wurden in den letzten Jahren umfangreiche statische Untersuchungen an HBV-Kervenverbindungen sowohl an Push-Out-, als auch an HBV-Trägerversuchen durchgeführt (siehe auch Kudla (2017) [9] bzw. Kuhlmann & Mönch (2018) [10]). Diese Ergebnisse sind auch in die Technical Specification zu HBV-Konstruktionen [6] mit eingeflossen.

Ebenfalls wurden von Kuhlmann & Aldi (2010) [11] bereits erste Versuche an Kerven unter zyklischer Belastung durchgeführt (siehe Abb. 3 (links)). Daraus konnten erste Wöhlerlinien (für das Schubversagen des Vorholzes) abgeleitet werden. In Abb. 3 (rechts) sind diese zusammen mit einer nach DIN EN 1995-2, A.3 [1] ermittelten Wöhlerlinie für Holz auf Schub abgebildet.

Der in Abb. 3 (rechts) abgebildete Vergleich der Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen mit den Angaben aus DIN EN 1995-2 [1] beruht auf einem sehr geringen Umfang an Versuchen. Weitere HBV-Ermüdungsversuche mit Kerven, ebenfalls in geringer Anzahl, wurden von Simon (2008) [8] durchgeführt. Hierbei kam es, aufgrund geringer Oberlasten, wie auch bei einigen Versuchen von Kuhlmann & Aldi [11], zu Durchläufern: So trat nach teilweise weit über 2 Millionen Lastwechsel immer noch kein Versagen auf und der Versuch wurde abgebrochen. Diese Versuche können daher nicht zur Ableitung von Wöhlerlinien herangezogen werden, weisen aber auf eine hohe Ermüdungsfestigkeit in diesem geringen Oberlastbereich hin.

Um den Versuchsumfang deutlich zu erweitern und um weitere Parameter zu untersuchen, werden aktuell weitere umfangreiche Versuchsserien zum Ermüdungsverhalten von HBV-Kervenverbindungen an der Universität Stuttgart durchgeführt.

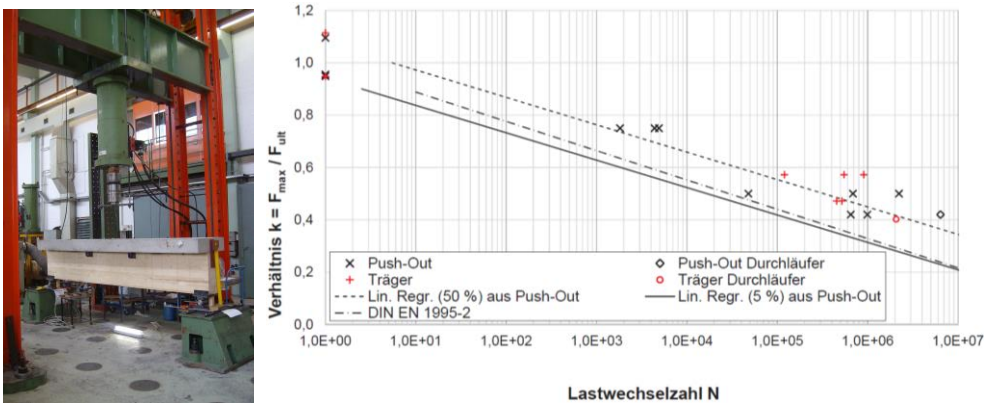


Abbildung 3: HBV-Schubträger von Kuhlmann & Aldi (2010) [11] im Versuchsstand (links), Ergebnisse der Push-Out- und Schubträgerversuche von Kuhlmann & Aldi (2010) [11] aus [9] (rechts)

3 Aktuelle Holz-Beton-Verbund Ermüdungsversuche an der Universität Stuttgart

In DIN EN 1995-2, A.3 [1] ist ein genauer Ermüdungsnachweis für Holz gegeben. Dieser Nachweis nach A.3 gegen Ermüdungsversagen von Holzelementen in Holz-Brücken für Einwirkungen mit konstanter Amplitude kann nach Gl. (1) geführt werden. Der Beiwert k_{fat} für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Belastungszyklen wird dabei nach Gl. (2) angenommen.

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d} = k_{fat} \cdot \left[{}^{f_k}/_{\gamma_{M,fat}} \right] \tag{1}$$

mit $$k_{fat} = 1 - \left[{}^{1 - R}/_{a \cdot (b - R)} \right] \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0 \tag{2}$$

Hierbei ist $\sigma_{d,max}$ die maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen und $f_{fat,d}$ der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit. Die Einwirkungen können dabei mit Ermüdungslastmodellen aus DIN EN 1991-2 [3] ermittelt werden. Entsprechend dem Nachweis soll die charakteristische Festigkeit für statische Belastungen f_k mit dem Beiwert k_{fat} für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Belastungszyklen abgemindert werden. Nach DIN EN 1995-2/NA [2] wird dabei der Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungsnachweis zu $\gamma_{M,fat} = 1{,}0$ angenommen. Das Kräfteverhältnis R, in das die minimale bzw. maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen ($\sigma_{d,min}$ bzw. $\sigma_{d,max}$) einfließt, soll hierbei nach Gl. (3) ermittelt werden.

$$R = {}^{\sigma_{d,min}}/_{\sigma_{d,max}} \tag{3}$$

Mit N_{obs} wird die Anzahl der jährlichen Spannungsspiele mit konstanter Amplitude und mit dem Beiwert t_L die Lebensdauer des Bauwerks in Jahren berücksichtigt. Der Beiwert β in

Gl. (2) dient zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens. Die Art der Beanspruchung des Holzes (Druck parallel oder senkrecht zur Faser, Biegung und Zug bzw. Schub) wird durch die Beiwerte a und b, die in [1] in tabellarischer Form gegeben sind, berücksichtigt. Für eine Beanspruchung des Holzes auf Schub (entspricht einem Abscheren des Vorholzes bei HBV-Kervenverbindungen, siehe beispielhaft auch Abb. 5 (rechts)) ist somit a = 6,5 und b = 1,3 in Gl. (2) zu verwenden. Als Beiwert β für beträchtliche Konsequenzen entsprechend [1] ist 3,0 zu verwenden.

Nach DIN EN 1995-2, A.3 [1] tritt ein Versagen des Holzes auf Schub vor einem Versagen des Holzes auf Druck ein. In Abb. 4 (links) ist dieser Zusammenhang sowohl für ein Kräfteverhältnis von R = 0,1 als auch für R = 0,4 dargestellt. Es zeigt sich dabei auch, dass sich für ein Kräfteverhältnis von R = 0,4 deutlich höhere ertragbare Lastspielzahlen ergeben. Die ersten Versuche von Kuhlmann & Aldi (2010) [11] wurden mit R = 0,1 durchgeführt. Eigene, sowie Vergleichsberechnungen von [9] und [11] zeigten jedoch, dass für HBV-Brücken ein (günstigeres) Kräfteverhältnis von R = 0,4 oder höher realistischer ist. In Abb. 4 (rechts) sind Amplituden einer Ermüdungsbelastung unter 3 Hz (wie üblicherweise in Versuchen verwendet) für eine Oberlast von $F_{max} = 0{,}75 \cdot F_{ult}$ jeweils für R = 0,1 und 0,4 dargestellt.

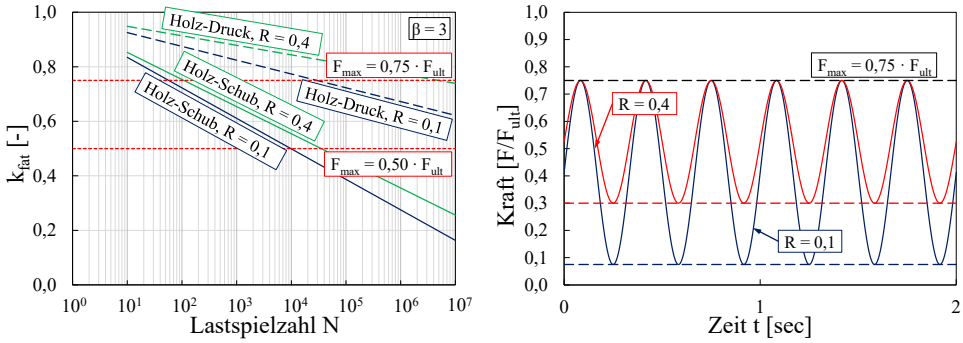


Abbildung 4: Wöhlerlinien nach DIN EN 1995-2, A3 [1] (links), Amplituden einer Ermüdungsbelastung unter 3 Hz bei einer Oberlast von $F_{max} = 0{,}75 \cdot F_{ult}$ für R = 0,1 bzw. 0,4 (rechts)

In der Praxis ist ein sich ankündigendes, duktiles Versagen des Holzes von Vorteil. Um dies zu erreichen, legt die Technical Specification (TS) [6] für HBV-Konstruktionen im Geschossbau die Vorholzlänge l_v (siehe Abb. 2 (links)) konstruktiv auf eine Mindestlänge entsprechend einer 12,5-fachen Kerventiefe h_n fest.

Versuche an der Universität Stuttgart [10] haben gezeigt, dass Kervenverbindungen mit längerem Vorholz neben höheren Werten für Festigkeit und Steifigkeit auch eher zu einem duktilen Versagen (Stauchung der auf Druck belasteten Kervenflanke) führen. Bei kürzeren Vorholzlängen l_v wird ein sprödes Versagen wahrscheinlicher. Um aus Ermüdungsversuchen Wöhlerlinien ableiten zu können, sind klar definierbare Versagenskriterien vorteilhaft, die möglichst gegenüber den anderen Versagensmöglichkeiten maßgebend werden. Daher ist für Ermüdungsversuche ein sprödes Abscheren des Vorholzes ein klares kritisches Versagenskriterium und die Geometrie der Kerventiefe h_n bzw. der Vorholzlänge l_v wurde entsprechend gewählt.

Die Anwendbarkeit des in DIN EN 1995-2, A3 [1] geregelten Nachweisverfahren (siehe auch Gl. (1) und Gl. (2)) für den Ermüdungsnachweis von Kerven wurde bisher nur für eine

geringe Anzahl von Versuchen und nur für ein, für HBV-Brücken eher konservatives Kräfteverhältnis von R = 0,1 untersucht [11]. Da sich bei einer statischen Belastung die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Kervenverbindung durch Schrauben im Vorholz erhöhen ließ [9], ist interessant systematisch zu untersuchen, ob und in welchem Umfang Vollgewindeschrauben im Vorholz auch auf das Ermüdungsverhalten der Kerve Einfluss nehmen. Weiter ist bisher nicht untersucht, inwieweit ein Mehrstufenkollektiv, das der realen veränderlichen Verkehrslast besser entspricht als das Einstufenkollektiv der Wöhlerversuche, einen Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit hat. Auch soll untersucht werden, ob HBV-Kervenverbindungen nach einer teilweisen Beanspruchung durch Wechsellasten noch eine statische Resttragfähigkeit in der Größe der ursprünglichen Tragfähigkeit haben oder ob durch die Wechselbelastungen Vorschädigungen erfolgen, die die statische Tragfähigkeit herabsetzen.

In einem aktuell laufenden Forschungsprojekt [12], das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) seit 2018 gefördert wird, soll das Ermüdungsverhalten von Kerven und selbstbohrenden Vollgewindeschrauben für die Anwendung als Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbundträgern untersucht werden. Hierbei arbeitet das Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart mit dem Institut für Baukonstruktion und Holzbau an der Technischen Universität Braunschweig (Prof. Mike Sieder) zusammen.

An der TU Braunschweig soll dabei das Ermüdungsverhalten von Vollgewindeschrauben grundlegend und für unterschiedliche Belastungsrichtungen untersucht werden. Diese Erkenntnisse fließen dann in mit Vollgewindeschrauben (im Vorholz) verstärkte Versuche an Kervenverbindungen an der Universität Stuttgart ein. Die gesamten an der Universität Stuttgart geplanten Untersuchungen lassen sich in folgende Kategorien einteilen:

- Experimentelle Untersuchungen von unverstärkten Kervenverbindungen im Einstufenkollektiv mit R = 0,1 und R = 0,4 sowie Erarbeitung von Wöhlerlinien
- Orientierende Untersuchungen an der unverstärkten Kervenverbindung zur Identifikation eines möglichen Einflusses des Mehrstufenkollektiv sowie Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit
- Untersuchung der verstärkten Kervenverbindung im Einstufenkollektiv mit R = 0,1 sowie auch statische Referenzversuche

Die experimentellen Untersuchungen sollen an insgesamt 43 Prüfkörpern durchgeführt werden. Diese unterscheiden sich in zwei unterschiedliche Aufbauten:

- 34 symmetrische Push-Out Versuche mit einem sich in der Mitte befindenden Holzträger, in den die Prüfkraft eingeleitet wird und zwei über Kerven angeschlossene Betonelemente, über die die Prüfkraft in das Auflager abgetragen wird (siehe Abb. 5).
- 9 Schubträger mit einer Länge von 4,0 m und je einer Kerve pro Trägerseite. Die Belastung soll hierbei in Trägermitte (3-Punkt-Biegeversuch) eingeleitet werden.

Die Versuchsserien mit Vollgewindeschrauben zur Vorholzverstärkung wie auch die Serien zu orientierenden Untersuchungen an der unverstärkten Kervenverbindung zur Identifikation einer möglichen Wirkung des Mehrstufenkollektivs sowie Untersuchungen zur Resttragfähigkeit werden an den symmetrischen Push-Out Versuchen durchgeführt. Die 4,0 m langen Träger dienen zur Überprüfung der zuvor an Push-Out Versuchen erhaltenen Ergebnisse mit

einem Kräfteverhältnis von R = 0,4. Die vergleichsweise kurze Spannweite dieser „Schubträger“ trägt zu einem vorzeitigen Schubversagen bei. Gleichzeitig bildet diese Geometrie die in der Ausführungspraxis übliche Form eines Biegeträgers ab.

Mit den ersten statischen Push-Out Versuchen, deren mittlere Versagenslast F_{ult} als Eingangswert zur Festlegung der Oberlasten F_{max} für die zyklisch belasteten Ermüdungsversuche erforderlich ist, wurde Ende September 2019 an der MPA in Stuttgart begonnen (siehe Abb. 5). Die Belastung für die Ermüdungsversuche wird mit einer Frequenz von 3,0 Hz (siehe Abb. 4 (rechts)) aufgebracht. Wie auch bei den bereits von Kuhlmann & Aldi (2010) [11] durchgeführten Versuchen (siehe Abb. 3) trat das erwartete Versagen als Abscheren des Vorholzes auf (siehe rote Markierung in Abb. 5 (rechts)).

Abbildung 5: Versuchsstand an der MPA Stuttgart im September 2019 (links), Push-Out Versuchskörper nach eingetretenem Versagen als Abscheren des Vorholzes (rechts)

4 Verwendung der Ergebnisse und Fazit

Die Ergebnisse der in diesem Beitrag vorgestellten und im Rahmen des DFG-Forschungsprojektes [12] durchgeführten Untersuchungen sollen in die zukünftige Version des Eurocode EN 1995-2 einfließen und somit dem Holz-Beton-Verbundbau auch im wechselnd beanspruchten Bereich des Straßenbrückenbaus mit Kerven als Verbindungsmittel zusätzliche Einsatzgebiete sicher und wirtschaftlich ermöglichen.

Danksagung

Die Untersuchungen werden gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – Projektnummer 397985109. Die Autoren bedanken sich vielmals für die Unterstützung. Dank gilt auch unserem DFG-Projektpartner Institut für Baukonstruktion und Holzbau an der Technischen Universität Braunschweig (Prof. Mike Sieder und Peter Niebuhr). Wir danken außerdem der SPAX International GmbH & Co. KG für die Bereitstellung der Schrauben für die Versuchskörper und der MPA Stuttgart für die starke Unterstützung bei der Versuchsdurchführung.

Literatur

[1] DIN EN 1995-2 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken. DIN – Deutsches Institut für Normung e.V., Dezember 2010

[2] DIN EN 1995-2/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken. DIN – Deutsches Institut für Normung e.V., August 2011

[3] DIN EN 1991-2 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. DIN – Deutsches Institut für Normung e.V., Dezember 2010

[4] DIBT Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557: Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern, Bathon & Bahmer GbR. Deutsches Institut für Bautechnik, 2003

[5] GEROLD, M. Holzbrücken am Weg. Eigenverlag, ISBN: 978-3-00-023624-2, Karlsruhe, 2017

[6] DIAS, A.; FRAGIACOMO, M.; HARRIS, R.; KUKLÍK, P.; RAJČIĆ, V.; SCHÄNZLIN, J. CEN/TC 250, Eurocode 5: Design of Timber Structures – Structural design of timber-concrete composite structures – Common rules and rules for buildings, CEN-Technical Specification, May 2019

[7] RAUTENSTRAUCH, K.; MÜLLER, J. Trag-, Verformungs- und Ermüdungsverhalten spezieller Verbundelemente für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Forschungsvorhaben AiF/iVTH 16266 BR, Bauhaus Universität Weimar, Forschungsbericht, 2012

[8] SIMON, A. Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2008

[9] KUDLA, K. Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, ISSN: 1439-3751 Mitteilung Nr. 2017-2, Dissertation, 2017

[10] KUHLMANN, U.; MÖNCH, S. Design Parameters of Notched Connections for TCC Structures as Part of Eurocode 5. In: International Network on Timber Engineering, INTER 2018, Tallinn, Estonia, 13.-16. August 2018

[11] KUHLMANN, U.; ALDI, P. Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern im Straßenbrückenbau. Forschungsprojekt AiF/iVTH 15052, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Mitteilung Nr. 2010-60X, Forschungsbericht, 2010

[12] KUHLMANN, U.; SIEDER, M.; MÖNCH, S.; NIEBUHR, P. Ermüdungsverhalten von Kerven und selbstbohrenden Vollgewindeschrauben für die Anwendung als Verbindungsmittel bei Holz-Beton-Verbundträgern. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf und Technische Universität Braunschweig, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, DFG-Forschungsprojekt, Laufzeit 2018-2020

[13] MIEBACH, F.; NIEWERTH, D.; WOLF, F; LARAKI, J. Holz-Beton-Verbundbrücken – Erfahrungen und Perspektiven. Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V., 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Anwendung von Trapezprofilen und randnahen Kopfbolzen im Stahlverbund-Brückenbau

Lena Stempniewski[1], Ulrike Kuhlmann[1], Jochen Raichle[2]

[1]*Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart*
[2]*Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Nellingen-Ostfildern*

Zusammenfassung: Bei innovativen Brückenquerschnitten wird der Verbund durch zwei Mechanismen hergestellt: Ein in den Betonflansch eingebetteter gekanteter Steg kombiniert mit randnahen Kopfbolzen, die direkt auf den Steg geschweißt werden. Der gekantete Steg liefert zusätzliche Steifigkeit in Brückenquerrichtung; die randnahen Kopfbolzen erhöhen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Schubverbindung. Basierend auf experimentellen und numerischen Untersuchungen, wird ein Bemessungsvorschlag vorgestellt.

1 Aktuelle Entwicklungen im Verbundbrückenbau

Im Verbundbrückenbau kann durch einen hohen Vorfertigungsgrad der Stahlkonstruktion und den Einsatz von Teil-Fertigteilen die Bauzeit auf ein Minimum verkürzt werden. Derzeit kommen vermehrt innovative Hybrid-Lösungen zum Einsatz, bei denen Stahlgurte durch Beton und Betonstege durch Stahl ersetzt werden. Eine dieser Entwicklungen stellt die Anwendung von randnahen Kopfbolzen dar. Dabei werden die Kopfbolzen direkt an den Stahlsteg geschweißt und somit „liegend“ angeordnet. Auf den Stahloberflansch kann bei dieser Entwurfsvariante verzichtet werden, was sich als günstig erweist, weil die Anzahl der Schweißnähte und somit auch die Anzahl der ermüdungskritischen Details reduziert werden. Durch eine zweireihige Anordnung der Kopfbolzen können vorteilhaft Verbundfertigteile eingesetzt werden, wobei die untere Lage in einer vorgefertigten Betonplatte eingebettet und die obere Lage vor Ort vergossen wird. Die Fertigteil-Betonplatte stabilisiert den Stahlträger im Bauzustand und dient als Schalung für die Ortbetonschicht. Ein Anwendungsbeispiel dieser Konstruktionsart stellt die Straßenbrücke Münsingen dar, siehe Abb. 1 und 2.

Die Querbiegesteifigkeit und Längsschubtragfähigkeit kann zusätzlich durch die Anwendung von trapezförmig gekanteten Blechen als Steg erhöht werden. Die Stegbleche können aufgrund ihrer erhöhten Beultragfähigkeit zudem dünner ausgebildet werden. Auch setzen die gekanteten Stege einer Längsvorspannung durch ihre Faltung keinen Widerstand entgegen. Ein möglicher Querschnittsaufbau ist in Abb. 3 dargestellt.

Der Verbundfuge kommt bei diesen Entwicklungen eine wichtige Rolle zu, deren Ausbildung für den zukünftigen Verbundbrückenbau zukunftsweisend ist. Im Rahmen dieses Beitrags wird der Ausbildung der Verbundfuge mit in den Betonflansch eingebetteten Stahltrapezblechsteg und randnahen Kopfbolzen detailliert nachgegangen.

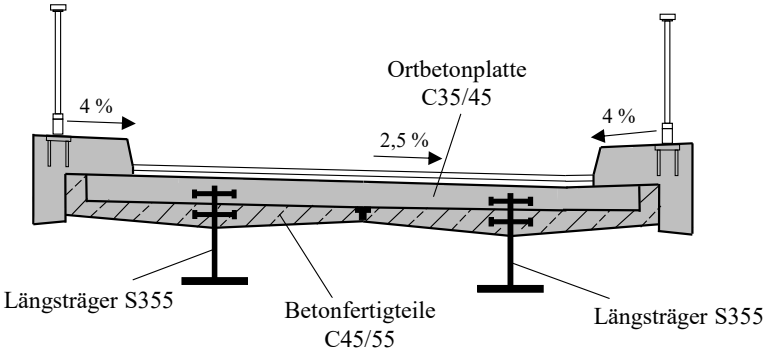


Abbildung 1: Querschnitt der Straßenbrücke Münsingen mit randnahen Kopfbolzen und Beton-Teilfertigteilen [1]

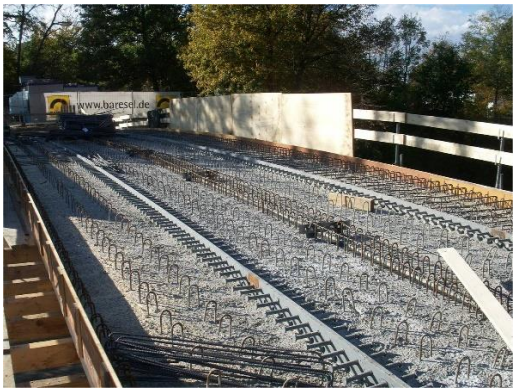


Abbildung 2: Anwendung randnaher Kopfbolzen am Beispiel der Straßenbrücke Münsingen

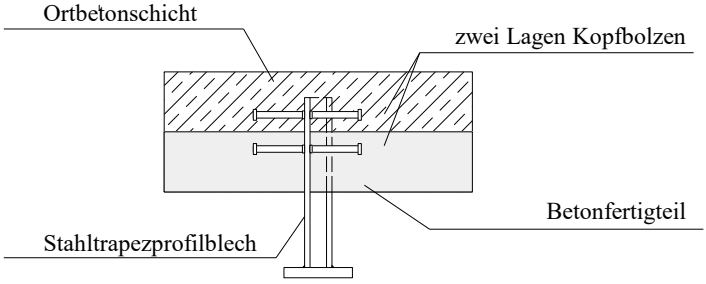


Abbildung 3: Querschnitt mit zwei Reihen randnaher Kopfbolzen und in den Betonflansch eingebetteten Stahltrapezprofilblech

2 Verbundfertigteilträger mit Trapezblechstegen und randnahen Kopfbolzen

2.1 Tragverhalten der Verbundfuge mit einer Reihe Kopfbolzen

Die Längsschubtragfähigkeit zwischen Stahlsteg und Betonflansch wird durch zwei Mechanismen sichergestellt:

1. Formschluss durch den in den Betonflansch eingebetteten gekanteten Steg
2. Die am Steg angeordneten, randnahen Kopfbolzen.

Für eine einreihige Anordnung der Kopfbolzen wurde das Verhalten der Verbundfuge bereits in [2] [3] experimentell und numerisch untersucht. Es wurde eine Bemessungsgleichung entwickelt und statistisch nach DIN EN 1990 [4] ausgewertet. Die experimentellen Untersuchungen umfassten Push-Out-Versuche, die Rückschlüsse über Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbundfuge zulassen. Zwei verschiedene Mechanismen kennzeichneten das Versagen der Prüfkörper:

- Spalten des Betongurtes in Richtung der Breite des Betongurtes aufgrund der Profilierung des Stegbleches, (siehe Abb. 4a). Aufbiegen des Betongurtes durch ein in Folge der exzentrischen Anordnung des Stegblechs hervorgerufenes Biegemoment.
- Zusätzlich Abplatzungen des Betons an den Kanten des Stegblechs an der Oberfläche, was auf die hohe dreidimensionale Beanspruchung des Betons in den Sicken des Profilblechs zurückzuführen ist (siehe Abb. 4b)).

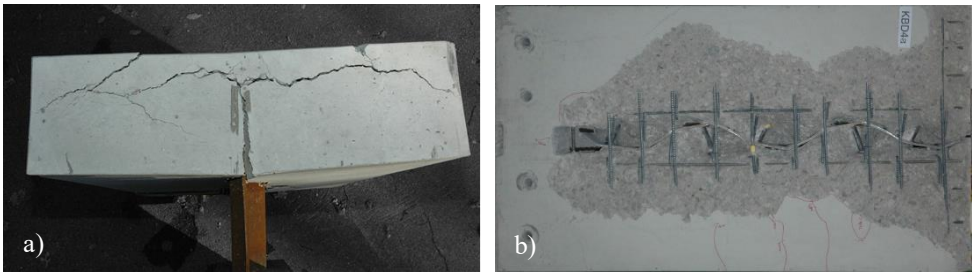


Abbildung 4: a) Versagen durch Aufspalten des Betongurtes b) Betonabplatzungen an den Stegkanten [1]

Die Versuche zeigten, dass sich nicht nur eine deutlich höhere Tragfähigkeit durch Kombination der beiden Verbundsicherungen einstellt, als bei den einzelnen Verbundmitteln erreicht wird, sondern das Verbundverhalten auch als duktil eingestuft werden kann.

Von Raichle [2] wurde basierend auf den experimentellen Untersuchungen zunächst ein numerisches Modell entwickelt. Auf der Basis einer Parameterstudie wurde eine Bemessungsgleichung für die Längsschubbeanspruchbarkeit $P_{Rd,L}$ der Verbundfuge entwickelt, siehe Gl. (1). Die geometrischen Randbedingungen sind in Abb. 6 dargestellt.

$$P_{\mathrm{Rd,L}} = \frac{V}{P \cdot \gamma_{\mathrm{v}}} \cdot k_{\mathrm{b}} \cdot k_{\mathrm{s}} \cdot k_{\alpha} \cdot k_{\mathrm{a1}} \cdot f_{\mathrm{ck}}^{0,6} \cdot \mu_{\mathrm{k}}^{0,3} \cdot t_{\mathrm{e}}^{0,35} \cdot t_{\mathrm{w}}^{0,2} \cdot a_{\mathrm{sw}}^{0,05} \cdot (1 + a_{\mathrm{sa}})^{0,05} \qquad (1)$$

V: Beiwert zur Anpassung an die Versuchs- und Rechenergebnisse, V = 14.000
P: projizierte Länge einer Faltung
γ_v: Teilsicherheitsbeiwert, $\gamma_v = 1{,}25$
k_b: Beiwert für die Lagerung

Mit Kopfbolzen:	Lagerung wie Versuchskörper:	$k_b = 1{,}57 \cdot n^{-0,28} > 0{,}5$
	allgemeiner Fall: Freie Lagerung:	$k_b = 0{,}5$
	Aufbiegen des Gurtes behindert:	$k_b = 1{,}5$
Ohne Kopfbolzen:	Abstand der Halterungen $n \leq 5$:	$k_b = 1{,}0$
	allgemeiner Fall: Freie Lagerung:	$k_b = 0{,}33$

n: Anzahl der Perioden zwischen Gurthalterungen
k_s: Beiwert für den Typ der Dübelanordnung (siehe Abb. 5)

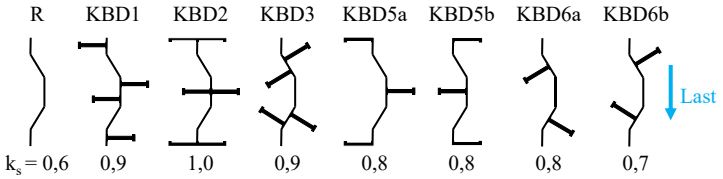


Abbildung 5: Beiwert für den Typ der Dübelanordnung [2]

k_α: Beiwert für den Faltungswinkel: $17° < \alpha < 30°$: $k_\alpha = 0.02\alpha + 0.4$
$30° < \alpha < 45°$: $k_\alpha = 1$
$45° < \alpha < 90°$: $k_\alpha = -0{,}007\alpha + 1{,}31$

k_{a1}: Beiwert für die Abschnittslänge: für $140\ \mathrm{mm} < a_1 < 430\ \mathrm{mm}$; $a_1 = a_2$
$a_1 = 140$ mm: $k_{a1} = 1{,}0$
$a_1 \geq 225$ mm: $k_{a1} = 0{,}8$
(Zwischenwerte durch lineare Interpolation, im Fall der freien Lagerung: $k_{a1} = 1{,}0$)

f_{ck}: Betondruckfestigkeit [MPa], $24\ \mathrm{N/mm^2} \leq f_{ck} \leq 58\ \mathrm{N/mm^2}$
Ohne Kopfbolzen und zusätzlich einer freien Lagerung: $f_{ck} \leq 40\ \mathrm{N/mm^2}$

μ_k: charakteristischer Reibbeiwert [-], $\mu_k \geq 0{,}05$
für den Fall ohne Kopfbolzen ist der Term $\mu_k^{0,3}$ wie folgt zu ersetzen:
Allgemeiner Fall (freie Lagerung): $0{,}65\ \mu_k + 0{,}35$
Aufbiegen des Betongurtes behindert: $1{,}15\ \mu_k + 0{,}2$

f_y: Streckgrenze des Stegblechs $\geq 235\ \mathrm{N/mm^2}$ (eine Überprüfung der Schubtragfähigkeit des Stegblechs außerhalb der Verbundfuge ist erforderlich)

b_{cf}, h_{cf}, a_{sa}, a_{sw}, t_w, d, h_{sc}, t_e, a_r' : können aus Abb. 6 entnommen werden

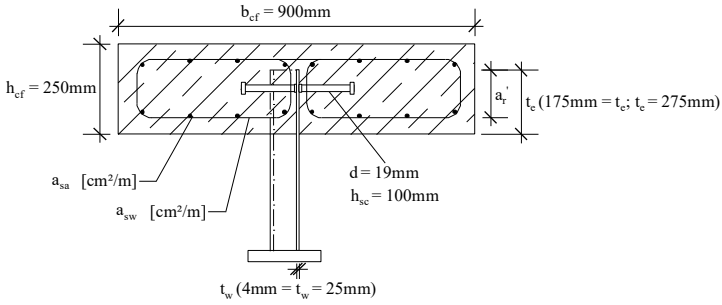


Abbildung 6: Geometrische Randbedingungen zur Anwendung von Gl. (1) [2]

In Abb. 7 ist ein Vergleich zwischen experimenteller bzw. numerischer zu analytisch ermittelter Schubtragfähigkeit aufgezeigt. Es lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse erkennen.

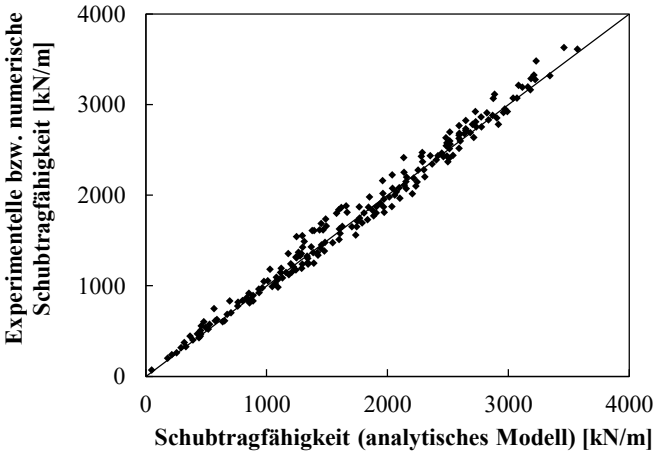


Abbildung 7: Vergleich zwischen experimenteller bzw. numerischer Schubtragfähigkeit zu analytisch ermittelter Schubtragfähigkeit nach [2]

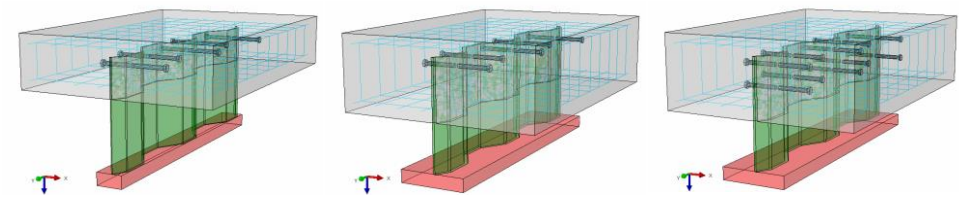
2.2 Tragverhalten der Verbundfuge mit zwei Reihen Kopfbolzen

Eine Weiterentwicklung der oben beschriebenen Querschnittsausbildung stellt eine zweireihige Anordnung der Kopfbolzen dar. Dies ermöglicht durch die Verwendung von Fertigteilen eine effizientere Herstellung der Brücke und eine Minimierung der Bauzeit. Zwei Reihen Kopfbolzen wurden weiterführend in [5] und [6] numerisch untersucht.

Die Validierung des numerischen Modells musste aufgrund fehlender Versuchsdaten schrittweise umgesetzt werden (siehe Abb. 8). Ein erstes Modell (KBD2-250-1KOBO) wurde auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen mit einer Reihe Kopfbolzen entwickelt und anhand der Versuche aus [2] validiert. In einem weiteren Schritt wurde die Dicke des Betonflansches auf 350 mm erhöht (KBD2-350-1KOBO). Anschließend wurde die zweite Reihe Kopfbolzen im Modell implementiert (KBD2-350-2KOBO).

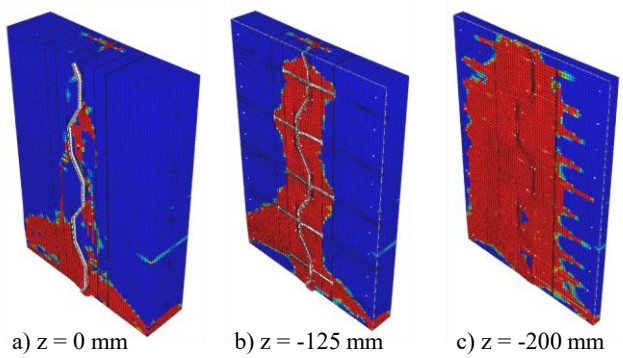
Im numerischen Modell ist das Versagen ähnlich den experimentellen Untersuchungen durch ein Biegen und Aufspalten des Betongurtes gekennzeichnet. Abb. 9 zeigt die Betonschädigungen in verschiedenen Schnitten durch den Beton. Das numerische Modell gibt die Trag- und Versagensmechanismen sehr gut wieder.

Die Steigerung der Längsschubtragfähigkeit infolge der Erhöhung der Plattendicke und der zweiten Kopfbolzen-Reihe ist in Abb. 10 dargestellt. Durch eine Erhöhung der Plattendicke wird zugleich die Einbindetiefe des gekanteten Stegblechs erhöht, was zu einer Steifigkeitszunahme des Querschnitts führt und eine Steigerung der Schubtragfähigkeit zur Folge hat. Die Schubtragfähigkeit wird durch die zweite Reihe Kopfbolzen nochmals gesteigert.



a) KBD2-250-1KOBO b) KBD2-350-1KOBO c) KBD2-350-2KOBO

Abbildung 8: Entwicklung des numerischen Modells für eine zweireihige Anordnung der Kopfbolzen [6]



a) z = 0 mm b) z = -125 mm c) z = -200 mm

Abbildung 9: Schnitte durch den Beton in verschiedenen Tiefen [6]

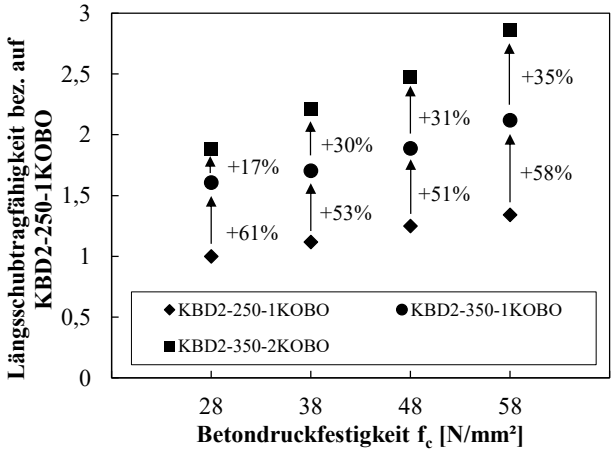


Abbildung 10: Steigerung der Längsschubtragfähigkeit ausgehend vom Modell KBD2-250-1KOBO infolge Erhöhung der Einbindungstiefe (KBD2-350-1KOBO) und einer zweireihigen Anordnung der Kopfbolzen (KBD2-350-2KOBO) [6]

Aufbauend auf der Bemessungsgleichung aus Raichle [2] für eine einreihige Kopfbolzenanordnung wurde der Ansatz in [6] für eine zweireihige Anordnung erweitert. Die Steigerung der Längsschubtragfähigkeit infolge der zweiten Reihe Kopfbolzen wird durch den Faktor k_n berücksichtigt, siehe Gleichung (2). Dieser Faktor ist abhängig von der Betondruckfestigkeit, da für höhere Betonfestigkeiten die Steigerung der Längsschubtragfähigkeit größer ist.

$$k_n = n_s^{0,20 \cdot (f_c/28)} \tag{2}$$

k_n: Faktor zur Berücksichtigung der Anzahl an Kopfbolzenreihen

n_s: Anzahl an Kopfbolzenreihen [-]

f_c: Betondruckfestigkeit [N/mm²]

Die Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge mit eingebettetem Trapezblechsteg und zwei Reihen Kopfbolzen lässt sich durch Einbindung des Faktors k_n in Gl. (1) berechnen:

$$P^*_{Rd,L} = P_{Rd,L} \cdot k_n \tag{3}$$

$P^*_{Rd,L}$: Längsschubtragfähigkeit einer Verbindung mit eingebettetem Stahltrapezstegblech und zweireihiger Anordnung liegender Kopfbolzen

$P_{Rd,L}$: Längsschubtragfähigkeit einer Verbindung mit eingebettetem Stahltrapezstegblech und einreihiger Anordnung liegender Kopfbolzen nach Gl. (1)

k_n: Faktor zur Berücksichtigung der Anzahl an Kopfbolzenreihen nach Gl. (2)

Ein Vergleich zwischen numerisch und analytisch ermittelter Steigerung der Längsschubtragfähigkeit zeigt eine sehr gute Übereinstimmung des erweiterten Ansatzes mit einer Mittelwertabweichung von 5% (siehe Abb. 11).

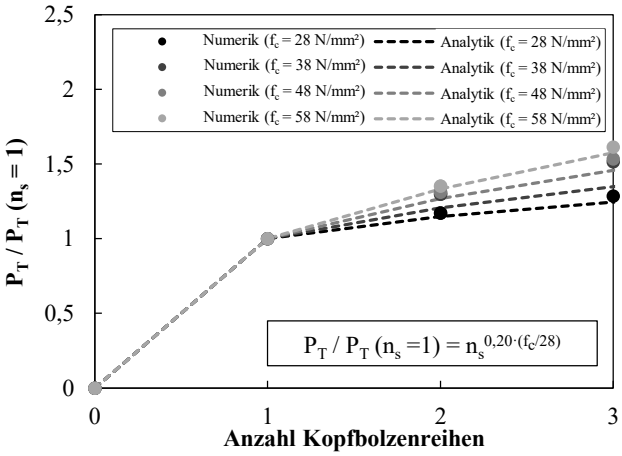


Abbildung 11: Vergleich der Traglaststeigerung aus Numerik im Vergleich zum analytischen Ansatz nach [6]

3 Zusammenfassung und Ausblick

Der Ausbildung der Verbundfuge kommt bei innovativen Lösungen des Verbundbrückenbaus nicht zuletzt durch eine steigende Verkehrsbelastung eine bedeutende Rolle zu. Durch

die Einbettung eines gekanteten Stahlsteges in Kombination mit randnah angeordneten Kopfbolzen wird eine hohe Tragfähigkeit und Duktilität sichergestellt. Vorteilhaft ist eine zweireihige Anordnung der Kopfbolzen in Kombination mit Fertigteilen, um eine effiziente Erstellung der Brücke zu erreichen. Hierfür wurde die bestehende Bemessungsgleichung für eine Reihe Kopfbolzen für eine zweireihige Anordnung um den Faktor k_n erweitert. Dieser berücksichtigt die Steigerung der Tragfähigkeit infolge der zweiten Reihe. Wünschenswert wären experimentelle Untersuchungen zur Validierung des vorgeschlagenen Bemessungskonzeptes und numerischer Modelle.

Danksagung

Die IGF-Vorhaben „Stahlbetonverbundträger mit Trapezblechstegen“ [3] und „Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit“ [5] der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie gefördert. Die Autoren bedanken sich bei der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) für die Finanzierung des Forschungsvorhabens sowie den Mitgliedern des projektbegleitenden Arbeitskreises für deren Unterstützung und Hinweise. Den Projektpartnern gilt der Dank für die gute Kooperation.

Literatur

[1] KUHLMANN, ULRIKE; RAICHLE, JOCHEN; STEMPNIEWSKI, LENA Verbundbrückenbau – neue Entwicklungen und Beispiele. In: Stahlbau 88 (9), S. 859–868. DOI: 10.1002/stab.201900061. 2019

[2] RAICHLE, J. Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, Mitteilung Nr. 2015-2, 2015

[3] NOVÁK, B., U. KUHLMANN, ET AL. Stahlbetonverbundträger mit Trapezblechstegen im Brückenbau. FOSTA-AiF Schlussbericht P645, 2008

[4] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1990/NA:2010-12, Europäisches Komitee für Normung (CEN), 2010

[5] KUHLMANN, U., BREUNIG, S., PASCUAL, A. M., MENSINGER, M., PFAFFINGER, M., LENZ, K., SCHNEIDER, S., BECK, T., UMMENHOFER, T., ZINKE, T. Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit. FOSTA-AiF Schlussbericht P978, 2017

[6] STEMPNIEWSKI, L. Numerical Analysis of the Shear Connection in Composite Girders with Corrugated Steel Web. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Masterarbeit, Mitteilung Nr. 2017-58X, 2017

Minisymposium Strukturoptimierung

Organisatoren:

- **Wolfgang Graf**
  Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden

- **Kai-Uwe Bletzinger**
  Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

CAD-integriertes parametrisches Entwerfen im Leichtbau mit der Isogeometrischen B-Rep-Analyse

Kai-Uwe Bletzinger, Ann-Kathrin Goldbach, Anna Bauer

Institut für Statik, Technische Universität München

Zusammenfassung: Leichtbautragwerke bestechen oft durch elegante Freiformen und effiziente Tragstrukturen. Diese komplexen Geometrien können mit modernen, NURBS-basierten CAD-Systemen einfach modelliert werden. Die Isogeometrische B-Rep Analyse (IBRA) greift auf diese CAD-Modelle zu und reichert sie mit mechanischen Informationen an, um numerische Analysen durchzuführen. Da IBRA die NURBS-Geometrien zusammen mit ihrer Topologie übernimmt, kann das Modell in einer Softwareumgebung sowohl Konstruktionszwecke erfüllen als auch strukturelle Probleme lösen. Gerade im Leichtbau, der durch eine starke Wechselwirkung zwischen Form und Tragwerksverhalten gekennzeichnet ist, stellt der einheitliche Workflow einen großen Vorteil dar. Die Ergebnisse können als neuer Input für nachfolgende Analysen mit möglichen Schnittstellen zu BIM verwendet werden. Dies ist besonders nützlich für die Simulation von Konstruktionsphasen oder im Designzyklus von Membrantragwerken, wo mechanisch getriebene Optimierungen wie Formfindung und Schnittbildgenerierung sowie die Tragwerksanalyse voneinander abhängig sind.

1 Einleitung

Ziel des Leichtbaus ist es, Tragwerke mit minimalem Materialeinsatz und einer optimierten Ausnutzung der Festigkeit des Materials zu bauen. Um dies zu erreichen, wird häufig eine Formoptimierung mit dem Ziel durchgeführt, Biegemomente und damit Querschnittshöhen zu reduzieren. Zusätzlich wird häufig die Anwendung von Vorspannung eingesetzt, um bei Zugtragwerken keine Druckkrafte zu vermeiden oder um aktive Biegetragwerke zu versteifen.

Die Formfindung ist eine Methode, mit der Gleichgewichtsflächen für Zug- (Kabel und Membran) und Drucktragwerken (Gitter und Schale) gefunden werden können. Sie kann auch Gleichgewichtsformen für sogenannte Hybridtragwerken, die eine Kombination aus

Zug- und Druckelementen sind, liefern. Es entstanden verschiedene Formfindungstechniken, die sich von physikalischen Experimenten wie Hängemodellen und Seifenfolien bis hin zu numerischen Methoden entwickelt haben. Da das Verhältnis von Form und Kraft für Leichtbautragwerke unabhängig von der Art der Analyse (d.h. Formfindung, Tragwerksanalyse etc.) hochgradig nichtlinear ist, muss das numerische Modell in der Lage sein, die Verformungs- und Materialreaktion angemessen abzubilden. Dies beinhaltet nicht nur die Modellierung von geometrischen und Material-Nichtlinearitäten, sondern auch Zwangs- (und möglicherweise Kontakt-) Nichtlinearitäten.

Dieser Beitrag zeigt verschiedene numerische Methoden zur Auslegung von Leichtbautragwerken in einer parametrischen isogeometrischen Umgebung. Kapitel 2 erläutert kurz die Grundlagen der CAD-FEM-Integration mit der isogeometrischen B-Rep-Analyse und Kapitel 3 stellt ausgewählte Formfindungstechniken für Leichtbautragwerke vor, die von einer parametrischen Entwurfsumgebung erheblich profitieren. In Kapitel 4 wird dies anhand einer formgefundenen Schale und einer Hybridstruktur veranschaulicht, die durch verschiedene Formfindungsmethoden optimiert werden.

2 NURBS-BASIERTE, CAD-INTEGRIERTE ANALYSE

Die CAD-integrierte Analyse vereint rechnerische Konstruktion und Analyse, indem alle Aufgaben an einem Modell durchgeführt werden. Die Idee der Isogeometrischen Analyse (IGA), wie sie von Hughes et al. [1] geprägt wurde, besteht darin, die NURBS-Beschreibung eines CAD-Modells sowohl für die Geometriebeschreibung als auch für die Grundfunktionen des Analysemodells zu verwenden. Dieses CAD-integrierte Analysemodell kann somit in der CAD-Softwareumgebung erstellt werden, wodurch der Aufwand für die Erstellung eines Analysemodells durch "Überspringen" des klassischen Vernetzungsprozesses reduziert wird. Die glatten NURBS-Geometrien aus dem CAD bleiben für die Analyse erhalten, was bei komplexen Geometrien mit hohen Krümmungen von Vorteil ist. Die Isogeometrische B-Rep Analyse (IBRA) Breitenberger et al. [2]; Breitenberger [3] erweitert die CAD-integrierte Analyse um die topologischen Informationen eines CAD-Modells. So können getrimmte Multipatch-NURBS-Flächen bei der Analyse berücksichtigt werden.

2.1 NURBS

Grundlage der Flächen- und Kurvenbeschreibung im CAD ist das Konzept der Non-Uniform Rational B-Splines, kurz NURBS. Die NURBS-Kurve $C(\xi)$ wird durch die Summe ihrer Kontrollpunkte P_i und die zugehörigen gewichteten (w_i) B-Spline-Funktionen (N_i, $p(\xi)$), R_i, $p(\xi)$ beschrieben. B-Splines sind durch ihre Knotenvektoren und den Polynomgrad p definiert. Weitere Details zu NURBS und B-Splines finden sich z.B. in Piegl und Tiller [4]. Abbildung 1 zeigt eine NURBS-Kurve mit unterschiedlichen Gewichten w und eine NURBS-Fläche mit dem Kontrollpunktnetz. Eine wesentliche Eigenschaft der NURBS ist, dass die Kontrollpunkte außerhalb der generierten Geometrie liegen.

$$C(\xi) = \sum_{i=1}^{n} R_{i,p}(\xi) P_i \tag{1}$$

$$R_{i,p}(\xi) = \frac{N_{i,p}(\xi)\, w_i}{\sum_{j=1}^{n} N_{j,p}(\xi)\, w_j} \tag{2}$$

NURBS werden sowohl für die Geometriedarstellung als auch als Basisfunktionen für die mechanische Analyse in IBRA verwendet. Somit werden auch die Verschiebungen durch die gleichen Basisfunktionen beschrieben. Es ist zu beachten, dass die diskreten Freiheitsgrade, hier die Verschiebungen ui, ebenfalls den Kontrollpunkten der NURBS-Geometrie zugeordnet werden. Verformungen der eigentlichen Geometrie muss deshalb zusätzlich rückgerechnet werden.

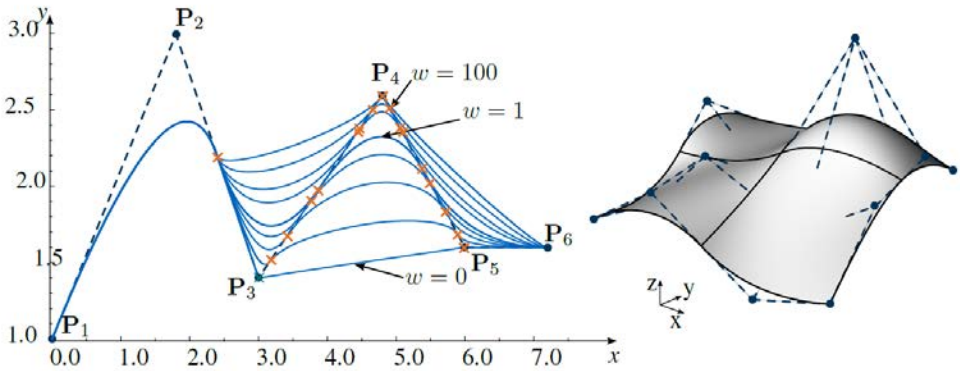


Abbildung 1: Links: NURBS-Kurve mit unterschiedlichen Gewichten w des Kontrollpunktes P4. Rechts: NURBS-Fläche mit Kontrollpunktnetz.

2.2 Isogeometrische B-Rep-Analyse

CAD-Modelle werden typischerweise als B-Rep-Modelle konstruiert, die aus mehreren Kurven und Flächen bestehen, die entlang ihrer Eckpunkte, Kanten oder Flächen miteinander verbunden sind. IBRA berücksichtigt diese erweiterten Eigenschaften des CAD-Modells für die Analyse und erweitert die B-Rep-Einheiten konsequent um mechanische Eigenschaften. Darüber hinaus werden die NURBS-Kurven und -Flächen sowohl im Geometrie- als auch im Parameterraum definiert, siehe Bild 2. Der Parameterraum wird durch die Kurven- bzw. Flächenparameter ξ, η erzeugt und beinhaltet Informationen wie Elementkanten und Kopplungsdefinitionen. Auch im Parameterraum werden Trimmoperationen angewendet: Die Geometrie wird in Teile zerlegt, die innerhalb oder außerhalb einer Trimmkurve liegen. Komplexe Geometrien können durch die Anwendung von Trimmoperationen effizient modelliert werden. Diese Überlegungen führen zu dem Konzept der eingebetteten Elemente Bauer et al. [5], die mechanische Eigenschaften, z.B. Stütz- und Kopplungsbedingungen, innerhalb des Parameterraums und damit unabhängig vom FE-Netz definieren. In diesem Zusammenhang wurde eine Reihe von Tragwerkselementen entwickelt, wie z.B. Binder, Träger, Kabel, Membranen, Platten und Schalen.

2.3 CAD-integrierte parametrische Konstruktion

Der einheitliche Ansatz für Entwurf und Analyse durch die CAD-Integration mit IBRA bietet verschiedene Vorteile für den Entwurfs-Workflow, insbesondere für Tragwerke mit einer starken Wechselwirkung von Form und Kraft. In moderner CAD-Software ermöglichen parametrische Entwurfswerkzeuge die Erkundung eines großen Entwurfsraumes. Mit dem CAD-integrierten Ansatz ist es möglich, geometrische und mechanische Eigenschaften zu parametrisieren und gleichzeitig zu variieren. In linearen und nichtlinearen Tragwerksanalysen sowie Formfindungs- oder anderen Analysen können zeitnah Antworten hinsichtlich der konstruktiven und strukturellen Möglichkeiten generiert werden. Optimierungsverfahren können problemlos mit dem CAD-integrierten Modell verknüpft werden.

Das Plugin Kiwi!3D [6] wurde in einer Kooperation mit der str.ucture GmbH entwickelt, um parametrische Konstruktionswerkzeuge und IBRA-Elemente gemeinsam zu nutzen. Es bietet eine Schnittstelle mit Pre- und Postprocessing zwischen der CAD-Umgebung von Grasshopper und Rhino3d sowie dem FEM-Code Carat++ [7].

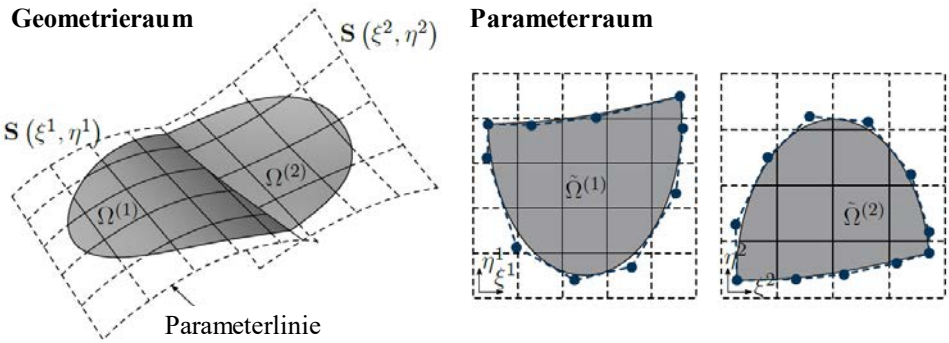


Abbildung 2: Trimmen von Kurven im Geometrieraum (links) und im Parameterraum (rechts).

3 EFFIZIENTE ENTWURFSMETHODEN FÜR TRAGWERKE DES LEICHTBAUS

Da die vollständige CAD-Beschreibung in jedem Schritt eines CAD-integrierten Konstruktionsprozesses zur Verfügung steht, stehen die Ergebnisse (z.B. Verformungen, Spannungen) als Bestandteil des CAD-Modells zur Verfügung. Wie in einem physikalischen Modell können so mechanische Analysen genutzt werden, um Formen mit einer hohen Genauigkeit der Geometrie zu generieren. Dies beinhaltet die Formfindung für Membrantragwerken ebenso wie für invertiert hängende Modelle oder pneumatische Formen.

Neben der Auswertung können die CAD-integrierten Analyseergebnisse einfach an nachfolgende Analysen weitergegeben werden. Der Designzyklus von Strukturmembranen ist hierfür ein relevantes Beispiel, da die einzelnen Analyseschritte stark miteinander verknüpft sind und deren Zusammenspiel für ein erfolgreiches Design berücksichtigt werden muss (siehe z.B. Goldbach und Bletzinger [8] für weitere Details). Das formgefundene Modell steht als

vollwertiges CAD-Modell zur Verfügung und kann somit zur Durchführung von Tragwerksanalysen verwendet werden. Auch für die Schnittbildgenerierung ist die CAD-Integration sehr vorteilhaft, da einfache Trimmoperationen zur Definition der Nahtlinien angewendet werden können. Die einzelnen Membranteile stehen dann in der CAD-Umgebung zur Verfügung und eine Montageanalyse kann durch die Simulation des Aufbauprozesses die Qualität des Schnittmusters (Glätte der montierten Struktur, Spannungen) bewerten. Schließlich kann es auch für den Fertigungsprozess von Vorteil sein, das 2D-Muster in der CAD-Umgebung zu haben, da diese Daten einfach weitergeleitet werden können.

3.1 Formgenerierung mit Vorwärtsanalyseverfahren

Vorwärtsanalysemethoden zur Formgenerierung implizieren, dass ein (oft zunächst gerades oder flaches) Tragwerke einer äußeren Belastung ausgesetzt und damit aktiv verformt wird, um eine optimierte Form zu finden. Zwei Prinzipien der Formgenerierung werden hier vorgestellt: Hängemodelle, um biegungsfreie Geometrien für Schalen zu finden und aktive Biegung, die durch gezielte Verformung Biegevorspannung an elastischen Bauteilen induziert.

Hängemodelle sind klassische, experimentelle Modelle, um aus der Umkehrung hängender Seile oder Tücher die Formen biegefreier, druckbeanspruchter Tragwerke zu ermitteln. Zu den prominentesten Vertretern dieser Technik gehören Antonio Gaudi und Heinz Isler, siehe Huerta [9]; Isler [10]. Heinz Isler schuf ein ganzes Formenlexikon mit hängenden Modellen, indem er verschiedene Stoffformen unter Eigengewicht verformen ließ und sie umkehrte. Mit modernen numerischen Methoden ist es möglich, den kompletten Ablauf einer solchen Modellkampagne in allen Details zu simulieren. Im Gegensatz zu physikalisch hängenden Modellen können die Tragwerkee in allen Modellstadien und in vollem Umfang (Geometrie, Spannungen, Zuschnitte etc.) ausgewertet werden, was u.a. eine korrekte Skalierung von Last und Steifigkeit ermöglicht. Bei der CAD-integrierten Vorgehensweise liegt außerdem die Geometrie des Hängemodells als Resultat eines Deformationsvorganges vollständig in CAD-Daten vor. Dies wiederum ist die Grundlage für den weiteren Entwurf der eigentlichen Tragwerke, wie z.B. leichte Gitterschalen (siehe Abschnitt 4.1).

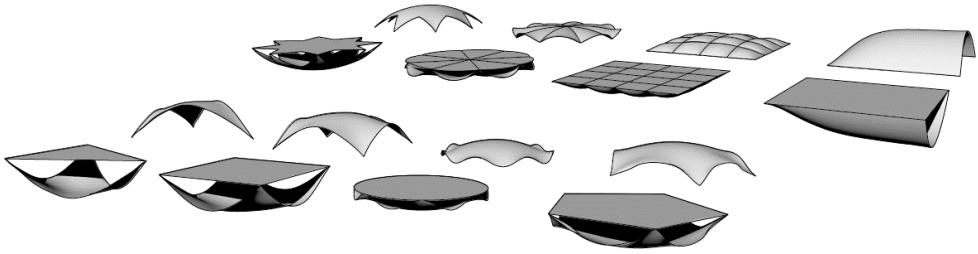


Abbildung 3: Numerisch generierte hängende Modelle für eine Vielzahl von flachen Formen.

Mittels Parametrisierung können die verschiedenen Grenzen und Topologien der Hängemodelle von Isler einfach modelliert und analysiert werden (siehe Abbildung 3 für ausgewählte Beispiele). Neben der Möglichkeit der zeitnahen Analyse von CAD-integrierten Modellen ist die hohe geometrische Qualität der glatten NURBS-Flächen ein weiterer großer Vorteil.

Aktive Biegetragwerke erhöhen die Biegesteifigkeit von Tragwerkselementen, indem sie gerade Elemente aktiv in eine gekrümmte Sollform verformen und dort fixieren, siehe Bild 4. Das Beispiel eines einfach aufgelagerten Trägers zeigt den Effekt: Wird der Träger an den

Auflagern mit einer Kraft beaufschlagt, verformt er sich zu einem Bogen (siehe Bild 4). Wird die Rollenstütze dann in der verformten Position fixiert, wird das Biegemoment "eingeklinkt" und sorgt für zusätzliche Steifigkeit gegen äußere Belastung.

Weitere Details zur aktiven Biegung finden sich in Lienhard et al. [11]. Durch die CAD-integrierte Analyse können sowohl der Biegeprozess als auch nachfolgende Analysen bequem simuliert werden. Mit dem parametrischen Ansatz können verschiedene Optionen für den Montageprozess, die Ausgangsform und die strukturellen Eigenschaften (d.h. Materialparameter, Querschnitt) in Bezug auf die Endform und die Vorspannung untersucht werden. Dies wird in Kapitel 4.2 näher erläutert.

3.2 Inverse Optimierungsverfahren

Tragwerke aus Membranen und Seilen tragen äußere Lasten nur durch Zug und sind deshalb in der Regel vorgespannt. Es ist unmöglich, sie ohne Berücksichtigung der Wechselwirkung von Form und Kraft zu bemessen und zu analysieren. Bei der Formfindung werden für vorgegebene Spannungszustände und Randbedingungen Formen im Gleichgewicht gefunden, konkret Membranflächen oder Seilnetze. Da nur die Spannung im Endzustand aber nicht die Endgeometrie bekannt ist, kann die Formfindung als ein inverses Optimierungsverfahren eingestuft werden. Gleiches gilt für die Schnittmustererzeugung, bei der das Problem der geeigneten ebenen Mustergeometrie, die sich in die formgefundene Geometrie zusammensetzen und dehnen lässt, gelöst werden muss. Es existieren viele erfolgreiche Methoden zur Formfindung Gosling et al. [12]; Veenendaal und Block [13], u.a. die Updated Reference Strategy (URS) von Bletzinger und Ramm [14]. Diese basiert auf der Grundlage der Kontinuumsmechanik und erlaubt deshalb konsistente Erweiterungen wie z.B. die Variation of Reference Strategy von Widhammer [15]. Damit gelingt es, Formfindung und Schnittmusterbestimmung in einem Ablauf durchzuführen. Eine Besonderheit ist, dass die üblichen Zusammenhänge der Mechanik umgekehrt formuliert sind (d.h. die verformte Geometrie gilt als bekannt). So wird der Zuschnitt direkt in der Zuschnittsebene iterativ bestimmt, wobei der Einbauvorgang korrekt simuliert wird. Elastische Kompensationen sind somit automatisch erfasst, der Zielspannungszustand wird bestmöglich erreicht. In Verbindung mit IBRA liegen sämtliche Daten der 3D Geometrie nach Formfindung sowie die Geometrien sämtlicher Zuschnittsstreifen in CAD-Daten vor.

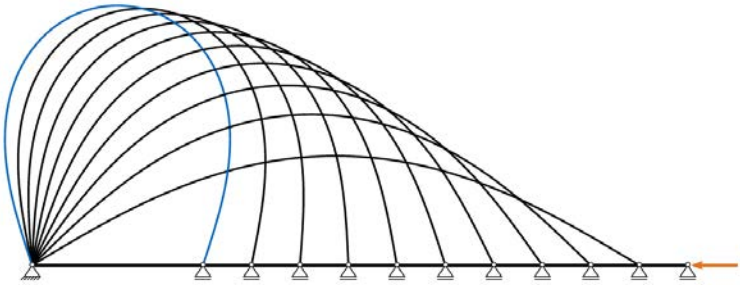


Abbildung 4: Das Prinzip der aktiven Biegung durch Verformung eines zunächst geraden Elements in ein gebogenes.

Der Formfindungsprozess einer zunächst beliebigen Form mit gegebenen Randbedingungen und Vorspannungswerten ist in Bild 5 zu sehen.

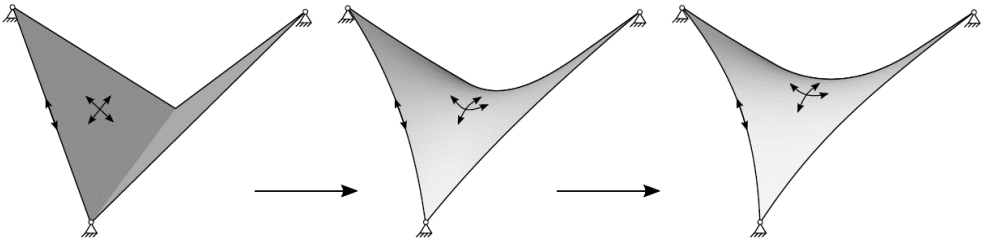


Abbildung 5: Formfindungsprozess für einen Hypar mit Updated Reference Strategy (URS) von links nach rechts: eine beliebige Ausgangsgeometrie wird so lange aktualisiert, bis eine Gleichgewichtsfläche gefunden ist.

Die Optimierung des Schnittmusters in vier Teilen für einen Hypar ist in Bild 6 dargestellt. Die Berechnung einer Minimalfläche mit z.B. URS kann auch dazu verwendet werden, um die Form einer Gitterschale zu finden. Die Beschreibung der glatten Oberfläche mit NURBS bewahrt die Krümmungsinformation und erleichtert so die Bestimmung von mathematischen Linien auf der Oberfläche. In Schling [16] wurde die resultierende minimale Oberfläche zur Erzeugung asymptotischer Linien für einen Gridshell-Pavillon verwendet.

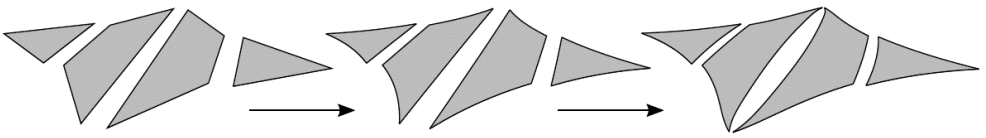


Abbildung 6: Von links nach rechts: Optimierung der Mustergeometrie für einen Hypar mit der Variation von Referenzstrategie.

4 ISOGEOMETRISCHE PARAMETRISCHE KONSTRUKTIONSBEISPIELE

Die Optimierung einer großen Schalenform durch Berechnung eines numerischen Hängemodells (Abschnitt 4.1) und die Formfindung einer Hybridstruktur (Abschnitt 4.2) werden als isogeometrische Bemessungsbeispiele gezeigt. Alle Simulationen wurden mit dem FEM-Code Carat++ durchgeführt, mit dem Plugin Kiwi!3D als Pre- und Postprocessing-Plugin zu Rhino und Grasshopper.

4.1 Schalenformfindung

Das Kresge Auditorium ist eine großflächige Rohbaukonstruktion am Massachusets Institute of Technology, die von Eero Saarinen entworfen wurde. Seine Form wird durch eine Achtel-Kugel definiert und folgt somit nicht einer hängenden Form. Das bedeutet, dass die Form ohne Berücksichtigung der mechanischen Folgen (d.h. Biegemomente) festgelegt wurde, was

zu zahlreichen Kritiken (siehe z.B. Ramm [17]) und erheblichen Anstrengungen zur Erhaltung der Stabilität der Schale führte. Beispielsweise waren die Verschiebungen des Tragwerks größer als erwartet und es mussten zusätzliche Stützen in der Mitte der Randträger hinzugefügt werden. Dennoch wurde es als schlanke Stahlbetonkonstruktion mit Randträgern und den genannten Stützen ausgeführt, siehe Abbildung 7.

Für die Bodenabmessungen des Kresge Auditoriums wurde ein numerisches Hängemodell generiert, um die Wirksamkeit dieser Formfindungsmethode für Leichtbau-Schalen darzustellen. Das numerische Hängemodell zeigt eine optimierte Form des Kresge Auditoriums im Vergleich zur Kugelform ohne Randträger, siehe Bild 8. Die optimierte Form weist bei Eigengewicht weniger Biegemomente und kleinere Verschiebungen auf, siehe Bild 9. Die minimierten Biegemomente ermöglichen eine minimale Querschnittshöhe. Die optimierte Geometrie führt aufgrund des reinen Druckzustandes in der Schale von Natur aus zu einer maximalen Materialausnutzung. Außerdem können der Randträger und die Stützsäule entfallen. Das parametrische, CAD-integrierte Analysemodell ermöglicht es dem Konstrukteur und Ingenieur, das Hängemodell hinsichtlich zahlreicher Varianten der Schalenkonstruktion zu untersuchen, wie z.B. die Details im Auflagerbereich.

Abbildung 7: Angepasstes Kresge Auditorium, MIT (Ansicht mit Green Building) von Daderot CC BY-SA 3.0.

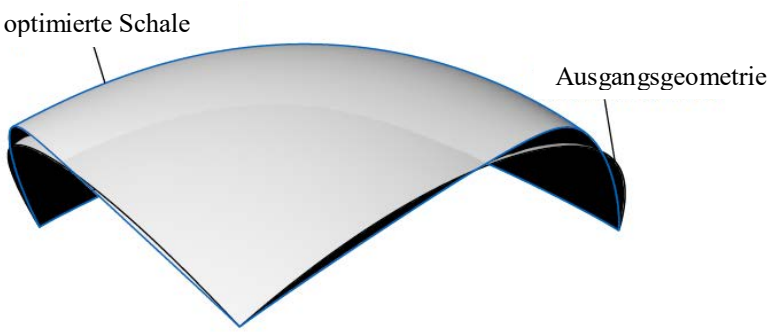


Abbildung 8: Numerisch generiertes Hängemodell und ursprüngliche Form des Kresge Auditoriums.

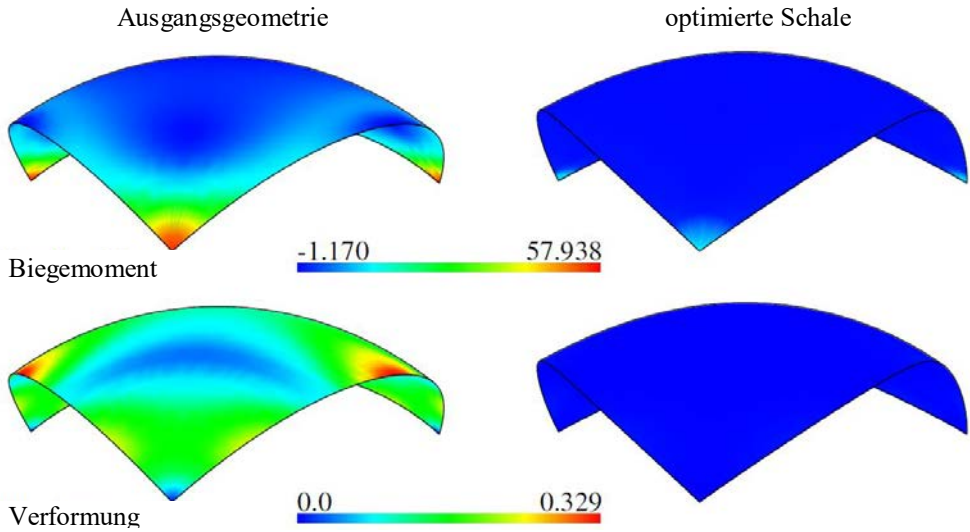


Abbildung 9: Biegemoment und Verschiebung der ursprünglichen und optimierten Schalengeometrie für das Kresge Auditorium unter Eigengewicht.

4.2 Aktive Biegung und Formfindung

Die vorgeschlagene "Strandbar" ist eine Hybridstruktur, die aktiv gebogene Stäbe mit einer vorgespannten Membran kombiniert. Abbildung 10 zeigt den Bauprozess: Die zunächst geraden Stäbe mit den Längen L_1 und L_2 werden durch die Definition der endgültigen Stützposition (durch die Parameter W und L_0) aktiv gebogen und dann in ihre aufrechte Position gebracht, wo ihre Verbindungspunkte C_1 und C_2 zusammengefügt werden. In den nächsten Schritten wird die Membran mit ihren Randseilen hinzugefügt und an den gebogenen Stäben befestigt. Die Formfindung wird durchgeführt, um eine Gleichgewichtsform zu finden, wobei die gegebenen Vorspannungen P_1 und P_2 in der Membran und P_c im Kabel sowie die gegebenen Randbedingungen einschließlich der gebogenen Stäbe als elastische Träger gleichzeitig und in ihrer Wechselwirkung berücksichtigt werden. Die endgültige, formgefundene Hybridstruktur liegt als vollständig mechanisch ergänztes CAD-Modell vor. Da die unverformte Ausgangsgeometrie der Stäbe zur Verfügung steht, kann das mechanische Verhalten der Stäbe infolge zusätzlicher Belastungen (Wind, Sandverwehung, Schnee etc.) exakt modelliert und erfasst werden.

Mit einem parametrischen Aufbau des Strandbarmodells können verschiedene Kombinationen aus geometrischen und mechanischen Parametern untersucht werden. Bild 10 zeigt den CAD-integrierten parametrischen Ablauf des Montagevorgangs. Es ist zu erkennen, dass mit IBRA die Eingangsparameter in jeder Phase des Montageprozesses variiert werden können, ohne dass das Modell neu aufgebaut werden muss. Alle nachfolgenden Schritte werden automatisch aktualisiert. Bild 11 zeigt ausgewählte parametrische Studien für die Strandbar.

Die Länge L_2 wird bei unverändertem Anschlusspunkt variiert, was zu sehr unterschiedlichen Ergebnisformen führt. Die Folge der alleinigen Variation der Breite W zwischen den Stäben ist eine drastische Veränderung der Höhe und der von der Membran bedeckten Fläche.

Schließlich führt die Änderung des mechanischen Parameters P_1 zu signifikanten Unterschieden in der Krümmung der Membranen, was einen großen Einfluss auf das Tragverhalten hat (drohende Pfützenbildung etc.). Ein Optimierungsalgorithmus könnte leicht in den Analyseworkflow integriert werden, um z.B. die maximale Verformung der Membran unter äußerer Belastung durch Änderung einiger Eingangsparameter zu begrenzen.

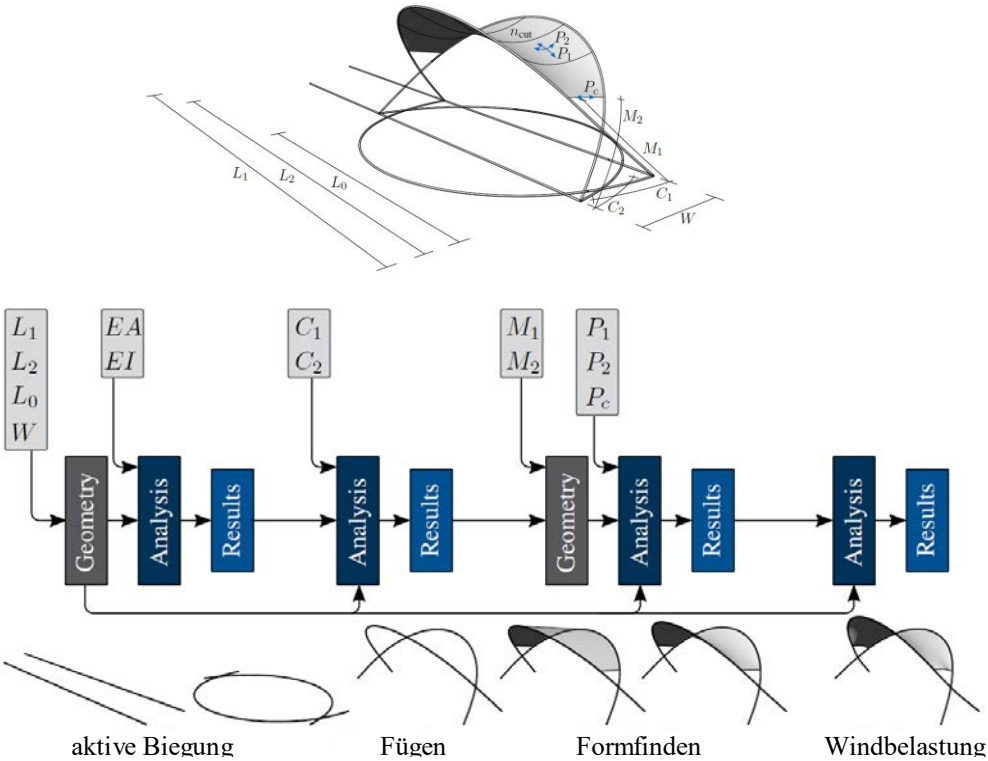


Abbildung 10: Parametrischer Formfindungsprozess der Strandbar mit verknüpften, aufeinander folgenden Analysen: zunächst gerade Stäbe, aktiv gebogene Stäbe, aufrechte Stäbe mit verbundenen Verbindungspunkten, hinzugefügte Membranelemente, formgefundene Hybridstruktur, endgültiges Strandbarmodell unter Windauftrieb.

Literatur

[1] HUGHES, T. J. R., COTTRELL, J. A., AND BAZILEVS, Y. (2005). Isogeometric analysis: Cad, finite elements, nurbs, exact geometry and mesh refinement. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 194, 4135–4195.

[2] BREITENBERGER, M., APOSTOLATOS, A., PHILIPP, B., WÜCHNER, R., AND BLETZINGER, K.-U. (2015). Analysis in computer aided design: Nonlinear isogeometric b-rep analysis of shell structures. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 284, 401–457. doi:10.1016/j.cma.2014.09.033

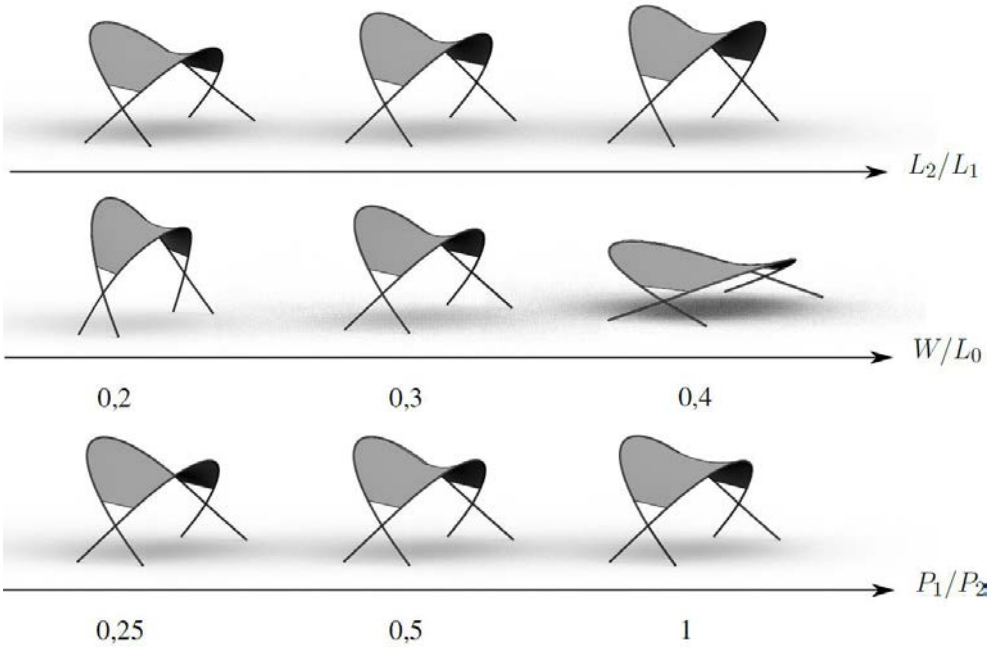


Abbildung 11: Ausgewählte parametrische Studien der Strandbar mit Kiwi!3D.

[3] BREITENBERGER, M. (2016). CAD-integrated design and analysis of shell structures, vol. Band 34 of Schriftenreihe des Lehrstuhls für Statik der Technischen Universität München (München: Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München)

[4] PIEGL, L. AND TILLER, W. (1997). The NURBS Book. Monographs in Visual Communication (Berlin and Heidelberg: Springer), second edition edn. doi:10.1007/978-3-642-59223-2

[5] BAUER, A. M., BREITENBERGER, M., PHILIPP, B., WÜCHNER, R., AND BLETZINGER, K.-U. (2017). Embedded structural entities in nurbs-based isogeometric analysis. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 325, 198–218. doi:10.1016/j.cma.2017.07.010

[6] [Dataset] Kiwi!3D (2019)

[7] [Dataset] Carat++ (2019). Carat++

[8] GOLDBACH, A.-K. AND BLETZINGER, K.-U. (2019). Cad-integrated parametric design cycle for structural membranes. In Proceedings of the IASS Annual Symposium 2019 - Structural Membranes 2019, eds. C. Lázaro, K.-U. Bletzinger, and E. Oñate

[9] HUERTA, S. (2011). Structural design in the work of Gaudí. Architectural Science Review 49, 324–339. doi:10.3763/asre.2006.4943

[10] ISLER, H. (1961). New shapes for shells. Bulletin of the International Association for Shell Structures , 123–130

[11] LIENHARD, J., ALPERMANN, H., GENGNAGEL, C., AND KNIPPERS, J. (2013). Active bending, a review on structures where bending is used as a self-formation process. International Journal of Space Structures 28, 187–196. doi:10.1260/0266-3511.28.3-4.187

[12] GOSLING, P. D., BRIDGENS, B. N., AND ZHANG, L. (2013). Adoption of a reliability approach for membrane structure analysis. Structural Safety 40, 39–50. doi:10.1016/j.strusafe.2012.09.002

[13] VEENENDAAL, D. AND BLOCK, P. (2012). An overview and comparison of structural form finding methods for general networks. International Journal of Solids and Structures 49, 3741–3753. doi:10.1016/j.ijsolstr.2012.08.008

[14] BLETZINGER, K.-U. AND RAMM, E. (1999). A general finite element approach to the form finding of tensile structures by the updated reference strategy. International Journal of Space Structures 14, 131–145. doi:10.1260/0266351991494759

[15] WIDHAMMER, A. M. (2015). Variation of Reference Strategy: Generation of Optimized Cutting Patterns for Textile Fabrics. Dissertation, Technische Universität München, München

[16] SCHLING, E. (2018). Repetitive Structures. Ph.D. thesis, Technische Universität München, München. doi:10.14459/2018md1449869

[17] RAMM, E. (2004). Shape finding of concrete shell roofs. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures 45, 29–39

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Minimierung von Rissweiten in Stahlbetontragwerken unter Berücksichtigung polymorph unscharfer Parameter

Steffen Freitag, Philipp Edler, Katharina Kremer, Michael Hofmann, Günther Meschke

Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Zusammenfassung: Zur Optimierung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken werden Finite Elemente Simulationen mit stochastisch streuenden Lasten und Materialparametern durchgeführt, um Rissweiten in Abhängigkeit der Betondeckung auszuwerten. Zur Minimierung der Rissweiten wird ein Optimierungsproblem gelöst, bei dem die vorzuhaltende Betondeckung als ungenauer Entwurfsparameter berücksichtigt wird. Als Nebenbedingung muss die Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit eingehalten werden.

1 Einleitung

Durch den Einsatz von Optimierungsverfahren in der Baustatik können verbesserte Tragwerksentwürfe erzielt werden. Zur Formulierung eines Optimierungsproblems müssen Zielfunktionen, Entwurfsparameter und ggf. Nebenbedingungen definiert werden. Ziele der Optimierung können beispielsweise Gewichts- oder Kostenminimierung sein. In diesem Beitrag wird auf die Minimierung von Rissweiten von Stahlbetontragwerken fokussiert, um die Dauerhaftigkeit zu verbessern. Als Nebenbedingung müssen die optimalen Entwurfsparameter auch die Standsicherheit des Tragwerks gewährleisten. Im Rahmen einer probabilistischen Sicherheitsanalyse, bei der einige Last- und Materialparameter als stochastische Größen quantifiziert werden, wird hier eine einzuhaltende Versagenswahrscheinlichkeit als Nebenbedingung formuliert.

Optimierungsprobleme mit stochastischen Parametern können nicht direkt gelöst werden, da die Zielfunktion durch ein deterministisches Maß definiert sein muss, dass minimiert oder maximiert werden kann, siehe z.B. [10]. Deshalb werden beispielsweise Mittelwerte, Standardabweichungen oder Quantilwerte der stochastischen Verteilung einer Zielgröße zur Lösung eines Optimierungsproblems mit unscharfen Parametern herangezogen.

2 Optimierung mit polymorph unscharfen Parametern

Vorgehensweisen zur Optimierung von Tragwerken mit polymorph unscharfen Parametern sind z.B. in [5] und [2] gezeigt. In diesem Beitrag werden neben stochastischen a priori Parametern $\mathbf{A}$, die während der Optimierung nicht variiert werden können, die Entwurfsparameter als Intervalle $\overline{\mathbf{d}}$ quantifiziert, um Toleranzen zu berücksichtigen. Durch die Kombination von stochastischen Größen und Intervallen wird eine probability box, d.h. eine untere und eine obere Verteilungsfunktion, des Zielwertes erhalten. Bei der Optimierung kann dann beispielsweise die obere Intervallgrenze (worst case) des Intervallmittelwerts der probability box ${}_u\mu(\overline{Z})$ minimiert werden

$$\text{min:} \quad \left\{ {}_u\mu\left(\overline{Z}(\mathbf{A}, \overline{\mathbf{d}})\right) \right\}, \qquad \text{mit der Bedingung:} \quad {}_uG_q(\mathbf{A}, \overline{\mathbf{d}}) \leq 0\ . \tag{1}$$

Mit ${}_uG_q$ wird die obere Intervallgrenze des q-ten Intervallquantilwerts der Nebenbedingung bezeichnet (z.B. kann q einer einzuhaltenden Versagenswahrscheinlichkeit entsprechen).

Zur Lösung eines durch Gl. (1) beschriebenen Optimierungsproblems mit polymorph unscharfen Parametern ist folgender vierstufiger Algorithmus erforderlich:

1. deterministische Analyse
2. stochastische Analyse
3. Intervallanalyse
4. Optimierung

3 Beispiel zur Minimierung von Rissweiten eines Stahlbetonbrückentragwerks

Anhand eines akademischen Beispiels wird eine Anwendungsmöglichkeit zur Optimierung von Tragwerken unter polymorpher Unschärfe veranschaulicht. In Abb. 1 ist ein Brückentragwerk dargestellt, dass als Zweifeldträger mit jeweils 12,15 m Stützweite ausgeführt ist. Der 1,2 m hohe zweistegige Stahlbetonplattenbalken wurde unter Berücksichtigung der Eigenlast und einer konstanten Verkehrslast bemessen.

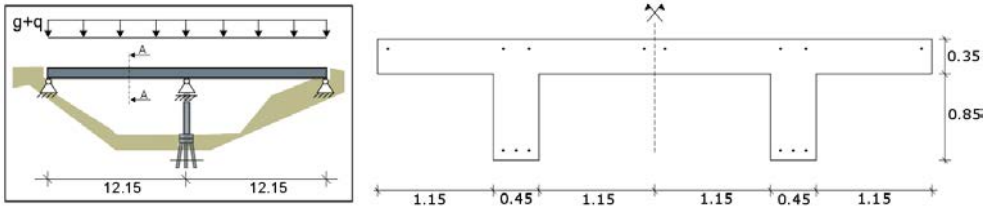


Abbildung 1: Brückentragwerk, Abmessungen in [m]; links: Statisches System und Belastung; rechts: Plattenbalkenquerschnitt

Zur Untersuchung des Trag- und Schädigungsverhaltens der Stahlbetonkonstruktion wird ein Finite Elemente (FE) Simulationsmodell mit homogenisierten Stahlbetonmodell genutzt [9], bei dem ein anisotropes Schädigungsmodell für Beton und verschmiert modellierte Bewehrungsstäbe eingesetzt werden. In dem in Abb. 2 dargestellten FE-Simulationsmodell wurde die doppelte Symmetrie der Geometrie und Belastung genutzt.

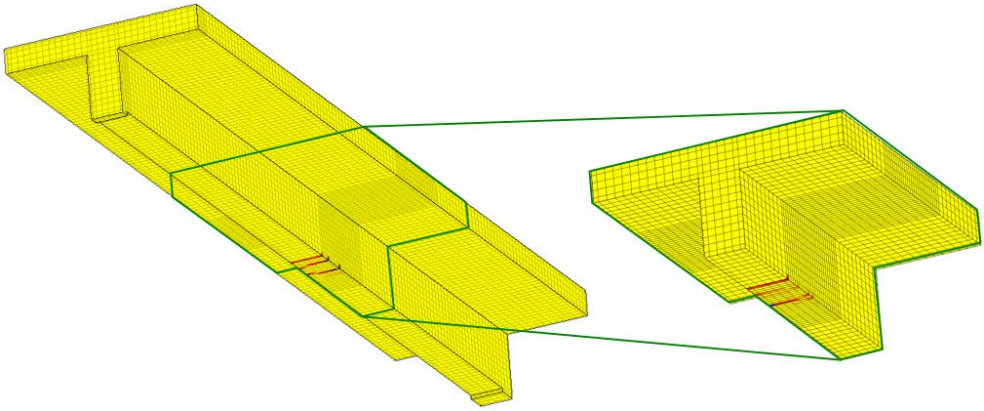


Abbildung 2: Finite Elemente Simulationsmodell des Brückentragwerks unter Ausnutzung doppelter Symmetrie der Geometrie und Belastung; die gerissenen Bereiche sind in rot dargestellt

Aus dem in Abb. 2 gezeigten Schädigungszustand lassen sich Rissweiten berechnen, siehe [6]. Als Schädigungsmaß zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit wird hier die durch Risse freigelegte Mantelfläche der Bewehrung M [mm^2] ausgewertet [1]. Eine direkte und genauere Berechnung der Rissweiten und Rissabstände ist durch eine FE-Modellierung möglich, bei der die Betonschädigung durch Interface Solid Elements (ISE) [8, 11] abgebildet und Bewehrungsstabelemente in die Betonelemente eingebettet werden, siehe z.B. [4].

3.1 Zielfunktion, Nebenbedingung und Parameter des Optimierungsproblems

Zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit wird eine Optimierungsaufgabe formuliert mit dem Ziel, die freigelegte Mantelfläche der Bewehrung M zu minimieren. Um polymorph unscharfe Parameter in die Optimierung einbeziehen zu können, wird die zu minimierende Zielfunktion als

$$z = {}_u\mu\left(M\left(\overline{h}_{bottom}, \overline{h}_{top}, E, Q\right)\right) \tag{2}$$

definiert, d.h. die obere Intervallgrenze des Intervallmittelwerts der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung soll minimiert werden.

Die Parameter $\overline{h}_{bottom}$ und $\overline{h}_{top}$ in Gl. (2) sind als Intervalle quantifizierte unscharfe Entwurfsgrößen. Mit $\overline{h}_{bottom}$ ist der Abstand der unteren Bewehrungslage (Feldbewehrung) von der Unterkante des Plattenbalkens bezeichnet, $\overline{h}_{top}$ entspricht dem Abstand der oberen

Bewehrungslage von der Oberkannte des Plattenbalkens (Bewehrung über dem Mittelauflager des Durchlaufträgers). Durch die Quantifizierung dieser Entwurfsparameter als Intervalle werden herstellungsbedingte Ungenauigkeiten der Bewehrungslagen im Modell abgebildet. Zur Lösung des Optimierungsproblems werden die Intervallmittelpunkte ${}_m h_{\text{bottom}}$ und ${}_m h_{\text{top}}$ als Entwurfsgrößen definiert und drei jeweils während der Optimierung konstante Intervallradien ${}_r h_{bottom} = {}_r h_{top} = 0, 5, 10$ mm untersucht, wobei ${}_r h_{bottom} = {}_r h_{top} = 0$ mm zu deterministischen Entwurfsparametern führt, siehe Tab. 1. In diesem Beitrag wird nur die Bewehrungskombination $6 \times \varnothing 20$ mm für die untere Bewehrungslage und $12 \times \varnothing 16$ mm für die obere Bewehrungslage untersucht. Ergebnisse für weitere Bewehrungskombinationen mit ähnlichem Bewehrungsgehalt sind in [1] enthalten.

Parameter	Typ und Beschreibung	Grenzen
$\overline{h}_{\text{bottom}}$ [mm]	Intervallentwurfsparameter, zu optimierender Intervallmittelpunkt ${}_m h_{bottom}$ und konstante Intervallradien ${}_r h_{bottom} = 0, 5, 10$	[55; 134,5]
$\overline{h}_{\text{top}}$ [mm]	Intervallentwurfsparameter, zu optimierender Intervallmittelpunkt ${}_m h_{top}$ und konstante Intervallradien ${}_r h_{top} = 0, 5, 10$	[95; 175]
E [N/mm^2]	logarithmisch verteilter stochastischer a priori Parameter, $\lambda = 10.413, \zeta = 9.009 \cdot 10^{-3}$	-
Q [kN/m^2]	normalverteilter stochastischer a priori Parameter, $\mu(Q) = 10$, $\sigma(Q) = 3{,}60, 3{,}65, 3{,}70, 3{,}75, 3{,}80$	-

Tabelle 1: Unscharfe Parameter des Optimierungsproblems

Als stochastisch verteilte unscharfe a priori Parameter, die im Gegensatz zu den Entwurfsparametern während der Optimierung nicht verändert werden können, sind der Elastizitätsmodul E des eingesetzten Betons C30/37 durch eine logarithmische Normalverteilung und die Verkehrslast Q als Normalverteilung mit den in Tab. 1 angegebenen Verteilungsparametern quantifiziert. Die für die Rissbildung maßgebende Betonzugfestigkeit ist unter Annahme voller Korrelation mit dem Elastizitätsmodul ebenfalls stochastisch verteilt. Um den Einfluss der Standardabweichung auf die optimale Bewehrungsanordnung zu untersuchen, wird das Optimierungsproblem für fünf verschiedene Standardabweichungen gelöst.

Als Nebenbedingung des Optimierungsproblems wird gefordert, dass die obere Intervallgrenze ${}_u P_f$ der Intervallversagenswahrscheinlichkeit $\overline{P}_f$ kleiner als 10^{-5} ist

$$ {}_u P_f(\overline{h}_{\text{bottom}}, \overline{h}_{\text{top}}, E, Q) \leq 10^{-5} \ . \tag{3} $$

Dadurch wird sichergestellt, dass für alle innerhalb der Intervallgrenzen möglichen Realisierungen der optimalen Intervallentwurfsparameter die Traglast mit einer Wahrscheinlichkeit von lediglich 10^{-5} von der Belastung (Summe aus Eigenlast und Verkehrslast) überschritten wird.

3.2 Künstliche neuronale Netze als Ersatzmodelle für die Finite Elemente Simulation

Zur Lösung des Optimierungsproblems (Minimierung der Zielfunktion in Gl. (2)) unter Berücksichtigung der stochastischen a priori Parameter und der Intervallentwurfsparameter sind ca. $1{,}5 \cdot 10^9$ Berechnungen des FE-Modells mit variierten Parametern erforderlich. Bei ca. 2 Stunden Rechenzeit pro FE-Simulation würde die Gesamtrechenzeit mehr als $3{,}5 \cdot 10^5$ Jahre betragen. Selbst bei gleichzeitiger Ausführung von FE-Simulationen auf einem Rechencluster ist dieser Rechenaufwand nicht zu bewältigen. Deshalb werden anhand von 90 FE-Simulationen mit künstlichen neuronalen Netzen (KNN) zwei Ersatzmodelle erstellt, die an Stelle des FE-Modells zur Lösung der Optimierungsaufgabe herangezogen werden.

Das erste KNN wird zur Approximation der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung M^* in Abhängigkeit von Realisierungen $\overline{h}^*_{bottom}$ und $\overline{h}^*_{top}$ der Intervallentwurfsparameter (Lage der Bewehrung) und Realisierungen E^* (Elastizitätsmodul) und Q^* (Verkehrslast) der stochastischen a priori Parameter aufgebaut. Mit diesem ersten KNN wird dann in jedem Optimierungsschritt die Zielfunktion in Gl. (2) ausgewertet, um im Rahmen von Intervallanalysen und Monte Carlo Simulationen die obere Intervallgrenze des Intervallmittelwerts der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung zur berechnen. In [3] ist ein mehrstufiges Vorgehen gezeigt, bei dem durch sequenzielles Erstellen mehrerer KNN auch die stochastische Analyse und die Intervallanalyse in der Optimierung ersetzt werden kann.

Mit einem zweiten KNN wird die mit dem FE-Modell ermittelte Traglast Q^*_{ult} in Abhängigkeit von Realisierungen $\overline{h}^*_{bottom}$ und $\overline{h}^*_{top}$ der Intervallentwurfsparameter (Lage der Bewehrung) und Realisierungen E^* des stochastischen a priori Parameters (Elastizitätsmodul) approximiert. Dieses zweite KNN wird zur Berechnung der Nebenbedingung in Gl. (3) herangezogen, d.h. in jedem Optimierungsschritt wird mittels Intervallanalysen und Monte Carlo Simulationen für jede Realisierung mit dem KNN die Traglast Q^*_{ult} berechnet und mit der entsprechenden Realisierung der Verkehrslast Q^* verglichen und schließlich daraus die obere Grenze der Versagenswahrscheinlichkeit ${}_uP_f$ berechnet.

3.3 Optimierungsergebnisse

Zur Lösung des Optimierungsproblems wird die Partikelschwarmoptimierung (PSO) [7] genutzt. Hier wird ein Schwarm mit sechs Partikel eingesetzt und die Optimierung für alle in Tab. 1 angegebenen Intervallradien der Intervallentwurfsparameter und Standardabweichungen der Verkehrslast jeweils drei Mal mit verschiedenen zufälligen Initialisierungen der Partikelpositionen im Entwurfraum wiederholt. In jedem Optimierungsschritt wird eine Intervallanalyse durchgeführt, um die unteren und oberen Intervallgrenzen des Intervallmittelwerts der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung zu berechnen. Innerhalb dieser Intervallanalyse, die ebenfalls mit PSO gelöst wird, ist der Mittelwert der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung durch eine Monte Carlo Simulation mit dem ersten KNN-Ersatzmodell zu ermitteln.

Für jedes Zwischenergebnis der Optimierung muss die Nebenbedingung geprüft werden. Selbst mit dem zweiten KNN-Ersatzmodell würden dazu ca. 110 h Rechenzeit auf einem Standard-PC benötigt. Durch eine a priori Approximation der Grenzzustandsfunktion der

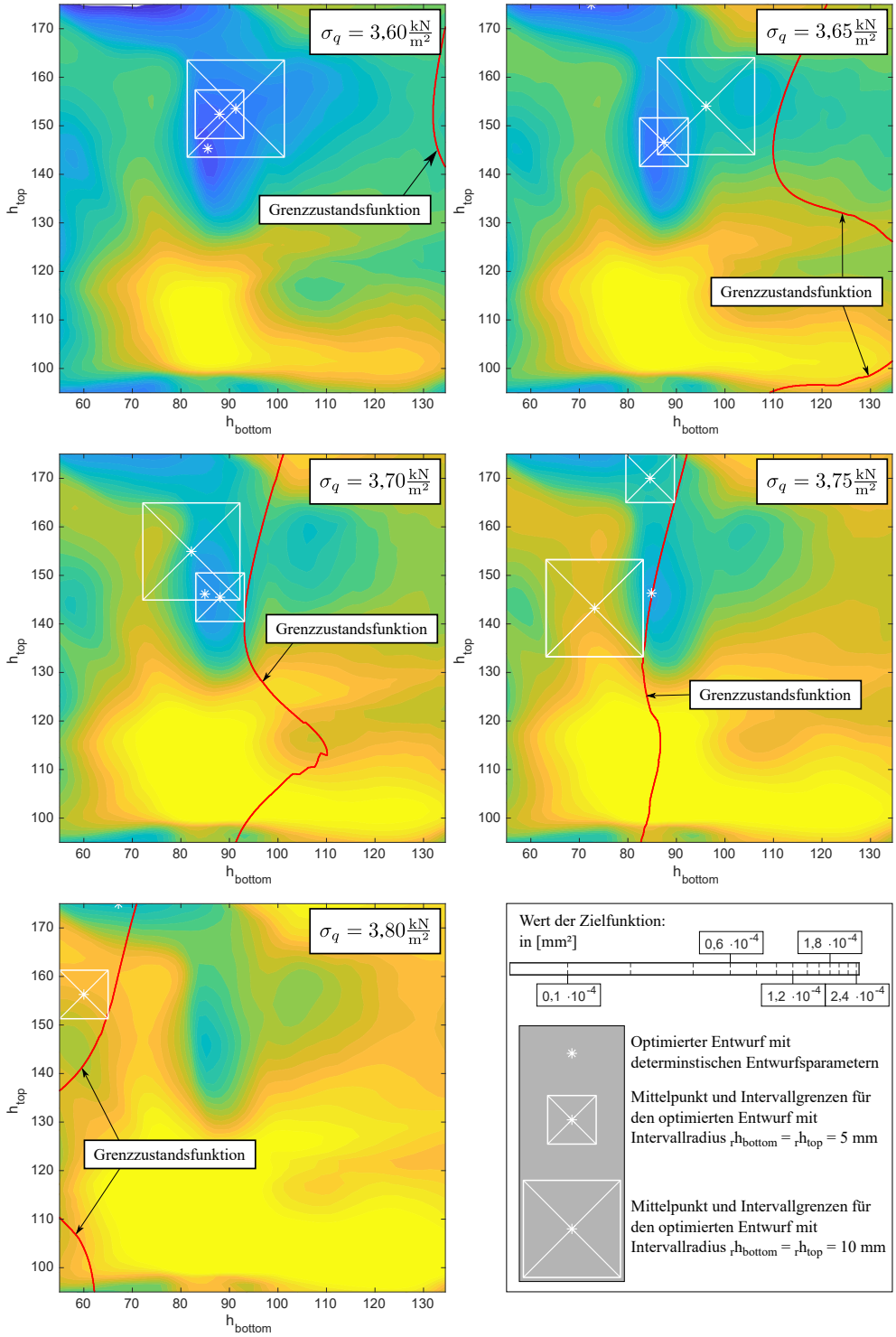


Abbildung 3: Logarithmisch skalierte Werte der Zielfunktion, Optimierungsergebnisse für die Intervallradien ${}_rh_{bottom} = {}_rh_{top} = 0, 5, 10$ mm und verschiedene Standardabweichungen $\sigma(Q) = 3{,}60, 3{,}65, 3{,}70, 3{,}75, 3{,}80$ kN/m^2 der Verkehrslast

Nebenbedingung wird die Rechenzeit auf ca. 81,5 h (plus ca. 2 h zum Aufbau des Approximationsmodells) reduziert, siehe [2].

Die Optimierungsergebnisse sind in Abb. 3 dargestellt. Als Wert der Zielfunktion sind Mittelwerte der freigelegten Mantelfläche der Bewehrung M in logarithmischer Skalierung visualisiert, die aus 10^7 Monte Carlo Samples der stochastisch verteilten unscharfen a priori Parameter E und Q ermittelt wurden. In jedem Teilbild sind jeweils die Optimierungsergebnisse einer Standardabweichung $\sigma(Q)$ der Verkehrslast Q gezeigt. Die optimalen Realisierungen der Intervallentwurfsparamter sind für die jeweiligen Intervallradien ${}_rh_{bottom} = {}_rh_{top} = 0, 5, 10$ mm durch die Intervallmittelpunkte und die entsprechenden Intervallgrenzen gekennzeichnet.

In Abb. 3 sind die Einflüsse der Standardabweichung $\sigma(Q)$ der Verkehrslast Q auf den Optimierungszielwert $\mu(M)$ und auf die Lage der Grenzzustandsfunktion zur Einhaltung der Nebenbedingung gut zu erkennen. Für $\sigma(Q) > 3{,}65$ N/mm^2 wird die Nebenbedingung aktiv, d.h. die Intervallgrenzen der optimalen Invallentwurfparameter liegen teilweise auf der Grenzzustandsfunktion. Dies führt sogar dazu, dass für $\sigma(Q) = 3{,}80$ N/mm^2 und ${}_rh_{bottom} = {}_rh_{top} = 10$ mm kein zulässiger Entwurf im Entwurfsraum gefunden werden kann.

In [2] sind weitere Ergebnisse dieses Beispiels und Vergleiche mit deterministischen Optimierungen gezeigt, bei denen die stochastischen Unschärfen auf Mittelwerte bzw. Quantilwerte der Verteilungen und Teilsicherheitsbeiwerte reduziert werden und die Intervall-Unschärfe der Entwurfsparameter vollkommen vernachlässigt wird. Dabei wurden teilweise große Unterschiede im Vergleich zum gezeigten Vorgehen festgestellt, da die Rissweiten stark nichtlinear von den unscharfen Parametern abhängig sind. Es wird daher empfohlen, polymorphe Unschärfen bei der Minimierung von Rissweiten von Stahlbetontragwerken beim Lösen der Optimierungsaufgaben zu berücksichtigen.

Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Teilprojekts 6 „Optimierungsverfahren für robuste und dauerhafte Stahl- und Faserbetontragwerke unter Berücksichtigung skalenübergreifender polymorpher Unschärfemodellierung“ (Projektnummer 312921814, FR 3044/3, ME 1848/8) des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1886 „Polymorphe Unschärfemodellierungen für den numerischen Entwurf von Strukturen“.

Literatur

[1] EDLER, P. ; FREITAG, S. ; KREMER, K. ; MESCHKE, G. : Optimization of Durability Performance of Reinforced Concrete Structures under Consideration of Polymorphic Uncertain Data. In: *Proceedings of the joint ICVRAM ISUMA UNCERTAINTIES conference*. Florianopolis, Brazil, April 2018, S. 1–19

[2] EDLER, P. ; FREITAG, S. ; KREMER, K. ; MESCHKE, G. : Optimization Approaches for the Numerical Design of Structures under Consideration of Polymorphic Uncertain Data. In: *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems Part B: Mechanical Engineering* 5 (2019), Nr. 4, S. 041013 (12 pages). http://dx.doi.org/10.1115/1.4044153. – DOI 10.1115/1.4044153

[3] FREITAG, S. ; EDLER, P. ; KREMER, K. ; MESCHKE, G. : Surrogate modelling for solving optimization problems with polymorphic uncertain data. In: *Proceedings of the 8th International Workshop on Reliable Engineering Computing (REC 2018)*. Liverpool, 2018, 31–39

[4] FREITAG, S. ; KREMER, K. ; EDLER, P. ; HOFMANN, M. ; MESCHKE, G. : Structural Reliability and Durability Assessment of Reinforced Concrete Structures. In: BEER, M. (Hrsg.) ; ZIO, E. (Hrsg.): *Proceedings of the 29th European Safety and Reliability Conference (ESREL 2019)*. Hannover, 2019, 2229–2236

[5] GÖTZ, M. ; GRAF, W. ; KALISKE, M. : Structural design with polymorphic uncertainty models. In: *International Journal of Reliability and Safety* 9 (2015), S. 112–131

[6] GRASBERGER, S. : *Gekoppelte hygro-mechanische Materialmodellierung und numerische Simulation langzeitiger Degradation von Betonstrukturen*. Düsseldorf : VDI Verlag, 2002 (Fortschritt-Berichte 186)

[7] KENNEDY, J. ; EBERHART, R. C.: Particle swarm optimization. In: *Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks*. Piscataway, NJ, USA : IEEE Press, November-December 1995, S. 1942 – 1948

[8] MANZOLI, O. ; GAMINO, A. ; RODRIGUES, E. ; CLARO, G. : Modeling of interfaces in two-dimensional problems using solid finite elements with high aspect ratio. In: *Computers and Structures* 94–95 (2012), S. 70–82

[9] RUMANUS, E. ; MESCHKE, G. : Homogenization-based model for reinforced concrete. In: BICANIC, N. (Hrsg.) ; BORST, R. de (Hrsg.) ; MANG, H. (Hrsg.) ; MESCHKE, G. (Hrsg.): *Computational modeling of concrete structures. Proceedings of EURO-C 2010*. Rohrmoos/Schladming, Austria : CRC Press, Taylor and Francis Group, 2010, S. 217–224

[10] VALDEBENITO, M. ; SCHUËLLER, G. : A survey on approaches for reliability-based optimization. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 42 (2010), Nr. 5, S. 645–663

[11] ZHAN, Y. ; MESCHKE, G. : Multilevel computational model for failure analysis of steel-fiber–reinforced concrete structures. In: *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 142 (2016), Nr. 11, S. 04016090(1–14). http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001154. – DOI 10.1061/(ASCE)EM.1943–7889.0001154

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Multikriterielle und topologische Optimierung im Grundbau

Jürgen Grabe und Karlotta-Franziska Seitz

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg (TUHH)

Zusammenfassung: Der vorliegende Beitrag zeigt die Anwendung von Mathematischen Optimierungsmethoden im Grundbau. Zum einen wird die Topologieoptimierung präsentiert, die es ermöglicht eine Art der Gründung zu finden, die die Lasten bei minimaler Verformung in den Boden abtragen kann und das völlig losgelöst von herkömmlichen Gründungsstrukturen. Zum anderen wird die Dimensionierung vorgestellt, die mit der Methode der multikriteriellen Optimierung umgesetzt wird, um einen geotechnischen Entwurf hinsichtlich vielfältiger Kriterien zu optimieren.

1 Einleitung

Mathematische Optimierungsmethoden sind mittlerweile aus vielen Designprozessen in Ingenieurdisziplinen nicht mehr wegzudenken. Auch wenn dieses Feld in der Geotechnik noch neu ist, lassen sich die mathematische Optimierungsmethoden auf Fragestellungen aus dem Grundbau anwenden. Durch die Optimierung im Grundbau können u. a. Materialien eingespart werden. Denkt man dabei z. B. an Beton wird klar, dass dies auch unter dem Gesichtspunkt der CO_2-Einsparung im Bau relevant ist.

Zu Beginn des Entwurfsprozesses steht die Auswahl der generellen Struktur für eine Gründung. Hier kommt die Topologieoptimierung zum Einsatz. Sie ermöglicht es eine Art der Gründung zu finden, die die Lasten bei minimaler Verformung in den Boden abtragen kann und das völlig losgelöst von herkömmlichen Gründungsstrukturen. Der Beitrag präsentiert im zweiten Teil die Anwendung von Topologieoptimierung in der Geotechnik.

In einem weiter fortgeschrittenen Stadium des Entwurfsprozesses gilt es die ausgewählten Strukturen in ihrer Form optimal zu dimensionieren. Im Beitrag wird hierfür die Anwendung der Methode der multikriteriellen Optimierung auf geotechnische Strukturen vorgestellt (vgl. Abschnitt 2). Mithilfe dieses Optimierungsverfahren lässt sich das Design hinsichtlich vielfältiger Kriterien, wie z.B. Kosten und Zeit, optimieren.

Zum Schluss des Beitrags wird die Möglichkeit des Einsatzes der numerischen Optimierung innerhalb des digitalen Bauens präsentiert.

2 Multikriterielle Optimierung

2.1 Grundlagen

Um die mathematische Optimierung im Grundbau nutzen zu können, muss zunächst ein numerisches Modell erstellt werden. Dann ist es möglich automatisch die beste Parameterkombination für ein gegebenes Optimierungsziel zu bestimmen. Ein Designoptimierungsproblem hat in der Regel mehrere Ziele, z.B. minimale Kosten, minimale Bauzeit und minimaler Ressourceneinsatz. Man spricht daher von einem multikriteriellen Optimierungsproblem. Die Beziehung zwischen den variablen Parametern und dem Optimierungsziel ist in der Regel nichtlinear.

Um nichtlineare, multikriterielle Optimierungsprobleme zu lösen, eignen sich heuristische Optimierungsmethoden wie *simulated annealing* [13], Tabusuche [5], Partikelschwarmoptimierung [9], Ameisenkolonieoptimierung [4] und evolutionäre Algorithmen [3].

Dieser Beitrag stellt eine Anwendung eines evolutionären Algorithmus auf ein multikriterielles Optimierungsproblem vor. Alle analysierten Parametersätze in einer Iteration bilden eine sogenannte Generation von Individuen. Die Ziele, wie z.B. Kostenminimierung, werden bewertet und die besten Individuen identifiziert. Sie bleiben in der nächsten Generation bestehen. Zusätzlich ergänzen Individuen aus Rekombination und Mutation von beliebig ausgewählten Individuen die nächste Generation.

Die Anwendung der multikriterielle Optimierung mit einem evolutionären Algorithmus aus [10] auf den Entwurf einer Pfahl-Plattengründung wird im Folgenden präsentiert.

2.2 Anwendung der multikriteriellen Optimierung in der Geotechnik

In der Vergangenheit wurden eine Reihe von geotechnischen Strukturen hinsichtlich ihres multikriteriellen Optimierungspotentials vom Institut für Geotechnik (GBT) untersucht. Im Folgenden wird ein ausgewähltes Anwendungsbeispiel präsentiert: die kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) [7].

Die KPP stellt in der Regel eine wirtschaftliche Variante zur Gründung von Gebäuden dar, da hier die Vorteile der beiden Gründungsformen Pfahl und Platte kombiniert werden. Das Tragverhalten der KPP ist komplex, weil es sich hierbei nicht nur um eine Boden-Bauwerks-Interaktion handelt, sondern sich die Gründungsteile auch gegenseitig beeinflussen. Somit ist es schwierig die Auswirkung einer Änderung einzelner Parameter abzuschätzen. Das Tragverhalten lässt sich jedoch analytisch abbilden und somit an einen Optimierungsalgorithmus koppeln. Damit ist es möglich den Entwurf hinsichtlich ausgewählter Optimierungsziele unter Anwendung numerischer Methoden zu verbessern.

In [7] wird die Gründung eines mehrgeschossigen Gebäudes (Flächenlast 275 kN/m^2) mit quadratischer Grundfläche optimiert. Der ursprüngliche Entwurf (vgl. Abb. 1 rechts) hat neun im Quadratraster angeordnete, gleichmäßig verteilte Pfähle gleicher Abmessungen. Für die Optimierung sind die Pfahlpositionen, -längen, -durchmesser sowie die Plattendicke und -form variabel. Der Entwurf soll hinsichtlich der Setzungen und Kosten optimiert werden.

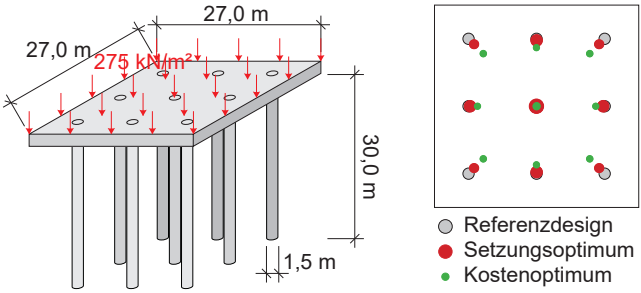


Abbildung 1: Systemskizze des Referenzentwurfs für die KPP (links) und Pfahlanordnungen für Referenz sowie Setzungs- und Kostenoptimum (rechts) - modifiziert nach [7]

Die Setzungen werden über das analytische Modell zur Berechnung von Pfahlrosten nach [14] berechnet, erweitert um das nichtlineare Setzungsverhalten der Platte und die Pfahl-Platten-Interaktion. Die Kosten werden über einen einfachen Zusammenhang mit dem Materialvolumen abgeschätzt.

Aus der multikriteriellen Optimierung ergibt sich ein optimales Design für die Reduktion der Kosten und ein optimales Design für die Reduktion der Setzungen. Die entsprechenden Anordnungen der Pfähle sind in der Abb. 1 rechts dargestellt.

Abb. 2 zeigt das Ergebnis der Optimierung im Kriterienraum. Jeder Punkt entspricht einer möglichen Lösung. Für alle Punkte auf der Pareto-Front lassen sich die Optimierungskriterien nicht weiter reduzieren ohne eine Verschlechterung hinsichtlich des anderen Optimierungsziels zu bewirken. Die Kosten und Setzungen der Gründung können durch den Einsatz multikriterieller Optimierung um 60 bzw. 38 % minimiert werden.

Weitere Anwendungsbeispiele sind der typische Hamburger Kaimauerquerschnitt [6], eine Spundwand [11], eine Pfahlgründung [12], eine Maßnahme mit Rüttelstopfverdichtung [8] und der Entwurf einer Unterwasserbetonsohle [20]. Die Einsatzmöglichkeiten der multikriteriellen Optimierung im geotechnischen Entwurf sind unzählig und das Potential groß.

3 Topologische Optimierung

3.1 Grundlagen

In der Strukturoptimierung werden drei Bereiche unterschieden: Dimensionierung, Formoptimierung und Topologieoptimierung. Durch die Dimensionierung werden optimale Bauteilquerschnitte ermittelt. Die Formoptimierung verändert die Form einer Struktur, sodass sie

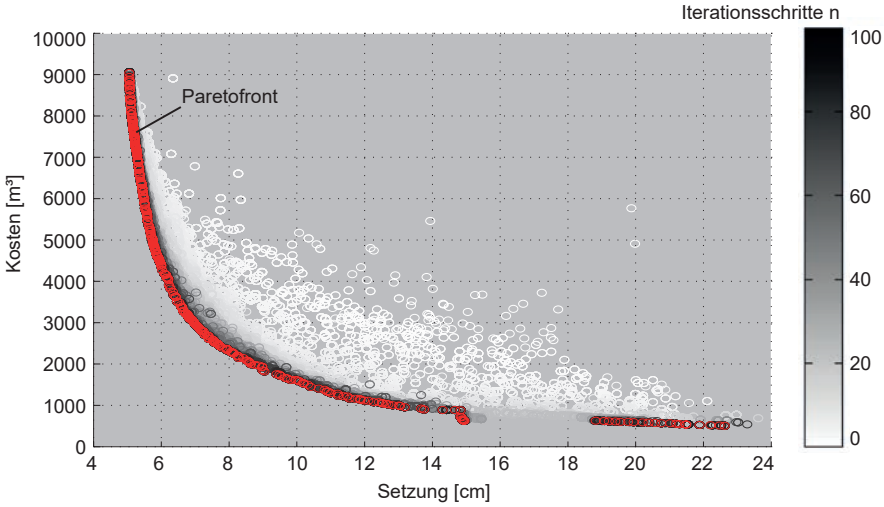


Abbildung 2: Darstellung der Zielfunktion im Kriterienraum, Kosten aufgetragen über Setzung; Farbschattierung entspricht dem Iterationsfortschritt (modifiziert [7])

möglichst effizient auf die Belastung ausgerichtet ist. Hierzu zählt bspw. die Vermeidung von Kerbspannungen, indem runde Kanten ausgebildet werden. Die Topologieoptimierung setzt zu Beginn des Entwurfsprozesses ein, wenn der grundlegende Aufbau festgelegt wird. Mithilfe der Topologieoptimierung kann die effizienteste Art der Gründung ermittelt werden ohne sich dabei auf Standardentwürfe oder bestimmte Bauteile im Voraus zu beschränken.

Die Topologieoptimierung entspricht der Strukturoptimierung mit der größten Varianz innerhalb der möglichen Strukturen. Es genügt die Vorgabe von Randbedingungen, Belastung und die Definition eines sog. Entwurfsraumes, in dem sich die Struktur frei ausbilden kann. Die Topologieoptimierung kann den entwerfenden Ingenieur bei der Wahl der Gründungsform unterstützen. Der Entwurf beruht auf dem Kraftfluss und der mathematische Optimierung, die automatisiert verschiedene Strukturen hinsichtlich der definierten Zielvorgabe bewertet.

Für die Topologieoptimierung wird das Verfahren SIMP (*solid isotropic material with penalization*) angewendet. Bei diesem Verfahren wird der Entwurfsraum, wie bei der Finite-Elemente-Methode (FEM), mit finiten Elementen diskretisiert. Die Materialverteilung wird als fiktive Dichteverteilung abgebildet. Ziel der Optimierung ist es die Materialverteilung so anzupassen, dass sich ein System mit möglichst wenig Verformung ergibt. Zu Beginn wird das verfügbare Material homogen verteilt – dies entspricht einer löchrigen Struktur. Im Verlauf der Optimierung wird das Material so verteilt, dass sich aus dem verfügbaren Material eine Struktur ergibt. Bezogen auf die Anwendung im Grundbau könnte man sagen: Boden wird an diesen Stellen durch Beton ersetzt. Nähere Einzelheiten zur SIMP-Methode und zum Algorithmus sind u. a. in [1, 2] zu finden.

3.2 Anwendungsbeispiel

Im Folgenden wird ein Beispiel der Topologieoptimierung in granularem Boden präsentiert. Es handelt sich um die topologische Optimierung der Gründung unter einer quadratischen, lasteinleitenden Platte (s. Abb. 3), die sowohl zentrisch als auch exzentrisch vertikal belastet wird [19]. Das gewählte Optimierungsziel ist die Minimierung der Verformung.

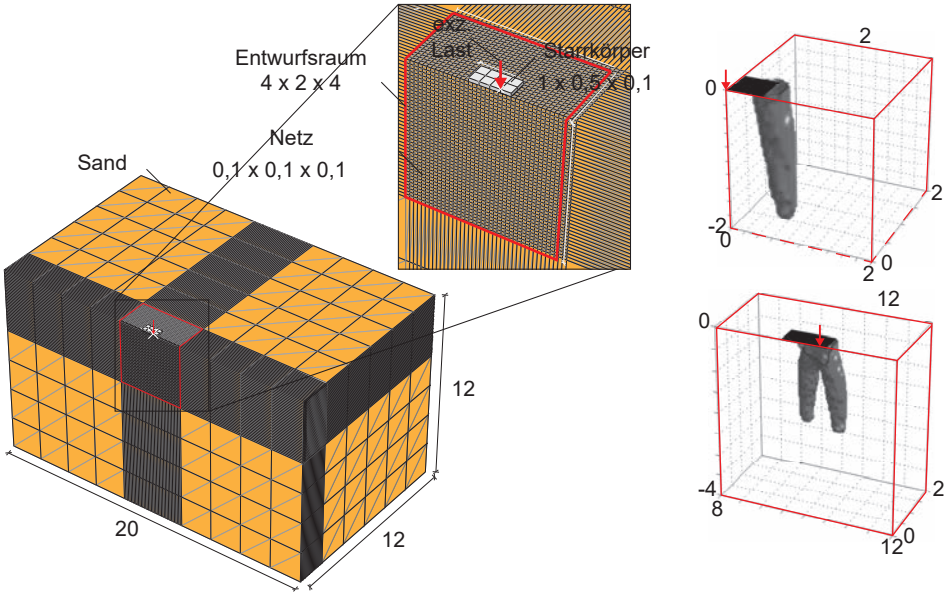


Abbildung 3: FE-Modell des Einzelfundaments (links) – Ergebnisse der topologischen Optimierung im zentrischen (links oben) und exzentrischen (rechts unten) Modell für ein Materialvolumenanteil von f = 1,5625 % – modifiziert nach [19]. Einheiten in [m].

Bei dem sogenannten Einzelfundament handelt es sich um ein räumliches Problem. Daher wird eine dreidimensionale Topologieoptimierung durchgeführt. Als Basis für die entwickelte Optimierungsroutine wird der MATLAB-Code aus [15] verwendet. Die integrierte Finite Elemente Analyse (FEA) wird durch die Kopplung an eine externe FEA mit dem impliziten FE-Code von Abaqus/Standard 6.13-1 ersetzt, da hier benutzerdefinierte Stoffmodelle eingesetzt werden können. Dadurch ist es möglich den granularen Boden (Sand) mit einem geeigneten hypoplastischen Stoffmodell nach [16] zu modellieren, das in der Lage ist Materialübergänge zwischen Boden (hypoplastisch) und Beton (elastisch-plastisch) abzubilden.

Je Belastungsfall ist ein Ergebnis der Topologieoptimierung bei einem verfügbaren Materialvolumen von f = 1,5625 % des Entwurfsraumvolumens dargestellt. Bei der zentrischen Belastung (vgl. Abb. 3 rechts oben) bildet sich eine pfahlartige Struktur unter der Ecke der lasteinleitenden Platte aus. Da sich auch hier die Spannungsspitze befindet, ist dieses Ergebnis plausibel. Bei der exzentrischen Belastung bildet sich unter der Lasteinleitung, aber an der Kante des Einzelfundamentes, eine zweigeteilte Struktur aus. Diese kann die Verformung (vor allem das Kippen) verringern.

Um das Verbesserungspotential der Topologieoptimierung zu bewerten, werden alternative Fundamenttopologien mit gleichem Materialvolumen simuliert. Da die Lasteinleitung über ein Einzelfundament erfolgt, ist eine wahrscheinliche Struktur der alternativen Topologie ein Einzelfundament mit größerer Tiefe. Verglichen werden die Verformungen (Setzung und Verkippung) bei gleicher Belastung. Das Diagramm in Abb. 4 zeigt die erzielten Verformungen (rechts) und Verbesserungen (links) bei je vier Materialvolumina für exzentrische und zentrische Belastung. Die Setzungen können im Vergleich zu den alternativen Fundamenten um bis zu 40 % und die Verkippung um bis zu 30 % reduziert werden.

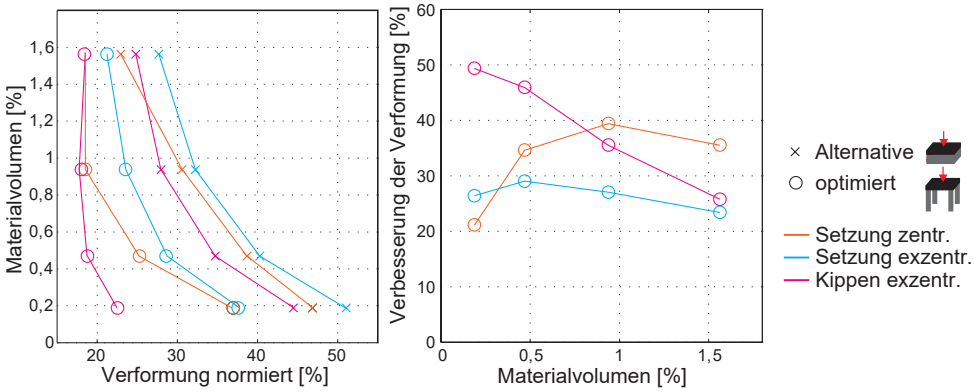


Abbildung 4: Vergleich des Verformungsverhaltens zwischen den optimierten Topologien (Kreis) und den alternativen Topologien (Kreuz): Verformungen normiert auf die Referenzsimulation ($f = 0$ %) entsprechend dem Materialvolumen (links); Verbesserungen des Verformungsverhaltens der optimierten Fundamente normiert auf die Deformation des alternativen flachen Fundaments entsprechend dem Materialvolumen (rechts). Modifiziert nach [19].

Weitere Anwendungsbeispiele der Topologieoptimierung im Grundbau in granularem Boden (Streifenfundamente, Baugruben, Pfähle) sind zu finden in [16, 17, 22, 19, 21, 18]. Alle untersuchten Anwendungen bestätigen das Potential der Methode in der Geotechnik.

4 Einsatz

Die präsentierten Formen der Strukturoptimierung können im Entwurfsprozess eingesetzt werden. Der Einsatz der multikriteriellen Optimierung kann im Stadium der Dimensionierung eines Entwurfs ein hilfreiches Werkzeug sein, da es die Möglichkeit bietet effizient zahlreiche Kombinationen der Variablen zu prüfen. Die Topologieoptimierung sollte bereits vor der Entscheidung für ein Design angewendet werden, da sich mit ihr der generelle strukturelle Aufbau optimieren lässt. Dass das Potential beider Anwendungen groß ist, wurde gezeigt.

Ein Vorteil der zunehmenden Digitalisierung im Bau ist, dass die jeweiligen Informationen bereits digital vorhanden sind. Mit dieser digitalen Datengrundlage sinkt die Hemmschwelle für die notwendige Modellierung des Problems. Es bleibt jedoch immer zu überprüfen, ob sich der Aufwand einer umfassenden Modellierung lohnt. Im Idealfall wären jedoch die

meisten Eventualitäten bereits mit dem digitalen Modell abgedeckt. Der Aufwand für die Kopplung an einen Optimierungsalgorithmus ist dann im Vergleich verschwindend gering, dafür aber das Einsparpotential erheblich.

5 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag zeigt anhand von zwei Anwendungsbeispielen den Einsatz numerischer Optimierung im Grundbau. Dabei wird auf die multikriterielle und die topologische Optimierung zur Steigerung der Effizienz einer geotechnischen Struktur eingegangen. Die präsentierten Beispiele zeigen das Potential der Methoden in der Geotechnik. Mit zunehmendem Einsatz der Digitalisierung könnten in Zukunft die Methoden auch vermehrt Anwendung in der Baupraxis finden.

Literatur

[1] BENDSØE, M. P. ; SIGMUND, O. : *Topology optimization: Theory, methods, and applications*. Berlin and New York : Springer, 2003

[2] DEATON, J. ; GRANDHI, R. V.: A survey of structural and multidisciplinary continuum topology optimization: post 2000. In: *Struct Multidisc Optim* 49 (2014), Nr. 1, S. 1–38

[3] DEB, K. : *Multi-objective optimization using evolutionary algorithms*. Chichester : Wiley, 2004

[4] DORIGO, M. ; BIRATTARI, M. ; STUTZLE, T. : Ant colony optimization. In: *IEEE Computational Intelligence Magazine* 1 (2006), Nr. 4, S. 28–39

[5] GLOVER, F. : Future paths for integer programming and links to artificial intelligence. In: *Computers & Operations Research* 13 (1986), Nr. 5, S. 533–549

[6] GRABE, J. ; KINZLER, S. ; PUCKER, T. ; MARDFELDT, B. : Untersuchung des Tragverhaltens und der Anwendbarkeit numerischer Optimierungsverfahren für Kaikonstruktionen. In: DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (DGGT) (Hrsg.): *31. Baugrundtagung: 2010 in München*. Hildesheim : Gesellschaft für Kommunikation mbH. & Co. KG, 2010, S. 123–129

[7] GRABE, J. ; PUCKER, T. : Beitrag zum Entwurf und zur Ausführung von kombinierten Pfahl-Plattengründungen. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 12, S. 828–835

[8] HEINS, E. ; SEITZ, K.-F. ; CHMELNIZKIJ, A. ; MILATZ, M. ; GRABE, J. : Advances in numerical modelling of different ground improvement techniques. In: *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 48 (2017), Nr. 3, S. 87–94

[9] KENNEDY, J. ; EBERHART, R. : A new optimizer using particle swarm theory. In: *Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science*, 1995

[10] KINZLER, S. : *Zur Parameteridentifikation, Entwurfs- und Strukturoptimierung in der Geotechnik mittels numerischer Verfahren*. Hamburg, Technische Universität Hamburg-Harburg, Dissertation, 2011

[11] KINZLER, S. ; GRABE, J. : Wirtschaftliche Optimierung rückverankerter Spundwandkonstruktionen. In: GRABE, J. (Hrsg.): *Optimierung in der Geotechnik: Workshop* Bd. 12. Hamburg : Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, 2006, S. 61–86

[12] KINZLER, S. ; KÖNIG, F. ; GRABE, J. : Entwurf einer Pfahlgründung unter Anwendung der Mehrkriterien-Optimierung. In: *Bauingenieur* 82 (2007), Nr. 9, S. 367–379

[13] KIRKPATRICK, S. ; GELATT, C. D. ; VECCHI, M. P.: Optimization by simulated annealing. In: *Science (New York, N.Y.)* 220 (1983), Nr. 4598, S. 671–680

[14] KÖNIG, F. : *Zur zeitlichen Traglaststeigerung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen*. Bd. 17. Hamburg : Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Hamburg, 2008

[15] LIU, K. ; TOVAR, A. : An efficient 3D topology optimization code written in Matlab. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* (2014)

[16] PUCKER, T. : *Stoffmodell zur Modellierung von stetigen Materialübergängen im Rahmen der Optimierung geotechnischer Strukturen*. Hamburg, Technische Universität Hamburg-Harburg, Dissertation, 2013

[17] SEITZ, K.-F. : Topology optimization for the design of geotechnical structures. In: *Proc. of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC) 2015 in Durham/UK*, 2015

[18] SEITZ, K.-F. : *Optimierung geotechnischer Konstruktionen unter Verwendung numerischer Methoden*. Hamburg, Technische Universität Hamburg, Dissertation, 2020

[19] SEITZ, K.-F. ; GRABE, J. : Three-dimensional topology optimization for geotechnical foundations in granular soil. In: *Computers and Geotechnics* 80 (2016), S. 41–48

[20] SEITZ, K.-F. ; GRABE, J. : Einsatzmöglichkeiten der multikriteriellen Optimierung im digitalen Bauen. In: GRABE, J. (Hrsg.): *Digitale Infrastruktur und Geotechnik* Bd. 42, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg, 2018

[21] SEITZ, K.-F. ; PUCKER, T. ; GRABE, J. : Topologieoptimierung in der Geotechnik: Anwendung auf Gründungsstrukturen und Validierung. In: *Geotechnik* 39 (2016), Nr. 1, S. 18–28

[22] SEITZ, K.-F. ; STEFANOVA, B. ; PUCKER, T. ; GRABE, J. : Anwendung von numerischer Optimierung zum Entwurf von Unterfangungen von Gebäuden. In: DIETZEL, M. (Hrsg.) ; KIEFFER, S. (Hrsg.) ; MARTE, R. (Hrsg.) ; SCHUBERT, W. (Hrsg.) ; SCHWEIGER, H. F. (Hrsg.): *Beiträge zum 30. Christian Veder Kolloquium: 09. und 10. April 2015, Graz* Bd. 52. Graz : Technische Universität Graz, Gruppe Geotechnik Graz, 2015, S. 123–143

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Formoptimierung von Carbonbeton-Strukturen

Wolfgang Graf, Ferenc Leichsenring, Michael Kaliske

Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke (ISD), Technische Universität Dresden

Zusammenfassung: Das hohe Innovations- und Anwendungspotential des neuen Werkstoffs Carbonbeton steht in engem Zusammenhang mit den Zielen des Leichtbaus. Grundlage für die Formoptimierung der Carbonbeton-Strukturen ist ein parametrisches FE-Modell der initialen Form. Angewendet werden nicht gerichtete oder um Quasi-Gradienten erweiterte numerische Optimierungsmethoden. Erforderlich ist auch ein praktikables Beanspruchungskriterium zur Auslastungsbewertung.

1 Einführung

Optimierungsmethoden wurden in den letzten Jahrzehnten intensiv entwickelt und haben ein großes Anwendungspotential im Ingenieurbereich. Mit den numerischen Weiterentwicklungen ist für den Bauingenieur ein interdisziplinäres Arbeitsfeld – die numerischen Strukturoptimierung – entstanden, das hohe An- und Herausforderungen besitzt und mit den Zielen des Leichtbaus (masseoptimale und/oder vollbeanspruchte Konstruktion) auch für Carbonbeton-Strukturen interessant ist.

Die Entwicklung von (zunächst analytischen) Optimierungsmethoden ist eng mit großen ingenieurpraktischen Zwängen verknüpft. Historisch lässt sich das z.B. an Aufgaben wie der Ermittlung der "günstigsten" Form gerader druckbeanspruchter Tragglieder, der Entwicklung stählerner Fachwerkkonstruktionen oder weitgespannter Schalen mit minimaler Masse und hoher Widerstandsfähigkeit belegen. Interessant sind in diesem Zusammenhang auch experimentelle Untersuchungen und Optimierungskonzepte z.B. von G. POLENI im 18. Jh. für den Petersdom zu Rom, von A. GAUDI in Barcelona (Hängemodell Sagrada Familia; Krypta Colonia Güell) zu Beginn des 20. Jh. oder von H. ISLER (Buckelschalen, Eisskulpturen) in der Schweiz am Ende des 20. Jh., siehe [1] bis [4].

Heute steigt das Interesse der Ingenieure an numerischen Optimierungsmethoden für komplexe Strukturen stetig – auch aufgrund der wachsenden Leistungsfähigkeit und Verfügbarkeit der Computertechnik. Wesentliches Ziel der Planung ist, das Verhalten der Strukturen zutreffend zu analysieren, zu bewerten und ggf. zu verbessern, siehe [5]. Ohne Wertung der Reihenfolge werden hier vereinfachend weitere (konkurrierende) Ziele mit den Adjektiven "zuverlässig, robust, nachhaltig, funktionell, wirtschaftlich und ästhetisch" charakterisiert.

2 Mathematische Grundlagen

Skizziert werden einige mathematische Grundlagen und Optimierungsmethoden, die Wege zu verbesserten Lösungen in der Tragwerksplanung für Carbonbeton-Strukturen zeigen.

2.1 Optimierung mit einer Zielfunktion

Der Begriff Optimierung ist vielfach belegt. Hier steht die Optimierung der Parameter, der Form und der Topologie von Carbonbeton-Strukturen im Fokus. Für die Tragwerksplanung und die Suche nach "optimalen Strukturen" stehen i.d.R. nur begrenzte Ressourcen und Hilfsmittel zur Verfügung. Fünf Gruppen von (Einfluss-)Parametern sind wesentlich:

- gegebene äußere Einwirkungen,
- gesuchte Entwurfsparameter $\underline{x}$, z.B. Topologie, Form, Geometrie (Abmessungen, Querschnitte), Material, Ausführung,
- unbekannte Zustandsparameter,
- gegebene Bewertungsparameter, z.B. Sicherheit, Zuverlässigkeit,
- gegebene ökonomische und sonstige Parameter.

Für alle fünf Gruppen der (Einfluss-)Parameter wird derzeit zumeist von deterministischen Größen ausgegangen. Unschärfe der Einwirkungs- bzw. Widerstandgrößen und weiteren Parametern sowie deren Zeitabhängigkeit bleiben meist unberücksichtigt. Für eine verbesserte, realitätsnahe Modellierung ist die Erfassung der (aleatorischen und epistemischen) Unschärfe der Entwurfsparameter und der a priori Parameter unverzichtbar.

Aus der Menge der möglichen Entwurfsparameter $\underline{x}^m$ wird der Vektor der gesuchten Entscheidungsvariablen $\underline{x}$ ausgewählt und eine Zielfunktion $z(\underline{x})$ [ZF] formuliert, die auf ein Optimum (Minimum oder Maximum) führen soll, d.h. $z(\underline{x}) \rightarrow$ opt.

Die ZF wird in anderen Bereichen auch als Nutzungsfunktion bzw. Entscheidungskriterium bezeichnet. Forderungen werden als Nebenbedingungen [NB] (Restriktionen) der Entwurfsvariablen in die Optimierungsaufgabe eingeführt. Dabei wird unterschieden zwischen

- Gleichungsnebenbedingungen [GNB] $g_i(\underline{x}) = 0$ und
- Ungleichungsnebenbedingungen [UNB] und Einschrankungen $h_j(\underline{x}) \leq 0$.

Die Zustandsgleichungen GNB werden durch die Vorgabe der Einwirkungen (Last/Zwang) und Auswahl der Entscheidungsvariablen beeinflusst. Die einzuhaltenden Bedingungen UNB enthalten äußere Einwirkungen, Entscheidungsvariable $\underline{x}$ und Bewertungsparameter.

Die Verteilung der Entscheidungsvariablen $\underline{x}$ kann kontinuierlich oder diskontinuierlich sein. Mit Charakteristiken der ZF und NB sowie der Verteilung der Entscheidungsvariablen

- lineare/nichtlineare ZF,
- ohne/mit NB (linear/nichtlinear),
- $\underline{x}$ kontinuierlich/diskontinuierlich (diskret),

können zeitinvariante (statische) Parameter spezifiziert werden.

Für eine Optimierungsaufgabe mit differenzierbarer ZF (mit stetigen partiellen Ableitungen) sind die Klassifikationen ohne NB, mit (ausschließlich) GNB, mit GNB und UNB sinnvoll.

Die notwendigen Bedingungen für das Extremum einer Aufgabe ohne NB sind das Nullsetzen der partiellen Ableitungen der ZF nach den Entscheidungsvariablen $\underline{x}$ und führt i.a. auf ein nichtlineares Gleichungssystem für die Maxima, Minima bzw. Sattelpunkte. Diese können mit Auswerten der zweiten Ableitungen der ZF spezifiziert werden.

Für den Fall, dass die NB einer Optimierungsaufgabe ausschließlich GNB sind, wird eine Erweiterung der ZF entsprechend dem Vorgehen nach LAGRANGE vorgenommen. Die zusätzlichen LAGRANGE-Faktoren λ_j führen auf die erweiterte ZF: $F(\underline{x}, \underline{\lambda}) = z(\underline{x}) + \sum \lambda_i \cdot g_i(\underline{x})$.

Für die Extrema wird für die partiellen Ableitungen der ZF $z(\underline{x})$ nach den Entscheidungsvariablen x_i und den LAGRANGE-Faktoren λ_j gleich Null gefordert. Für den Fall, dass GNB und UNB auftreten, werden die UNB durch Einführen (Addition) zusätzlicher Variable (Schlupfvariable) $\underline{x}_s$ in GNB umgewandelt. Um die Nichtnegativitätsforderung für die Schlupfvariablen zu erfüllen, werden diese als quadratische Größen eingeführt und das LAGRANGE-Funktional nochmals erweitert.

Die Lösungsmethoden können analytisch (manuell), grafisch oder numerisch (computerorientiert) sein. Die Auswahl einer geeigneten/effizienten/zuverlässigen numerischen Optimierungsmethode ist problemabhängig und ein Optimierungsproblem für sich. Zur Verfügung stehen u.a.

- gerichtete/nicht gerichtete Suchmethoden (ein-/mehrdimensional, sequentiell/simultan, Gradienten-/Lern-Vergess-/iterative Methoden, Verfahren mit Barriere-/Straffunktionen),
- Zufallsverfahren (direkt/simultan, Monte Carlo Methoden),
- Evolutions- und Adaptionsmethoden,

die auch kombiniert eingesetzt werden können.

2.2 Lineare und quadratische Optimierung

Die Methode der linearen Optimierung, d.h. lineare ZF und lineare NB, wurde 1939 von dem russischen Mathematiker L.W. KANTOROWITSCH eingeführt, für die er 1975 den Nobelpreis für Wirtschaftswissenschaften erhielt. Mitte der 1940er Jahre erkannte G. DANTZIG, dass sich viele praktische Beschränkungen durch lineare Ungleichungen beschreiben lassen und ersetzte erstmals die bis dahin vorherrschenden Faustregeln zur Lösung von Planungsproblemen durch eine (lineare) ZF. Auch die notwendige Erfassung der Unschärfe der Daten wurde dabei frühzeitig erkannt, siehe [6].

Das bevorzugte Vorgehen der linearen Optimierung ist die Simplex-Methode, das in verschiedenen Modifikationen vorliegt. Diese Methode ist ein Iterationsverfahren, das in endlich vielen Schritten die Lösung eines linearen Optimierungsproblems liefert. Die bearbeitbare Problemgröße bleibt bei Methoden ohne Rechenhilfsmittel begrenzt. Sie ist aber quasi unbegrenzt. Computerorientierte Varianten der Simplex-Methode werden für hochdimensionale Optimierungsaufgaben angewendet und sind Grundlösungen für nichtlineare Aufgaben, die unterschiedlich approximiert bzw. linearisiert werden können, z.B. durch Tangenten-Linearisierung, Sekanten-Linearisierung, Taylor-Reihenentwicklung.

Insbesondere die Entwicklung numerisch stabiler LR-Zerlegungen zur Lösung großer linearer Gleichungssysteme trug maßgeblich zur weiten Verbreitung der Simplex-Methode bei. Unter dem Begriff "Quadratische Optimierung " wird eine Optimierungsaufgabe mit einer quadratischen ZF und linearen oder quadratischen NB verstanden (QP oder QQP). Dafür sind ausgereifte numerische Lösungen – auch für große Probleme – bekannt und anwendbar.

2.3 Nichtlineare Optimierung

Für komplizierte (nichtlineare) ZF und NB können in den meisten Fällen nur ausgewählte Werte (Punkte) angegeben werden (implizite nichtlineare ZF und NB). Für praktische Aufgaben können oftmals keine geschlossenen Funktionen für ZF und NB ermittelt werden. In diesen Fällen sind diskrete Vorgehensweisen bzw. Funktionsapproximationen erforderlich.

2.4 Optimierung mit mehreren Zielen

Das Auftreten mehrerer ZF im Vektor $\underline{z}(\underline{x}) \rightarrow \min$ ist ein Multikriterienproblem und führt i.d.R. zu einer Konfliktsituation, d.h., keine der möglichen optimalen Lösungen für eine ZF erfüllt alle Ziele simultan. Die Lösung des zugeordneten Vektoroptimierungsproblems (auch bezeichnet als Polyoptimierung oder PARETO-Optimierung) ist i.a. nicht eindeutig. Notwendig ist eine Präferenzformulierung für die Entscheidungsvariablen, die zu einer Kompromisslösung führt. Dazu ist die Analyse der Komponenten des ZF-Vektors sinnvoll. Mit Hilfe von Sensitivitätsbetrachtungen können ausgewählte Fragestellungen beantwortet werden:

- Was sind wesentliche und unwesentliche Ziele (Rangfolge der Ziele)?
- Was sind abhängige und unabhängige Ziele (in der mathematischen Formulierung)?
- Ist die ZF quantifizierbar und ggf. Unschärfe zu berücksichtigen?
- Ist die ZF mit Optimierungsaspekt oder mit Niveauerreichung (als NB zu formulieren)?

Zu beachten ist auch, dass die (skalaren) Optimierungsprobleme der Strukturmechanik i.a. nichtlineare, nichtkonvexe ZF und NB bzw. die Lösungen (mehrere) lokale Optima besitzen.

Mit der Definition von Ersatzproblemen wird die Rückführung des Vektoroptimierungsproblems auf ein (skalares) Optimierungsproblem mit einer ZF erreicht. Für eine stetige Funktion p ist das Problem $p[\underline{z}(\underline{x})] \rightarrow \min$ genau dann ein Ersatzproblem für das Vektoroptimierungsproblem, wenn ein $\underline{x}^*$ mit der folgenden Eigenschaft existiert $p([\underline{z}(\underline{x}^*)] = \min\{p[\underline{z}(\underline{x})]\}$. Die Funktion p ist die Präferenz- bzw. Ersatzzielfunktion, $\underline{x}^*$ ist die Kompromisslösung. Je nach Art der Ersatz-ZF können verschiedene Vorgehensweisen unterschieden werden:

- Minimierung von Abstandsfunktionen (z.B. Manhattan-, Euklidische Distanz),
- Zielgewichtung,
- restriktionsorientierte Transformation (z.B. Lagrange-Erweiterung).

Als PARETO-Menge wird die Menge aller zulässigen Lösungspunkte bezeichnet, für die eine Verbesserung einer ZF nur durch die Verschlechterung einer anderen ZF erreichbar ist. In [7] ist ein effizienter generischer Algorithmus (NSGA-II: Nondominated Sorting Genetic Algorithm) formuliert, der oft zur Lösung von Vektoroptimierungsaufgaben eingesetzt wird.

3 Spezifik der Formoptimierung bei Carbonbeton-Strukturen

Aufgaben der Formoptimierung basieren üblicherweise auf Finite Elemente-(FE) Netzen mit Verschiebung der Knotenpunkte unter Beibehaltung der Topologie und Einsatz von Formbasisvektoren oder BÉZIER-Splines. ZF ist das minimale Volumen und NB sind zulässige Verschiebungen und/oder Spannungen. Das ist vergleichsweise einfach für Strukturen mit homogenem Material und linearem Verhalten zu lösen. Die Berücksichtigung von Inhomogenität und (geometrischer und physikalischer) Nichtlinearität führt zu erheblichen Komplikationen und ist auch international Gegenstand der aktuellen Forschung.

Eine derzeitige methodische Entwicklung am ISD zielt auf ein anwenderorientiertes Vorgehen der numerischen Form- und Querschnittsoptimierung dünnwandiger (gefalteter oder auch mehrfach gekrümmter) Carbonbeton-Strukturen. Dabei werden sowohl die grundlegende äußere Form der Struktur als auch der Schichtenaufbau des Querschnitts im Hinblick auf ausgewählte Zielgrößen optimiert. Die Strukturoptimierung impliziert die äußere Form der Struktur und deren Dickenverteilung sowie den Schichtaufbau, mit dem Ziel der Ermittlung einer möglichst leichtbaugerechten, tragfähigen Struktur.

Die Ausschöpfung der Potentiale, die der neuartige Verbundwerkstoff Carbonbeton für die Realisierung hochsteifer und filigraner Bauweisen bietet, ist mit Entwicklung bzw. Anwendung materialspezifisch angepasster Methoden der Beanspruchungsanalyse und Auslastungsbewertung möglich. In [8] ist eine Lösungsmöglichkeit für die Bewehrungsführung in monolithischen Bauteilen (im ausschließlich zweidimensionalen Fall) beschrieben.

Ausgehend von einem initialen Gestaltungsraum wird i.d.R. eine abstrakt formulierte allgemeine mehrfach gekrümmte Grundgeometrie als Grundlage der Formoptimierung genutzt. Der Parameterraum der Grundgeometrie definiert mit den gewählten Formansatzfunktionen den möglichen Lösungsraum der Strukturformen und folglich erzielbare Realisierungen.

Mit einer Kopplung von Form- und Topologieoptimierung wird es möglich, den Lastabtrag einer Struktur mit Ziel eines minimalen Volumens zu verbessern. Dabei können auch mehrere Materialien berücksichtigt werden. Das prinzipielle Vorgehen ist in Abb. 1 gezeigt.

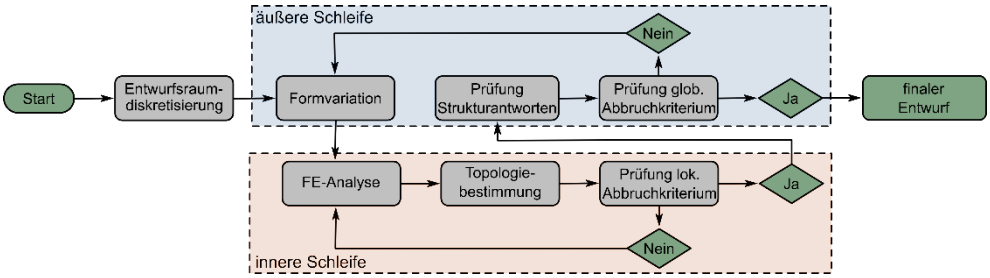


Abbildung 1: Struktogramm einer gekoppelten Form- und Topologieoptimierung

Die Formoptimierung erfolgt mittels Formbasisvektoren [11] sowie des Downhill-Simplex-Verfahrens [12] und die Topologieoptimierung mit dem SIMP-Ansatz nach [13]. Basierend auf einer ermittelten Grundform ist ein dünnwandiger Querschnitt mit vorzugebenden Belastungen, Spannungs- und/oder Versagenskriterien festzulegen (parametrisierter Querschnitt, mit mehrlagiger Bewehrungsführung und -typ, Lagenorientierung oder einem variablen Abstand zur Querschnittsmitte als freie Parameter). Generell wird dies mit einem mehrschichtigen Aufbau numerisch realisiert. Das charakteristische Verbundverhalten zwischen Carbon und Betonmatrix und die Entwicklung eines Spannungskriteriums für die Auslastungsbewertung sind Teil geplanter Untersuchungen im Projekt C^3, siehe [9].

Viele der in Abschnitt 2 skizzierten Optimierungsmethoden mit deterministischen Parametern sind in kommerzielle Programme implementiert und können auch für komplexe nichtlineare Aufgaben genutzt werden. Fortentwicklungen und Erweiterungen der Strukturoptimierungsansätze für "real world" Probleme mit unscharfen Größen werden deutschlandweit seit

2017 mit umfangreichen Aktivitäten im DFG-Schwerpunktprogramm 1886 "Polymorphe Unschärfemodellierungen für den numerischen Entwurf von Strukturen" (2017 bis 2022) bearbeitet. Erste Ergebnisse sind z.B. in [10] zu finden.

4 Beispiele

Die vielfältigen Ansätze der Tragwerks- und Querschnittsoptimierung werden anhand von zwei Beispielen aufgezeigt. Konventionelle Optimierungsziele der Strukturoptimierung sind zum einem masseminimale Tragstrukturen unter Einhaltung definierter mechanischer Nebenbedingungen und zum anderem die Spannungsminimierung unter Einhaltung geometrischer Nebenbedingungen. Die in Abschnitt 3 eingeführte gekoppelte Form- und Topologieoptimierung wird in einem ersten Beispiel auf eine homogene räumliche Kragstruktur (Initialvolumen $V_0 = 0{,}27$ m³) mit linear elastischem, isotropen Materialverhalten angewendet.

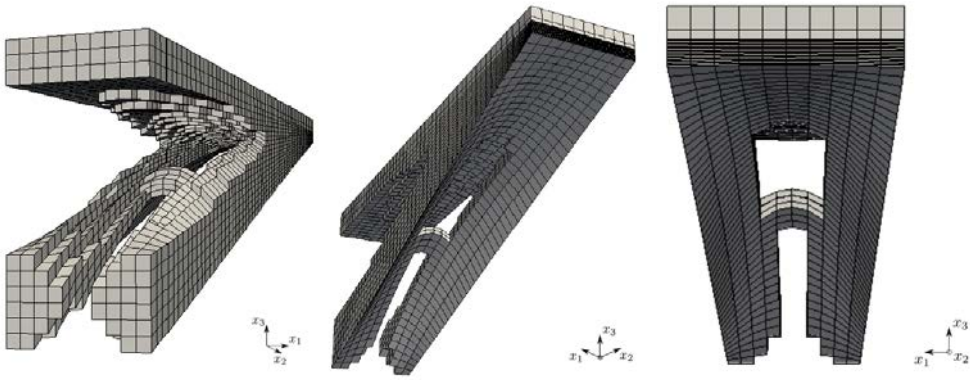
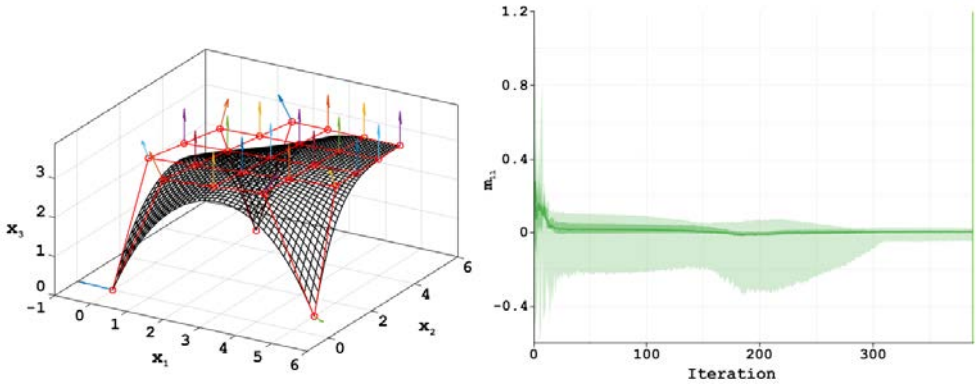


Abbildung 2: Formgebung Optimierungsprozess

Die maßgebende Belastungen sind die Eigenlast (Dichte $\rho = 2{,}5$ g/cm³) und eine auf 0,18 m gleichförmig verteilte Vertikallast von 70 kN an der Kragarmspitze.

Als Nebenbedingungen wurden eine nicht zu unterschreitende Druckspannung von 200 MPa und nicht zu überschreitende Zugspannung von 20 MPa mit einer quadratischen Straffunktion in der Optimierung berücksichtigt. Unter Anwendung der gekoppelten Topologie- und Formoptimierung konnte die in Abb. 2 dargestellte Form des Tragwerks identifiziert werden, einschließlich einer Reduktion des initialen Volumens um 81,82 %. Sowohl mit einer separaten Topologieoptimierung (59,8 % Volumenminimierung) als auch einer Formoptimierung (58,1 % Volumenminimierung) konnten keine gleichwertigen Ergebnisse erzielt werden. Sie verdeutlichen die Effektivität und Attraktivität des gewählten Ansatzes.

Die in [11] vorgestellte Formoptimierungsstrategie mit parametrisierten Entwurfsmodellen lässt sich analog auf 3D-Schalenstrukturen anwenden. Elementformulierungen für Laminatstrukturen ermöglichen die numerische Simulation von dünnen Carbonbeton-Schalen. In Abb. 3a) ist exemplarisch eine einfach symmetrische Schalenkonstruktion dargestellt, die an drei Fußpunkten fixiert ist. Die zu optimierende Zielfunktion ist die Summe aller Beträge der Biegemomente der Schale unter Einhaltung einer lichten Höhe als Nebenbedingung der



a) b)

Abbildung 3: a) Initiale Schalenform und Formbasisvektoren des Entwurfsmodells, b) Streuung und Minimierung der Biegemomente m_{11} über den Iterationsverlauf

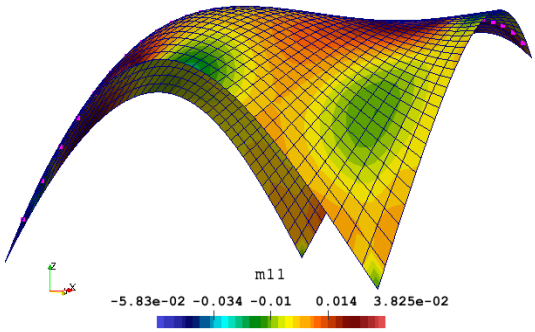


Abbildung 4: Optimierte Schalenform für minimale Biegemomente

Optimierungsaufgabe. Wie in Abb. 3b) verdeutlicht ist, konnte mit der finalen Schalenform (siehe Abb. 4) die Streuung der Biegemomente signifikant verringert werden. Durch die Berücksichtigung der Symmetrie in der numerischen Analyse und Parametrisierung durch Formbasisvektoren gelang die Optimierung mit 388 Auswertungen der Grundlösung vergleichsweise effizient.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Der neue Baustoff Carbonbeton eröffnet vielfältige Möglichkeiten hinsichtlich der Formgebung und Lastabtragung von Tragstrukturen. In diesem Beitrag sind spezifisch konzeptionierte Topologie- und Formoptimierungsmethoden vorgestellt und auf ausgewählte Beispiele angewendet worden, um die Vielfalt der Formgebungsvarianten von Carbonbeton-Strukturen mit zweckdienlichen Optimierungsmethoden zu zeigen. Insbesondere die vergleichsweise flexible Bewehrungsstruktur der Carbongelege sowie deren Bewehrungsführung schaffen spannende, herausfordernde Optimierungsaufgaben und Lösungen für das innovative Baumaterial. Eine realitätsnahe numerische Modellierung des Verbundverhaltens ist zwingend

notwendig und soll Gegenstand zukünftiger Untersuchungen für die komplexe Anwendung der Strukturoptimierung bei Carbonbeton-Tragwerken werden.

Literatur

[1] BLETZINGER, K.-U.; RAMM, E.: Form finding of shells by structural optimization. Engineering with Computers 9 (1993), pp. 27-35

[2] KULL, U.; RAMM, E.; REINER, R. (Hrsg.): Evolution und Optimierung: Strategien in Natur und Technik. Wissenschaftliche Verlagsgesellschaft, Stuttgart, 1995

[3] RAMM, E.; MAUTE, K.: Tragwerksoptimierung als Entwurfshilfe – Erste Ansätze. In: Wriggers, P.; Meißner, U.; Stein, E.; Wunderlich, W. (Hrsg.) Finite Elemente in der Baupraxis, Tagung FEM '98 Darmstadt, Ernst & Sohn, Berlin, 1998, S. 35-48

[4] GRAF, W.; KALISKE, M.; GÖTZ, M.; HASSOUN, N.; HOFFMANN, A.; SERAFINSKA, A.: Erfolg mit Optimierung. 19. Dresdner Baustatik-Seminar, TU Dresden, Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, 2015, S. 69-90

[5] KALISKE, M.; GRAF, W.: Zukunftspotential numerische Simulation – innovative, leistungsstarke Tragstrukturen. In: Festschrift Prof. W. Jäger 60 Jahre, TU Dresden, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Tragwerksplanung, Bd. 10, 2011, S. 23-30

[6] DANTZIG, G.B.: Linear Programming under Uncertainty. Management Science 1 (1955), pp. 197-206

[7] DEB, K.; PRATAP, A.; AGARWAL, S.; MEYARIVAN, T.: A fast and elitist multiopbjective genetic algorithm: NSGA-II. IEEE Transactions on Evolutionary Computation 6 (2002), pp. 182-197

[8] KATO, J.: Material Optimization for fiber reinforced composites applying a damage formulation. Bericht Nr. 53 Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart, 2010

[9] CURBACH, M.: Initialkonzept Carbon Concrete Composite – C^3. Programm Zwanzig20 des Bundesministeriums für Bildung und Forschung, TU Dresden, 2013

[10] KALISKE, M.; GRAF, W. (Eds.) Polymorphic uncertainty modelling for the numerical design of structures. Surveys for Applied Mathematics and Mechanics 42, Part I and II, Wiley, Weinheim, 2019

[11] MAUTE, K.; Topologie- und Formoptimierung von dünnwandigen Flächentragwerken. Dissertationsschrift. Bericht Nr. 25, Institut für Baustatik, Universität Stuttgart, 1998

[12] NELDER, J.A.; MEAD, R.: A Simplex Method for Function Minimization. Computer Journal 7 (1965), pp. 308-313

[13] BENDSØE, M.P.: Optimal shape design as a material distribution problem. Structural optimization 1 (1989), pp. 193-202

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Optimizing shapes and structures for freeform architecture

Caigui Jiang, Helmut Pottmann

Visual Computing Center, King Abdullah University of Science and Technology

Abstract: Digital design and fabrication of complex geometries in architecture stimulated a significant amount of research most of which involves optimization. We present the main optimization methods with a focus on our preferred techniques. There, we discuss initialization, the formulation of constraints and their simplification through geometric considerations, and key concepts for regularization. This is illustrated at hand of a very recent type of discrete surfaces which are expressed via the pair of diagonal meshes in a quad mesh.

1 Introduction

The emergence of freeform structures in contemporary architecture and the challenges in realizing them on the large architectural scale resulted in a stream of research at the interface of architecture, engineering, computer graphics and applied mathematics. This area, often called *Architectural Geometry*, developed new methodology, part of which has already been successfully transferred into practice (see e.g. the survey article [10] and [11]).

Almost all contributions in that field involve optimization algorithms. In most cases, combinatorial optimization can be avoided through geometric insight, but there is still the necessity for numerical optimization. While evolutionary algorithms are frequently used in architectural applications, they are totally insufficient and inefficient in the present context. One has to employ well adapted numerical optimization strategies. Examples of successful approaches include [2, 3].

We focus here on the method of Tang et al. [12]. It relies on an appropriate formulation of constraints in order to gain efficiency, and it incorporates regularizers which steer the computation towards practically useful aesthetically pleasing solutions (see Section 2). In Section 3, this optimization method is applied to a very recent type of structures which appeared in a 3D extension of a special type of checkerboard patterns [4]. We will demonstrate that this approach facilitates the design and computation of various architectural structures which are

based on constrained quadrilateral meshes. One can very easily incorporate constraints such as planarity of panels, angle and size constraints on beams and panels, and force equilibrium.

2 Optimization based on a quadratic formulation and a regularized Gauss-Newton method

Let us now introduce the core optimization method, namely the approach by Tang et al. [12]. We present it in the context of optimizing meshes for architectural applications. We denote the sets of vertices, edges and faces of a mesh $M \subset \mathbb{R}^3$ by (V, E, F). The main variables of the mesh M are its vertices $\mathbf{v}_i,\ i \in V$. The mesh connectivity is assumed to be given. In an architectural realization of M, beams may be aligned with edges and panels with faces, especially if the panels are planar.

The algorithm is a numerical optimization algorithm, namely an appropriately regularized Gauss-Newton method (see [8]). The main insight is that it really matters how one formulates the constraints. In many use cases of this technique, it turned out to be beneficial to employ *at most quadratic constraints*. As we will show below, one can achieve it in two ways: one can introduce auxiliary variables or geometric considerations help to approximate a highly nonlinear constraint by a quadratic or even linear constraint.

Problem formulation. In all applications we discuss here, the problem formulation leads to the minimization of an objective function of the form

$$E = \sum_i \lambda_i E_i^{constr} + \sum_j \mu_j E_j^{reg} + \varepsilon E^{prev}. \tag{1}$$

The first part contains the constraints, with weights λ_i steering their importance. The second part is formed by the regularizers, which include terms to achieve an aesthetically pleasing solution. Its weights μ_j get smaller in later iterations and may be set to zero in the final stages. The reasoning is this: Initially, one has to get close to the good parts of the constraint manifold, but when one is already there, it is more important to achieve the constraints with high accuracy. The third term E^{prev}, with a very small weight ε, is always present and just expresses that the difference to the previous iteration is not too large. If all variables subject to optimization are collected in a vector X, and X^m denotes its values at iteration m, we simply set $E^{prev} = (X^m - X^{m-1})^2$. This is needed for problems where the set of constraints leaves enough design freedom and ensures regularity of the linear system which one solves in each iteration.

Constraints. For an equality constraint $F_i = 0$, the corresponding term in (1) is $E_i := F_i^2$. An inequality constraint $G_i \geq 0$ is turned with a dummy variable δ into an equality constraint $G_i - \delta^2 = 0$. We want to achieve that F_i and G_i are at most quadratic in the unknowns. An intuition why this works well is as follows: The later applied Gauss-Newton solver linearizes the functions F_i at the current guess X^{m-1} of the solution. The information loss due to linearization is expected to be smaller for a quadratic function than for one of higher degree.

In the following, we provide examples for constraints which are important in our applications.

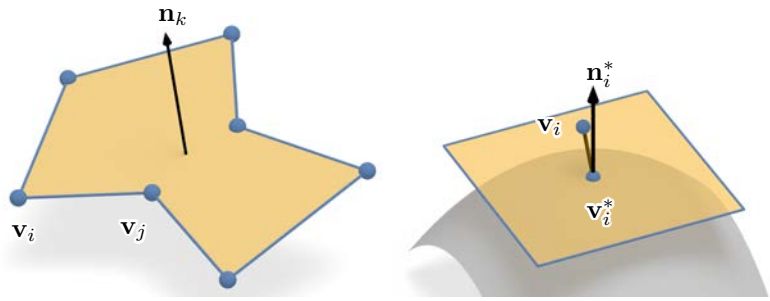


Figure 1: Notation: faces (left), closest point projection (right)

Planarity. In order to obtain a mesh with planar faces (polyhedral mesh), we have to apply a planarity constraint for all non-triangular faces. For that, we introduce the unit face normals $\mathbf{n}_k,\ k \in F$, for these faces as auxiliary variables and define the planarity energy as

$$E_{plan} = \sum_{k \in F} \sum_{(i,j) \in E(f_k)} ((\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_j) \cdot \mathbf{n}_k)^2 + \sum_k (\mathbf{n}_k \cdot \mathbf{n}_k - 1)^2, \tag{2}$$

which is zero if all face edges are orthogonal to a unit length normal. While the constraint $(\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_j) \cdot \mathbf{n}_k = 0$ is quadratic (bilinear), we would obtain a cubic constraint if we expressed planarity with help of vanishing determinants of triples of vectors. It has been shown in Tang et al. [12] that the quadratic formulation performs much better.

Closeness to a reference surface or a curve. An example for a constraint where we do not introduce an additional variable, but proceed via geometric considerations, is to maintain closeness of a mesh M to a given reference surface S. This is for example needed when a given design surface has to be rationalized for fabrication as an architectural structure. We have to make sure that all mesh vertices stay close to S. The closeness of a vertex, $\mathbf{v}_i$, to S is modeled by requiring $\mathbf{v}_i$ to move only on the tangent plane at its closest point, $\mathbf{v}_i^*$, on the reference surface, S:

$$E_{close} = \sum_{\mathbf{v}_i \in V} ((\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_i^*) \cdot \mathbf{n}_i^*)^2. \tag{3}$$

As shown in Figure 1, $\mathbf{n}_i^*$ is the normal of the tangent plane at $\mathbf{v}_i^*$. The closest point $\mathbf{v}_i^*$ and its normal $\mathbf{n}_i^*$ are kept constant in every iteration, but then recomputed for the next iteration.

A related task is keeping a design surfaces close to a given boundary curve c, but allow for some gliding of mesh vertices along c. Here we proceed in a very similar way. We compute the closest point $\mathbf{v}_i^*$ of a boundary vertex $\mathbf{v}_i$ on c and stay close to the tangent of $\mathbf{v}_i^*$ in the next iteration.

Force equilibrium. The force balance equations for a mesh with axial forces in each edge are already bilinear. After lumping the mass of the structure into the mesh vertices, one has at each non-supported vertex $\mathbf{v}_i$ an equation of the form $\mathbf{F}_i := \mathbf{p}_i + \sum w_{ij}(\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_j) = 0$, where the sum is taken over all direct neighbors $\mathbf{v}_j$ of $\mathbf{v}_i$. The w_{ij} are the unknown force densities in the bars and $\mathbf{p}_i$ is the load at $\mathbf{v}_i$ (like closest points, updated after every iteration). In our examples, we only consider gravitational loads. The corresponding energy is $\sum \mathbf{F}_i^2$.

Finding an aesthetically pleasing solution. In the present context, there may be a vast amount of solutions under given constraints. However, most of these solutions are practically useless, since they look very irregular and occasionally even chaotic. In particular this happens when no force balance constraints are applied; those may also help to achieve nice solutions. The choice of the right terms to steer an algorithm towards nice solutions is very important for success. Let us address the simplest and most frequently used cases of a triangle mesh or a quad mesh M. In their combinatorially regular parts, these meshes can be decomposed into three (resp. two) families of dominant mesh polylines. In many cases one wants these polylines to approximate smooth curves. Then it is advisable to use a polygon-fairing term. The simplest of those is a sum of squared 2nd differences $\sum(\mathbf{v}_{i-1} - 2\mathbf{v}_i + \mathbf{v}_{i+1})^2$ along each polyline. However, other fairness terms, typically involving symmetries, have been successfully used (see [5] and Fig. 2).

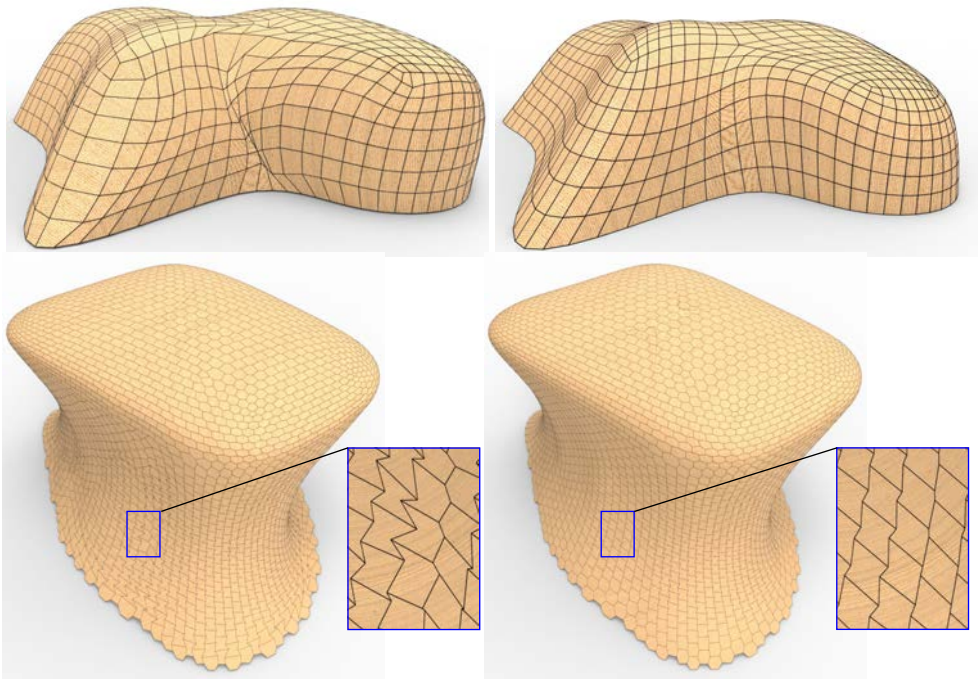


Figure 2: Fairness terms are important. The top row shows two meshes with planar quads, computed without (left) and with fairness term (right). The bottom row illustrates two meshes with planar hexagons, without (left) and with fairness term (right). Here, the fairness term expresses local symmetry of adjacent faces with respect to the midpoint of the common edge.

Gauss-Newton solver. Since all applied energy terms are sums of squares, $\sum G_i^2$, we use a Gauss-Newton method as a basic solver [8]. In each iteration, it computes the first order Taylor expansion L_i of G_i at the current guess of the solution, and then minimizes the quadratic function $\sum L_i^2$. Due to the regularization, this amounts to the solution of a well conditioned linear system.

Initialization. Arguably the most difficult part of these nonlinear optimization problems is the initialization. Getting this first guess for the solution strongly depends on the problem at hand. For rationalizing a given surface with a specific structure, we apply geometric arguments. For example, to obtain a mesh with planar, nearly rectangular faces approximating a given design surface, we first compute the principal curvature directions and align the initial mesh with principal directions, using one of the quad re-meshing algorithms from Computer Graphics, e.g. mixed integer quadrangulation [1]. The initial quad mesh has the right combinatorics to solve the problem and subsequent numerical optimization will succeed (see [7, 10]). Note that the discussed numerical optimization algorithm does not change the mesh combinatorics (connectivity) and therefore it is of great importance to get it right at the very beginning. In many cases, connections to differential geometry help to avoid combinatorial optimization, which would be much more complicated, time consuming and hardly lead to equally good results. For interactive design, one may start with a simple case and then achieve more interesting ones during editing [12]. This can also be combined with subdivision steps in a multiresolution approach [7, 12].

3 Application to a new type of structures related to checkerboard patterns

The optimization method outlined in the previous section has been successfully applied in many problems of Architectural Geometry (see e.g. [5, 6, 12]). In the present paper, we illustrate it at hand of a new approach to the design of constrained meshes which are very suitable for architecture. It has emerged from research on spatial checkerboard patterns in which all black quads are rectangles [4].

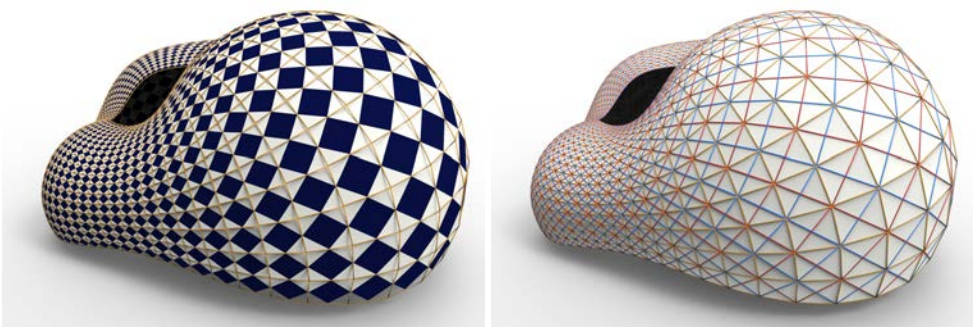


Figure 3: Given a quad mesh C, edge midpoint insertion yields a checkerboard pattern from black parallelograms (left). The edges of the parallelograms are parallel to the respective face diagonals of C. The diagonals form two quad meshes (right).

One starts with a quad mesh C, called *control mesh*. Inserting edge midpoints in a (not necessarily planar) quadrilateral and connecting them, one obtains a parallelogram. Its edges are parallel to the diagonals of the quad. Performing this mid-edge subdivision in all quads of C, we obtain a checkerboard pattern P with one family of quads (we call them the black ones)

being parallelograms. The other (white) quads are in general not planar (see Fig. 3). To make them planar as well, we observe that each white face results from a quad in a diagonal mesh of C by scaling with factor 1/2. Hence, all white quads are planar as well if we ensure that all quads in both diagonal meshes D_1, D_2 of C are planar.

It turns out that for a given control mesh, the pattern P and each of the two diagonal meshes D_1, D_2 are useful for applications. We address here only one prominent example, namely meshes in which all quads are planar and nearly rectangular. These so-called *principal meshes* are discrete versions of principal curvature parameterizations of smooth surfaces and enjoy various remarkable properties which are important for architectural applications. Beyond the obvious advantage of planar panels, one has torsion-free support structures [9, 10], and - in connection with force equilibrium - an alignment of the support structure with principal stress directions and the possibility of achieving structures with minimal material usage [6]. Remarkable specific geometric types of principal meshes are circular and conical meshes [7]. The constraints to construct them are slightly more complicated than the ones we can use within our setting: We just have to optimize the control mesh C such that (i) in each quad the diagonals are orthogonal and (ii) all quads in both diagonal meshes D_1, D_2 are planar. The pattern P and the diagonal meshes D_1, D_2 can be seen as principal meshes and are useful for applications. The presence of precise rectangles in P makes these meshes slightly less visually smooth than the diagonal meshes [4].

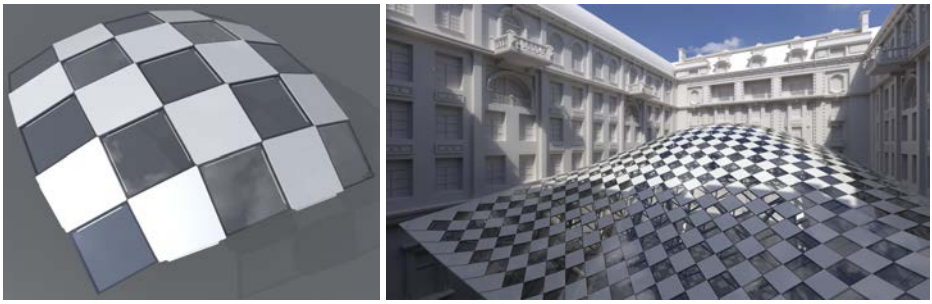


Figure 4: Meshes in form of checkerboard patterns. The white faces are planar and close to squares, the glass panels are exact squares. The model on the right side has been inspired by the Department of Islamic Art structure in the Louvre.

One can go even further and demand that all black rectangles should be squares. In this case, we have the additional constraint that (iii) in each quad of C the diagonals are of equal length. However, the resulting meshes can no longer approximate arbitrary shapes. Examples are shown in Fig. 4. Note that all constraints (i), (ii), (iii) are quadratic in the vertices of C and face normals of the diagonal meshes and thus a perfect fit for the proposed optimization strategy.

In Fig. 5, we also optimized for force equilibrium as outlined in Section 2. This yields principal meshes in equilibrium and a surface where principal curvature and principal stress directions are aligned.

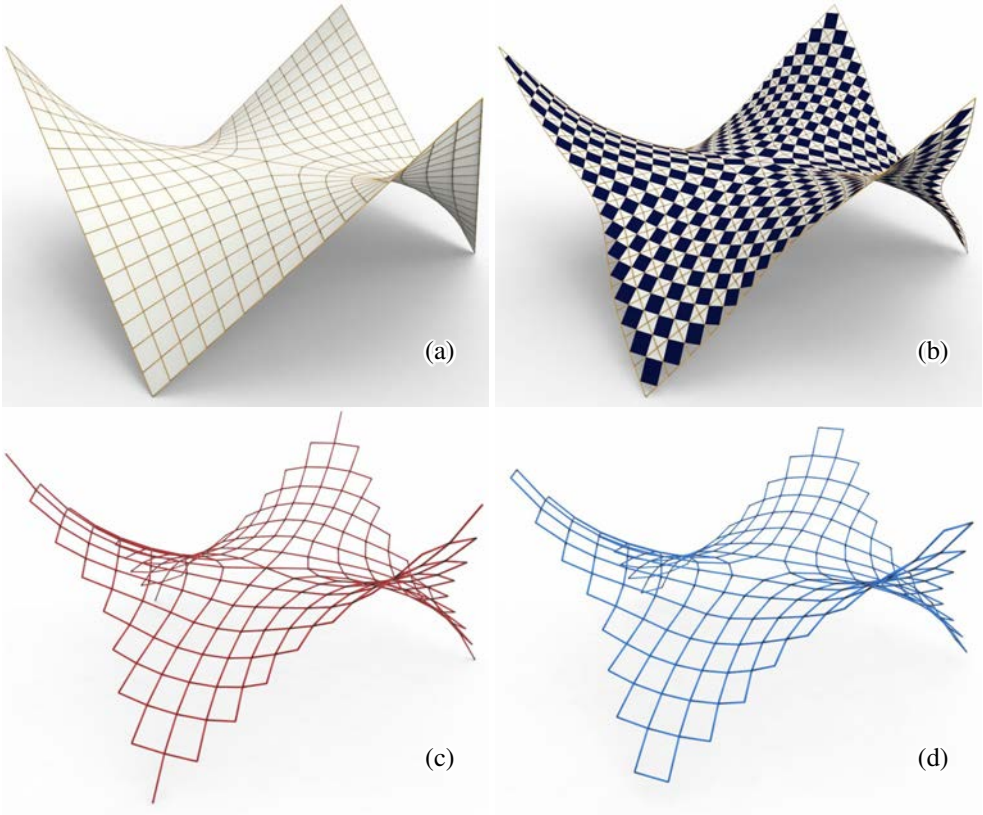


Figure 5: Starting from a control mesh (a), we optimize for a checkerboard pattern from black rectangles and white planar quads, and for force equilibrium under gravitational loads with a supported boundary and a support at the central singularity. The resulting pattern (b) as well as the two diagonal meshes (c, d) are principal meshes in equilibrium.

Conclusion

We outlined an effective and easy-to-implement numerical optimization method for the computation of constrained meshes and structures arising in architectural applications, in particular in freeform architecture. The examples have been taken from a new approach to discrete structures based on the diagonal meshes of a quad mesh, which leaves a lot of room for future research, with applications in Architectural Geometry, Computer Graphics and Geometric Modeling.

References

[1] BOMMES, D. ; ZIMMER, H. ; KOBBELT, L. : Mixed-integer quadrangulation. In: *ACM Trans. Graph.* 28 (2009), Nr. 3, S. 77:1–77:10

[2] BOUAZIZ, S. ; SCHWARTZBURG, Y. ; WEISE, T. ; PAULY, M. : Shaping discrete geometry with projections. In: *Computer Graphics Forum* 31 (2012), S. 1657–1667

[3] DENG, B. ; BOUAZIZ, S. ; DEUSS, M. ; KASPAR, A. ; SCHWARTZBURG, Y. ; PAULY, M. : Interactive design exploration for constrained meshes. In: *Computer-Aided Design* 61 (2015), S. 13–23

[4] JIANG, C. ; PENG, C.-H. ; WONKA, P. ; POTTMANN, H. : Checkerboard patterns with black rectangles. In: *ACM Trans. Graphics* 38 (2019), Nr. 6

[5] JIANG, C. ; TANG, C. ; VAXMAN, A. ; WONKA, P. ; POTTMANN, H. : Polyhedral patterns. In: *ACM Trans. Graphics* 34 (2015), Nr. 6, S. 172:1–172:12

[6] KILIAN, M. ; PELLIS, D. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Material-minimizing forms and structures. In: *ACM Trans. Graphics* 36 (2017), Nr. 6, S. 173:1–173:12

[7] LIU, Y. ; POTTMANN, H. ; WALLNER, J. ; YANG, Y.-L. ; WANG, W. : Geometric modeling with conical meshes and developable surfaces. In: *ACM Trans. Graph.* 25 (2006), Nr. 3, S. 681–689

[8] NOCEDAL, J. ; WRIGHT, S. : *Numerical optimization*. Springer, 2006

[9] POTTMANN, H. ; ASPERL, A. ; HOFER, M. ; KILIAN, A. : *Architectural geometry*. Bentley Institute Press, 2007

[10] POTTMANN, H. ; EIGENSATZ, M. ; VAXMAN, A. ; WALLNER, J. : Architectural geometry. In: *Computers and Graphics* 47 (2015), S. 145–164

[11] POTTMANN, H. ; SCHIFTNER, A. : Optimiertes Design von Paneelen und Tragstrukturen in der Freiformarchitektur. In: MESCHKE, G. (Hrsg.) ; FREITAG, S. (Hrsg.) ; BIRK, C. (Hrsg.) ; MENKENHAGEN, J. (Hrsg.) ; RICKEN, T. (Hrsg.): *Baustatik-Baupraxis 13*. Ruhr-Universität Bochum, 2017, S. 505–511

[12] TANG, C. ; SUN, X. ; GOMES, A. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Form-finding with polyhedral meshes made simple. In: *ACM Trans. Graphics* 33 (2014), Nr. 4, S. 70:1–70:9

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Kraft- und Formfindung im Rahmen der Bestandsuntersuchung des Münchner Olympiadaches

Burkhard Krenn, Knut Göppert

schlaich bergermann partner, Stuttgart

Zusammenfassung: Das Olympiadach in München feiert in Kürze sein 50-jähriges Bestehen. Diese beeindruckende Seilnetzkonstruktion ist, sowohl aus ästhetisch - architektonischer Sicht, als auch als technisches Wagnis, eine Ikone der Bau- und Ingenieurkunst der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts. Vor dem anstehenden Jubiläum wurde eine umfassenden Bestandsuntersuchung ausgeschrieben. Neben der Bauwerksprüfung ist die Erstellung eines statischen Modells aller Baukörper ein Hauptbestandteil dieser Untersuchung. Kernaufgabe bildet hierbei die Bestimmung des vorhandenen inneren Kraft- bzw. Vorspannzustandes in der Seilnetzkonstruktion. Diese hier als „Kraftfindung“ bezeichnete Vorgehensweise wurde als Optimierungsaufgabe formuliert und rechnerisch umgesetzt. Zur Verifikation und Kalibrierung der Rechenergebnisse wurden Kräfte in ausgewählten Seilen gemessen. Die Herangehensweise wird in Grundzügen erläutert und über den aktuellen Stand der noch laufende Untersuchung berichtet.

1 Das Münchner Olympiadach

Das Olympiadach wurde im Vorfeld der Austragung der XX Olympischen Spiele 1972 in München errichtet und überspannt drei Bauteile: das Stadion mit 34 550 m^2, die Sporthalle mit 21 750 m^2 und die Schwimmhalle mit 11 900 m^2 Dachfläche. Ein großes Zwischendach (5 740 m^2) verbindet das Stadion mit der Sporthalle; ein kleines Zwischendach die Sporthalle mit der Schwimmhalle (siehe Abb. 1). Die Dachfläche wird durch eine vorgespannte Seilnetzkonstruktion, die mit Plexiglasplatten eingedeckt ist, gebildet. Dabei entsteht eine transparente, elegante und - trotz der Größe - leicht anmutende Zeltdachform. Eine umfassende Darstellung des Bauwerks aus ingenieurtechnischer Sicht - vom Entwurf, über die Tragwirkung von Seilnetzen, bis hin zur Berechnung und Bemessung, Detailausbildung und Montage - findet man in dem Aufsatz von Fritz Leonhardt und Jörg Schlaich [1].

2 Bestandsuntersuchung und Rechenmodell

2.1 Bestandsuntersuchung

Die Bestandsuntersuchung wird als Planungsgemeinschaft von schlaich bergermann partner (sbp Stuttgart) und Prof. Feix Ingenieure (München) ausgeführt und umfasst zwei Hauptaufgaben: eine Bauwerksprüfung und die Erstellung eines baustatischen Rechenmodells des gesamten Dachtragwerks zur Beurteilung der bestehenden Seiltragkonstruktion nach den aktuell gültigen Normen. Die zweite Aufgabe lag im Verantwortungsbereich des Projektteams von schlaich bergermann partner.

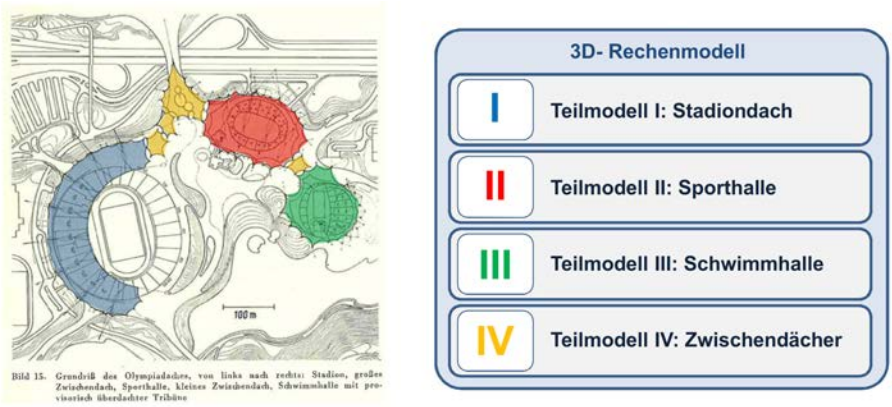


Abbildung 1: Olympiadach München

2.2 Aufbau des Rechenmodells

Da die vier Bauteile des Ensembles voneinander unabhängige Tragwerke sind, wird das Rechenmodell in entsprechende Teilmodelle zerlegt (siehe Abb. 1). Diese Teilmodelle werden unabhängig voneinander aufgebaut und berechnet. Das Vorgehen von der Erstellung des Rechenmodells, bis zur Berechnung und anschließend durchzuführenden Bemessung, besteht aus der Abfolge von drei Hauptarbeitsschritten (siehe Abb. 2).

- I. Geometrie: Punktweise Erfassung der Oberflächengeometrie der Struktur durch Laservermessung; mithilfe eines festgelegten Modellierungskatalogs werden aus der Punktwolke Knotenkoordinaten und ein Topologie-Modell abgeleitet.
- II. Kraft- und Formfindung: Berechnung des Vorspannzustandes unter Eigengewicht (kurz: V+G), sowie die Anpassung bzw. die Gegenüberstellung des berechneten Gleichgewichtszustandes an die durch Versuche gemessenen Seilkräfte.
- III. Berechnung & Bemessung: Schnittgrößenberechnung am vorgespannten System unter veränderlichen Lasten (Wind, Schnee, Temperatur, etc.) und anschließende Bauteil- und Detailnachweise nach aktuell gültigen Normen.

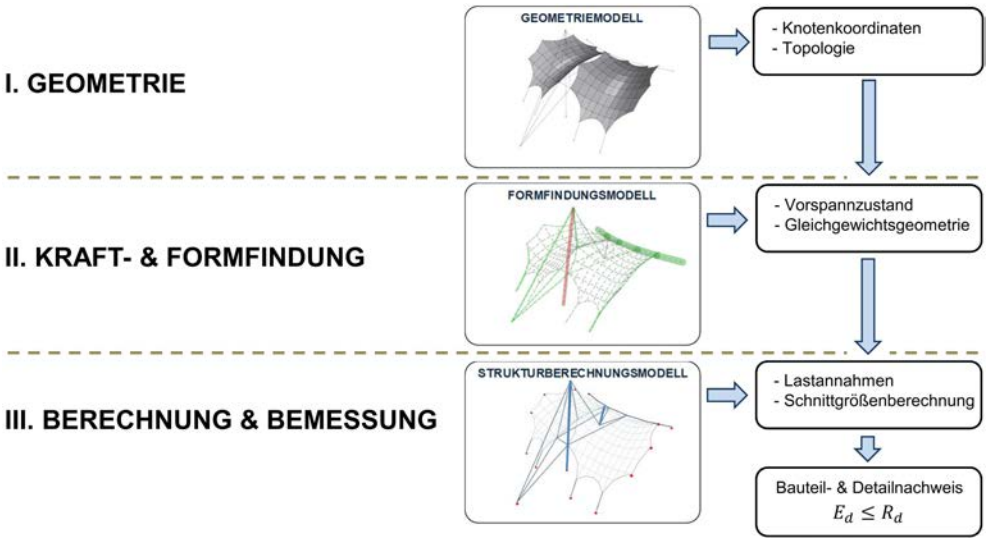


Abbildung 2: Erstellung des Rechenmodells - Überblick über den Arbeitsablauf

Die Berechnung des Vorspannzustandes bei Eigengewichtsbelastung (Schritt II) ist der innovative Teil und die Kernaufgabe beim Aufbau des Rechenmodells. Die genaue Kenntnis der Vorspannkräfte ist wesentlich für die Bemessung und Beurteilung der Tragstruktur, da diese den Hauptanteil der Beanspruchung der vorgespannten Seiltragkonstruktion ausmachen [1]. Die Darstellung der Methodik diese Aufgabe zu lösen, ist Kernbestandteil dieses Aufsatzes; über die Nachweisführung nach aktuellen Normen (Schritt III) und die Erstellung des Topologie-Modelles mit den darin getroffenen Vereinfachungen (Schritt I) wird bei Gelegenheit berichtet.

3 Berechnung des Vorspannzustandes

3.1 Formfindungs-Modell

Aus der Punktwolke der Vermessung wurden die Koordinaten der Systemknotenpunkte, zusammenfasst in dem Vektor $\mathbf{x}$, abgeleitet. Die Topologie der Struktur wird durch ein Achs-Modell zwischen diesen Knotenpunkten beschrieben. Diese Achsen entsprechen den Systemlinien der Tragelemente im Formfindungs-Modell (siehe Abb. 3). Seile werden durch Fachwerkelemente modelliert. Die Achse des Elementes s, deren Richtung durch den Einheitsvektor $\mathbf{e}^{(s)}$ gegeben ist, entspricht der Wirkungsrichtung der Normalkraft $n_{int}^{(s)}$ (am positiven Schnittufer). Diese beiden Größen bilden den Elementfesthaltekräftevektor $\mathbf{f}_{int}^{(s)}$. Es wird festgelegt, dass die Seilelemente nur Zugnormalkraft aufnehmen können, d.h. $n_{int}^{(s)} \geq 0$. Auch die Maste werden als Fachwerkelemente modelliert und nehmen in der Vorspannberechnung nur Drucknormalkräfte auf. Die Knotenkörper, wie Mastköpfe, Umlenksättel, Verankerungskörper, etc., werden durch Starrkörperelemente beschrieben. An diese Knotenkörper schließen

die Seil- und Mastelemente gelenkig an. Die Auflagerkraft $\mathbf{f}_{sup}^{(t)}$ wird durch ihre Wirkungsrichtung $\mathbf{e}^{(t)}$ und die Auflagerkraftgröße $n_{sup}^{(t)}$ angegeben.

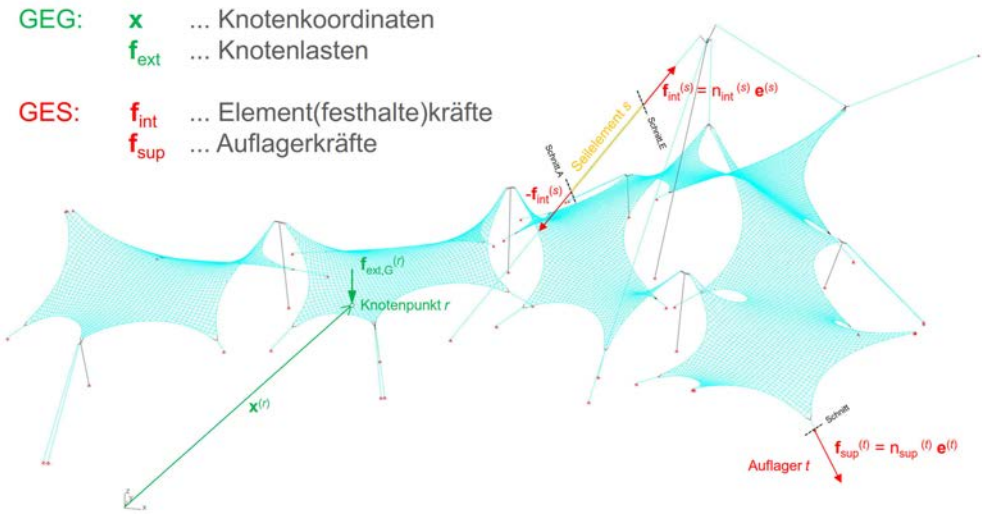


Abbildung 3: Formfindungs-Modell des großen Zwischendaches

3.2 Gleichgewichtsgleichungen

Die Systemgrößen sind die Knotenkoordinaten $\mathbf{x}$, die äußeren Knotenlasten $\mathbf{f}_{ext}$, die Elementschnittkräfte $\mathbf{n}_{int}$ und die Auflagerkraftgrößen $\mathbf{n}_{sup}$. Die Systemgleichgewichtsgleichungen lauten:

$$-\mathbf{f}_{int}(\mathbf{x}) + \mathbf{f}_{sup} + \mathbf{f}_{ext} = \underbrace{\begin{bmatrix} -\mathbf{B}_{int}(\mathbf{x}) & \mathbf{B}_{sup} \end{bmatrix}}_{\mathbf{B}} \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{n}_{int} \\ \mathbf{n}_{sup} \end{bmatrix}}_{\mathbf{n}} + \mathbf{f}_{ext} = \mathbf{0} \tag{1}$$

Die Auflagerkraftgrößen $\mathbf{n}_{sup}$ und die Elementschnittgrößen $\mathbf{n}_{int}$ werden im Vektor der inneren Kraftgrößen $\mathbf{n}$ zusammengefasst. Die Matrix $\mathbf{B}$ wird als Gleichgewichtsmatrix bezeichnet [3]. Diese baut sich aus den Komponenten der Kraftwirkungsrichtungen $\mathbf{e}$ auf und ist daher eine Funktion von $\mathbf{x}$. Mithilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit lässt sich aus Gl. (1) der linearisierte kinematische Zusammenhang zwischen dem Knotenverschiebungsvektor $\delta\mathbf{u}$ und dem Vektor der Verzerrungsgrößen $\delta\boldsymbol{\varepsilon}$ ablesen:

$$\delta\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B}^T \delta\mathbf{u} \tag{2}$$

3.3 Statische Eigenschaften vorgespannter Seilnetze

Durch die Berechnung des Kerns der Gleichgewichtsmatrix oder einer Singulärwertzerlegung von $\mathbf{B}$ lassen sich eine Vielzahl an Struktureigenschaften, wie statische und kinematische

Unbestimmtheit, mögliche Vorspann- bzw. Eigenspannungszustände und dehnungslose Verformungsmuster bestimmen (Pellegrino [2],[3]). Da die Gleichgewichtsmatrix eine Funktion der Knotenkoordinaten ist, sind auch diese Eigenschaften kontinuierliche Funktionen in $\mathbf{x}$; so kann es z.B. bei Änderung der Geometrie zu einer Änderung des Grades der statischen Bestimmtheit des Systemes kommen.

Werden keine äußeren Lasten auf das System aufgebracht, reduziert sich die Gleichgewichtsgleichung auf $\mathbf{B}\mathbf{n} = \mathbf{0}$. Alle möglichen inneren Kraftzustände $\mathbf{n}^*$, die diese Gleichung erfüllen, stellen Eigenspannungszustände bzw. „gewichtslose Vorspannzustände“ [1] dar. Systeme, die solche Eigenspannungszustände besitzen, sind also in sich (oder gegen sich) selbst vorspannbar, wobei diese Eigenspannungszustände bei gleichbleibender Geometrie beliebig skalierbar sind.

$$\begin{aligned} \mathbf{B}\,\mathbf{n}^* &= \mathbf{0} \quad \rightarrow dim(kern(\mathbf{B})) &&= \text{Grad } \alpha \text{ der stat. Unbestimmtheit} \\ \mathbf{B}^T\,\delta\mathbf{u}^* &= \mathbf{0} \quad \rightarrow dim(kern(\mathbf{B}^T)) &&= \text{Grad } \beta \text{ der kinemat. Unbestimmtheit} \end{aligned} \tag{3}$$

Die Anzahl der Eigenspannungszustände entspricht dem Grad der statischen Bestimmtheit des Systems. Mit dieser Erkenntnis wäre man bei einem einfachen statischen System bereits im Stande den inneren Kräftezustand festzulegen. Die Größe der Eigenspannungszustände müsste dabei nur noch durch Kraftmessungen festgelegt werden, d.h. ein α-fach statisch unbestimmtes System verlangt mindestens α Messungen. Bei größeren Systemen, und aufgrund des kontinuierlichen Verlaufs der statischen Unbestimmtheit α, ist die Berechnung der Vorspannzustände $\mathbf{n}^*$ oft nicht eindeutig. Man muss selbst ein Kriterium festlegen, ab wann ein Kraftzustand bereits als Vorspannzustand gelten soll oder nicht [2].

Die kinematische Unbestimmtheit gibt die Anzahl (differentiell kleiner) Verformungsmuster $\delta\mathbf{u}^*$ an, die auf die Struktur aufgebracht werden können, ohne Verzerrungen in den Elementen zu aktivieren. Sie werden über $kern(\mathbf{B}^T)$ berechnet und nachfolgend als „dehnungslose Verformungsmuster“ bezeichnet. Äußere Kraftbilder, die an diesen Verformungsmustern Arbeit verrichten, können bei der aktuellen Systemgeometrie $\mathbf{x}$ nicht abgetragen werden. Erst durch eine Änderung der Geometrie kann das System unter diesen Lasten einen Gleichgewichtszustand finden.

Vorgespannte Seilnetzkonstruktionen sind in der Regel mindestens einfach statisch unbestimmt und β-fach kinematisch unbestimmt, d.h. sie sind vorspannbar, können aber die zu den dehnungslosen Verformungsmustern arbeitskonjugierten Kraftbilder nur durch Ausbildung von größeren Verformungen aufnehmen. Diese Eigenschaften der Seilnetzkonstruktion führen nicht direkt zur Lösung der gestellten Aufgabe, sind aber ein wesentlicher Bestandteil des Lösungsweges.

3.4 Form- vs. Kraftfindung

Bei einer klassischen Formfindungsaufgabe gibt man die Elementschnittgrößen $\mathbf{n}_{int}$ vor und berechnet mit Gl. (1) die Knotenkoordinaten $\mathbf{x}$. Nun ist aber die gemessene Geometrie des Olympiadaches bereits im Gleichgewicht; eine Formfindung ist streng genommen nicht mehr

notwendig. Die Aufgabenstellung stellt sich genau umgekehrt dar: die Geometrie $\mathbf{x}$ ist bekannt und gesucht werden die inneren Kraftgrößen $\mathbf{n}$. Im Unterschied zur konventionellen baustatischen Rechnung ist aber eine unverformte und spannungsfreie Ausgangsgeometrie nicht bekannt. Zur Lösung der Aufgabe werden primär die Gleichgewichtsgleichungen (1) verwendet. Diese Ähnlichkeit zur Formfindung bzw. der Unterschied zur klassischen verformungsbasierten baustatischen Rechnung hat die Einführung des Begriffs „Kraftfindung“ motiviert.

3.5 „Best-Fit“-Kraftfindung

Über einfache Gleichgewichtsbetrachtungen an freigeschnittenen Teilsystemen lassen sich die Seilkräfte im System abschätzen. Zusätzlich bieten die Bestandsunterlagen und die im Rahmen der Bestandsuntersuchung durchgeführten Seilkraftmessungen einen Anhaltspunkt über das Kräfteverhältnis im Tragwerk. Führt man die aus den Teilmodellen näherungsweise berechneten Kräfte zu einem Gesamtmodell zusammen, ergeben sich im Allgemeinen Widersprüchlichkeiten, z.B. ist kein Gleichgewicht eingehalten oder Seilelemente stehen unter Druck. Das angenommene innere Kraftbild $\overline{\mathbf{n}}$ benötigt daher Rest- bzw. Knotenfesthaltekräfte $\mathbf{f}_R = \mathbf{B}\,\overline{\mathbf{n}}$, um das System bei der vorgegebenen Geometrie $\mathbf{x}$ im Gleichgewicht zu halten.

Ziel ist es nun einen Kraftzustand $\mathbf{n}$ in der Gesamtstruktur zu finden, der die Festhaltekräfte kleinstmöglich macht, bei ausgewählten Elementen möglichst nah an den vorgegebenen Kräften $\overline{\mathbf{n}}$ liegt und in allen Seilelementen eine Zugnormalkraft liefert. Die in Gl. (4) formulierte Optimierungsaufgabe erfüllt diese drei Kriterien.

$$\begin{aligned} &min\, f(\mathbf{n}) = min\left\{\tfrac{1}{2}\mathbf{n}^T\mathbf{B}^T\mathbf{B}\mathbf{n} + \tfrac{1}{2}\left(\mathbf{n}-\overline{\mathbf{n}}\right)^T\left(\mathbf{n}-\overline{\mathbf{n}}\right)\right\} \\ &u.d.N. \qquad n_{int}^{(s)} \geq 0 \qquad \text{für alle Seilelemente } s \end{aligned} \tag{4}$$

Diese Optimierungsaufgabe besitzt ein globales Minimum, da es sich um ein quadratisches und konvexes Problem handelt, da $\mathbf{B}^T\mathbf{B}$ positiv semidefinit ist. Der mit Gl. (4) berechnete innere Kraftzustand $\mathbf{n}_{\text{V+R}}$ erzeugt aber noch immer Restkräfte $\mathbf{f}_R = \mathbf{B}\,\mathbf{n}_{\text{V+R}}$, hat aber aufgrund der Problemgestalt eine attraktive Zusatzeigenschaft: die sich ergebenden Restkräfte aktivieren keine dehnungslosen Verformungsmuster, sondern können über die Dehnsteifigkeit des Seilnetzes bei relativ kleinen Verformungen abgetragen werden. Der Abbau der verbleibenden Restkräfte kann mit einem kommerziellen Statikprogramm durchgeführt werden. Damit ergibt sich eine leicht abgeänderte Geometrie $\mathbf{x}_{\text{V}}$ mit einem zugehörigen gewichtslosen Vorspannzustand $\mathbf{n}_{\text{V}}$, der ein Eigenspannungszustand nach Gl. (3) ist und - falls notwendig - zur Anpassung an die vorhandenen Messungen ohne Änderung der Geometrie $\mathbf{x}_{\text{V}}$ skaliert werden kann. Im letzten Schritt werden die Lasten aus Eigengewicht aufgebracht und es ergibt sich der gesuchte Vorspannzustand $\mathbf{n}_{\text{V+G}}$ mit der Geometrie $\mathbf{x}_{\text{V+G}}$. Die letzten beiden Schritte - Reduktion der Restkräfte und Aufbringen der Eigengewichtslasten - können auch in einem einzigen Rechenschritt ausgeführt werden, was zu vernachlässigbar kleinen Unterschieden führt.

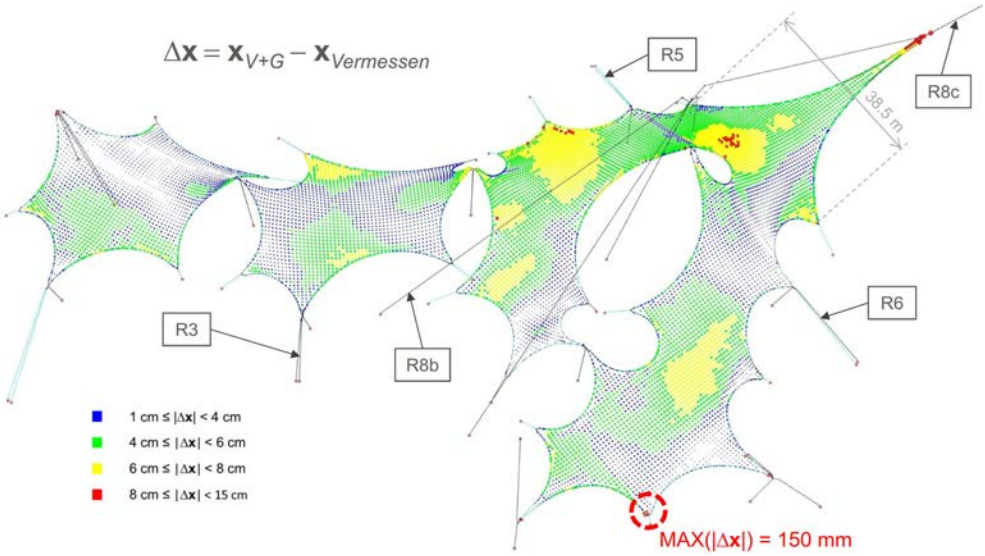


Abbildung 4: Abweichungen $\Delta\mathbf{x}$ zwischen gerechneter und gemessener Geometrie

4 Berechnung des Zwischendaches - Ergebnisse

Aufgrund der guten Zugänglichkeit und Einsehbarkeit der Seilnetzgeometrie für die Vermessung und der vergleichsweise überschaubaren Größe der Dachfläche mit ca. 5700 m^2 wurde das große Zwischendach aus dem Gebäudeensemble ausgewählt, um die erdachte und konzeptionell ausgearbeitete Herangehensweise zu evaluieren. Das Zwischendach besteht aus drei Seilnetzen (siehe Abb. 3). Das größte Netz hat eine Oberfläche von ca. 3700 m^2; die beiden kleineren Seilnetze besitzen eine Dachoberfläche von jeweils ca. 950 m^2.

Position	Seiltyp	$N_{berechnet}$		$N_{gemessen}$		$(N_{gemessen}-N_{berechnet})/N_{berechnet}$	
		[kN]	Σ	[kN]	Σ	[%]	
R3	2 x VVS80	857	1825	824	2001	-4%	10%
		969		1177		21%	
R5	2 x VVS80	438	888	463	912	6%	3%
		450		449		0%	
R6	2 x VVS80	685	1433	662	1409	-3%	-2%
		749		748		0%	
R8b	LB85	4584	-	4647	-	1%	-
R8c	LB109	6963	-	6096	-	-12%	-

VVS ... Vollverschlossene Seile, LB ... Litzenbündel

Tabelle 1: Vergleich: berechnete und gemessene Seilkräfte am Zwischendach

Bei den Seilkraftmessungen haben sich die Messungen der Rückspannseile (R) der Maste als besonders zuverlässig erwiesen. Die gemessenen Seile sind in Abb. 4 gekennzeichnet. Der berechnete Vorspannzustand $\mathbf{n}_{V+G}$ wurde anhand einer einzigen Seilkraft am Rückspannseil bei Mast 6 (R6b) kalibriert. Die Rechenergebnisse sind in Tab. 1 den Seilkraftmessungen gegenübergestellt und zeigen sehr gute Übereinstimmung. Markant ist die Abweichung in den

Rückspannseilen R3. Diese starken Umlagerungen zwischen den beiden Abspannseilen zeigen sich auch bei der Berechnung der Struktur unter veränderlichen Lasten; Ursache hierfür dürfte die besondere Ausbildung des Mastkopfes M3 sein. Das lange Litzenbündel R8c zeigt in der Messung eine 12% geringere Seilkraft als in der Rechnung. Im Zuge einer weiteren Messung wurden starke Schwankungen in den Messergebnissen festgestellt. Allgemein waren die Messungen bei Seilen, die an „fliegenden“ Knoten anschließen, stark schwankend. Bei den gemessenen und berechneten Netzlitzenkräften im Seilnetz lagen die maximalen Abweichungen bei $\pm$ 30%. Mittels einer Sensitivitätsstudie konnte gezeigt werden, dass die Randseilkräfte und die Randseilgeometrie zwar aus Messungen sehr genau bekannt sein können, es aber sehr schwer ist – basierend auf dieser Information - eine rechnerische Aussage über die lokale Verteilung der Netzseilkräfte zu treffen.

Die Abweichung der berechneten zur gemessenen Geometrie beträgt in weiten Bereichen des Daches weniger als 7 cm. Im Bereich der weit ausladenden Spitze treten die größten Abweichungen mit ungefähr 12 cm auf (bei einer Spannweite zwischen den Abspannpunkten von 38.5 m). Die maximale Abweichung - ein „Ausreißer“ - mit 15 cm tritt bei einem Abspannpunkt auf; dort war ein Knick im gemessenen Achsmodell, der durch die Berechnung gerade gezogen wurde.

5 Schlussbemerkung und Ausblick

Es wurde eine Methode entwickelt den inneren Kraftzustand in einer bereits bestehenden und stark vorgespannten Seilnetzkonstruktion zu berechnen und bestmöglich an gemessene Seilkräfte anzupassen. Dabei werden ausschließlich die Gleichgewichtsgleichungen und deren inhärente Eigenschaften genutzt. Im Rahmen der Bestandsuntersuchung des Münchner Olympiadaches wurde dieses „Kraftfindungs“-Verfahren auf das große Zwischendach angewandt. Die Übereinstimmung der berechneten mit den gemessenen Seilkräften ist sehr gut, wobei sich durch die Berechnung leichte geometrische Korrekturen zur gemessenen Dachgeometrie ergeben. Das formulierte Optimierungsproblem rechnet aufgrund seiner mathematischen Gestalt sehr robust und wird bereits bei der Bestimmung des Vorspannzustandes der verbleibenden Dachtragwerke (Stadiondach, Sport- und Schwimmhalle) eingesetzt.

Literatur

[1] LEONHARDT, F. u. a.: Vorgespannte Seilnetzkonstruktionen - Das Olympiadach in München. In: *Mitteilungen 19, SFB 64 Weitgespannte Flächentragwerke, Universität Stuttgart* (1973)

[2] PELLEGRINO, S. : Structural computations with the singular value decomposition of the equilibrium matrix. In: *Int. J. Solids Structures* 30 (1993), Nr. 21, S. 3025–3035

[3] PELLEGRINO, S. u. a.: Matrix analysis of statically and kinematically indeterminate frameworks. In: *Int. J. Solids Structures* 22 (1986), Nr. 4, S. 409–428

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Optimal Design of Experiments for the Monitoring of Dams by Full-Waveform Inversion

Tom Lahmer[1,2], Ina Reichert[1,2], Martin Schickert[1],

[1]*Materialforschungs- und -prüfanstalt, Weimar, Germany*
[2]*Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, Germany*

Abstract: It is a state of the art to test concrete specimen with ultrasonic-based methods. However, due to the density and the required high resolution, the testing is done with high-frequency waves which cannot penetrate the structure in depth. Adopting techniques used, e. g., in geotechnical applications, a model-based inversion using higher wavelengths is proposed, which is the full waveform inversion. This approach is however non-linear, time-consuming and highly ill-posed. Thus, further developments are necessary to make the technique applicable to structures like dams, dikes or similar. Among these developments are further accelerations of the so-called forward codes by a more efficient implementation of the wave equation. To handle with the ill-posedness, regularization techniques need to be applied and tested in order to reduce the risk of incorporating too many and misleading artifacts in the resulting images. This, e. g., can be done by the consideration of a priori knowledge of the material properties inside a structure which could be taken from already well-established inspection methods. As the experimental layout is crucial for successful identification of structural changes a systematic optimization of sensor and receiver positions is additionally proposed. Some first results, mainly based on synthetic data, will be presented to show the capabilities of the model-based approach.

1 Introduction

The importance of life-cycle management is increasing steadily over the last years. In the case of engineering structures it becomes inevitable and since the majority of these structures is still in use, the damage detection should to be done non-invasively. Hence, the full waveform inversion is an useful tool to identify material parameters of soil and structures probing them with seismic waves. Nevertheless, the investigation of huge structures is complex, time-consuming and also costly. Therefore it is recommended to optimally design the

experiments, e. g. for damage detection, to increase the quality of the results and also to save time and costs. The content of this paper is to investigate the influence of the (optimal) sensor positions on the quality of the results of the full waveform inversion.
Firstly, the principles of full waveform inversion (FWI) and optimal design of experiments (OED) are presented. Their use in the case of a two-dimensional time-domain finite-difference scheme for FWI is explained and applied on a simplified dam structure. The associated results are shown, discussed and conclusions are drawn.
The same content was already presented by the same authors at the SMAR 2019 conference in Potsdam and is now supposed to be opened to a wider audience.

2 Theory and Methods

2.1 Full Waveform Inversion (FWI)

It is possible to gain information about material parameters from probing it with seismic waves. Here, the transmission, reflection, refraction and diffraction data is used in order to identify fault areas in the structure and/or soil.
Generally, seismic waves are divided into surface and body waves, where only the latter are considered in this approach. Again, there are two parts describing the body waves. The primary wave (P-wave) is a compression wave, which travels through all media with a change in the velocity for different materials. The other part is described by the secondary wave (S-wave) and is a shear wave, which only exists in solids.
The FWI is solving an inverse problem where the residual energy between the experimental data and the numerical data of the underlying model is minimized [10]. The numerical model in two dimensions is formed by using the elastic wave equation [6] in 2D (x-z-plane)

$$\begin{aligned} \rho(x,z)\frac{\partial v_i}{\partial t} &= \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i\,, \\ \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial t} &= \lambda(x,z)\frac{\partial \theta}{\partial t}\delta_{ij} + \mu(x,z)\left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i}\right)\,, \end{aligned} \tag{1}$$

$$i = x,\, z; \quad j = x,\, z$$
$$+ \text{ boundary conditions and initial conditions,}$$

where $\rho(x,z)$ is the density, v_i are the particle velocities, t stands for time, σ_{ij} denotes the stress tensor components, f_i are the directed body forces, $\lambda(x,z)$ and $\mu(x,z)$ are the Lamé parameters and δ_{ij} is known as Kronecker's delta. In this paper finite differences are used to solve the elastic wave equation on a discretized domain, where perfectly matched layers [3] are used to prevent the wave reflection on the boundaries of the domain.
For the utilization of the FWI it is necessary to gain experimental data $\mathbf{u}^{\mathrm{exp}}$ and to develop an appropriate initial numerical model containing numerical data $\mathbf{u}^{\mathrm{num}}$. The inversion procedure is then controlled by minimizing the cost function

$$C_f(\mathbf{m}) = \|\mathbf{u}^{\mathrm{num}}(\mathbf{m}) - \mathbf{u}^{\mathrm{exp}}\|_2 \tag{2}$$

in the sense of least squares leading to a comprehensive model of the structure of interest [1]. In each iteration step the wave equation is solved for each excitation source and frequency to obtain $\mathbf{u}^{\mathrm{num}}$. Afterwards, the residuals

$$\delta\mathbf{u}(\mathbf{m}) = \mathbf{u}^{\mathrm{num}}(\mathbf{m}) - \mathbf{u}^{\mathrm{exp}} \tag{3}$$

are calculated and they are backpropagated from the receiver positions to generate the adjoint wavefield. The model parameters are updated simultaneously by using a Quasi-Newton method under consideration of the acquired $\delta\mathbf{m}$ while a regularization is introduced by an early stopping criterion.
Here, the model parameters are formed by the density ρ, the P-wave velocity

$$v_{\mathrm{p}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \tag{4}$$

and the S-wave velocity

$$v_{\mathrm{s}} = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}\,, \tag{5}$$

where the latter two are calculated by the density and the Lamé parameters.

2.2 Optimal Design of Experiments (OED)

The aim of optimally designing experiments is to increase the quality of the results and also to improve the damage detection. By reducing the number of sensor positions to an optimum it is possible to save time for installation and data analysis, but also to diminish the costs.
As for the state of the art it is discriminated between well-posed and ill-posed problems. The former are usually solved by applying the Fisher information matrix (FIM, cf. [11]), which means either maximizing the parameter sensitivities or minimizing the parameter uncertainties. These kind of problems lead to unbiased parameter estimates, which implies that only random measurement errors can be considered, but not systematic ones. Often strategies for well-posed problems are applied on ill-posed problems as well. Nevertheless, novel approaches are often using the mean-squared error (MSE) or similar measures for finding optimal experimental designs (cf. [2, 4, 5, 8, 9]).
Since the model parameters identified by the FWI depend on the positions of the sources and receivers, which were used during the FWI process, the optimal experimental design can be calculated. Therefore, the root-mean-squared error (RMSE)

$$\mathrm{RMSE}(\mathbf{x}) = \|\mathbf{m}(\mathbf{x}) - \mathbf{m}^*\|_2 \tag{6}$$

between the reconstructed parameters $\mathbf{m}(\mathbf{x})$ depending on the sensor positions $\mathbf{x}$ and the reference parameter values $\mathbf{m}^*$ is used as the objective function. When the RMSE is minimal the optimal sensor positions for the sources and receivers are found.

3 Application

A simplified model of a dam structure as shown in Fig. 1 serves as the application example. The FWI problem is solved in a two-dimensional time domain finite-differences scheme. The size of the domain is $210\,\mathrm{mm}$ times $160\,\mathrm{mm}$ with a grid size of 21 times 16, which results in 1008 degrees of freedom considering the three model parameters ρ, v_p and v_s. Accordingly, the distance between the grid points is $10\,\mathrm{mm}$. For the time stepping an interval of $1 \times 10^{-7}\,\mathrm{s}$ is used.

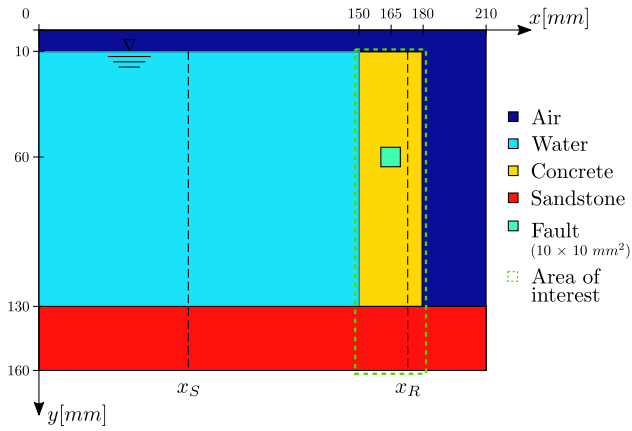


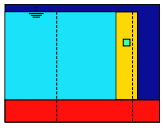
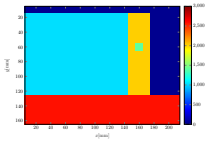
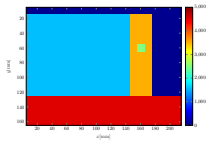
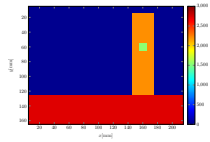
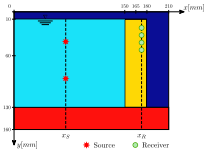
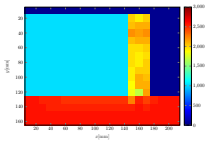
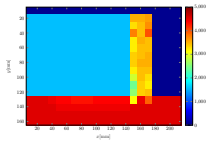
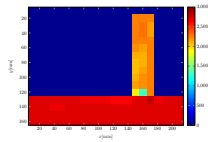
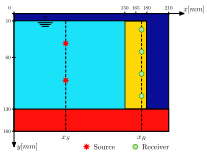
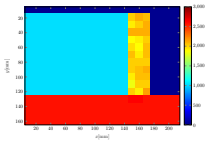
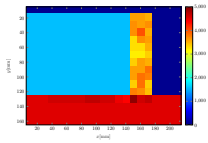
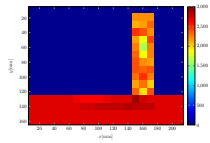
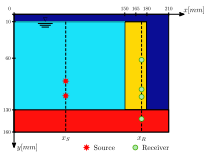
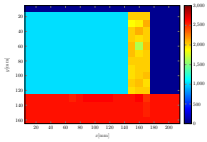
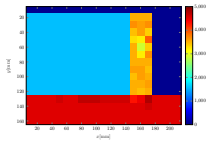
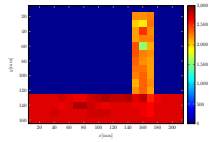
Figure 1: Simplified dam model with fault and area of interest; the dashed lines represent the fixed x-coordinates for the sources and receivers (x_S and x_R, respectively)

The FWI was performed using the program DENISE [6, 7] and for the OED the genetic algorithm incorporated in MATLAB® was used. Additionally, the x-coordinates of the sources $x_S = 70\,\mathrm{mm}$ and the receivers $x_R = 170\,\mathrm{mm}$ were fixed, s. t. they can only be moved on the respective lines and the $\mathrm{RMSE}(v_\mathrm{s})$ was calculated for the area of interest as depicted in Fig. 1 and used for the objective function. The initial sensor setup for the OED based on the engineer's experience is equally distributing the sources and receivers over the height as depicted in the second row of Table 1.

4 Results

The results for the distribution of the three model parameters after the FWI are depicted in Table 1 depending on the positions of the sources and receivers (first column). The first row is showing the true and reference model parameters $\mathbf{m}^*$. Additionally, there are three sensor setups with their corresponding values for the RMSE displayed. In the second row the receivers are placed on the top of the dam, in the third row the sources and receivers are distributed equally over the height of the dam's structure and in the last row the gained optimal sensor setup is shown.

Table 1: RMSE and FWI results for the three model parameters depending on the initial model and the sensor positions (sources ★ and receivers ◯)

	Initial model and sensor positions	Density ρ	P-wave velocity v_p	S-wave velocity v_s
1				
2	 RMSE $= 4.25$	 RMSE$(\rho) = 1.61$	 RMSE$(v_\mathrm{p}) = 3.25$	 RMSE$(v_\mathrm{s}) = 2.22$
3	 RMSE $= 6.86$	 RMSE$(\rho) = 1.64$	 RMSE$(v_\mathrm{p}) = 5.66$	 RMSE$(v_\mathrm{s}) = 3.52$
4	 RMSE $= 4.67$	 RMSE$(\rho) = 1.45$	 RMSE$(v_\mathrm{p}) = 4.30$	 RMSE$(v_\mathrm{s}) = 1.12$

5 Discussion

The results of the FWI are very different for the distinct sensor positions as shown in Table 1. When the receivers are placed on the top of the dam as shown in the second row it leads to a false damage detection in all three model parameters. Here, the fault is not diagnosed as in the reference model, but there is another area at the bottom of the dam where a fault is presumed. This leads to an invalid reconstructed model of the structure, where false prognosis and decision making for possible maintenance is very likely to happen.

Considering the setup in the third row, where the sources and receivers are distributed equally over the height, which is also the initial guess for the experimental design optimization process, there is no damaged area identified for the model parameters density and P-wave velocity. Nevertheless, the evaluation of the S-wave velocity is identifying a fault area exactly at the position of the true fault in the reference model, but still the values of the S-wave velocity are varying a lot from the real values in the dam structure and the soil below.

Regarding the optimal sensor setup in the fourth row that was found by the OED approach, the fault area can be seen in all three model parameters at the exact position, although it is not as clear for the P-wave velocity as for the other two. The results for the optimal design

match the real model parameter values best and the damaged area con be identified clearly.
Taking a closer look to the values of the RMSE, unfortunately, a lower RMSE does not always correspond to a better representation of the true model nor a better identification of the fault area. This effect can be seen when comparing the overall RMSE for the top sensor positions and the optimal ones. The overall RMSE for the top positions is less than for the optimal ones, which indicates that putting receivers at the top is superior to the gained optimal positions. Therefore a closer look needs to be taken on the RMSE depending on the model parameters. Here, the $\mathrm{RMSE}(\rho)$ and $\mathrm{RMSE}(v_\mathrm{s})$ lead to the optimally designed setup, but since the differences in $\mathrm{RMSE}(v_\mathrm{s})$ are larger it is here considered for the measure of the objective function.

6 Conclusion

The influence of the positions of sources and receivers for the FWI is illustrated in this paper and it is also shown that by optimally planning their placement the quality of the FWI results can be improved. Additionally, the damage detection is possible using optimal sensor positions. On the other hand, non-optimal setups as placing the receivers only on the top of the dam can lead to false damage detection with not-recognizing the real fault area, but misidentifying a damage area where there is no actual damage. This is very problematic since it may lead to a wrong understanding of the structure and in the case of maintenance works they would target a non-problematic area by not considering or repairing the real damage. It is advised to carefully investigate the sensor setup in order to avoid false damage detection.
For the mentioned application it was found that the overall RMSE is not very useful as the measure of the objective function, but the RMSE depending only on the S-wave velocity should be considered instead. Similar things account for the visual damage detection when looking at the plots in Table 1, because the S-wave velocity values display the damaged area best.
Nevertheless, these analyses can be seen as a starting point where many open questions still need to be answered. First of all, the possible sensor positions should be allowed on the whole domain. The findings need to be checked for other positions of the damage and also for multiple ones, too. Also, it is conceivable that optimizing the number of sources and receivers leads to better results. Last but not least, measurement errors need to be introduced, because real experiments are always corrupted by noise.

Acknowledgments

Financial support for this work was provided by the German Research Foundation (DFG), within the Research Training Group 1462. This support is gratefully acknowledged.
This research was supported in part through computational resources provided on the VEGAS cluster at the Digital Bauhaus Lab in Bauhaus-Universität Weimar, Germany.

References

[1] M. Alalade, L. Nguyen-Tuan, F. Wuttke, and T. Lahmer. Damage identification in gravity dams using dynamic coupled hydro-mechanical xfem. *International Journal of Mechanics and Materials in Design*, 14(1):157–175, 2018.

[2] A. Bardow. Optimal experimental design of ill-posed problems: The meter approach. *Computers & Chemical Engineering*, 32(1-2):115–124, 2008.

[3] J.-P. Berenger. A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. *Journal of computational physics*, 114(2):185–200, 1994.

[4] E. Haber, L. Horesh, and L. Tenorio. Numerical methods for experimental design of large-scale linear ill-posed inverse problems. *Inverse Problems*, 24(5):055012, 2008.

[5] E. Haber, L. Horesh, and L. Tenorio. Numerical methods for the design of large-scale nonlinear discrete ill-posed inverse problems. *Inverse Problems*, 26(2):025002, 2010.

[6] D. Köhn. *Time domain 2D elastic full waveform tomography*. PhD thesis, Christian-Albrechts Universität Kiel, 2011.

[7] D. Köhn, D. De Nil, A. Kurzmann, A. Przebindowska, and T. Bohlen. On the influence of model parametrization in elastic full waveform tomography. *Geophysical Journal International*, 191(1):325–345, 2012.

[8] T. Lahmer. Optimal experimental design for nonlinear ill-posed problems applied to gravity dams. *Inverse Problems*, 27(12):125005, 2011.

[9] R. Schenkendorf, A. Kremling, and M. Mangold. Optimal experimental design with the sigma point method. *IET systems biology*, 3(1):10–23, 2009.

[10] A. Tarantola. Inversion of seismic reflection data in the acoustic approximation. *Geophysics*, 49(8):1259–1266, 1984.

[11] D. Uciński. *Measurement Optimization for Parameter Estimation in Distributed Systems*. Technical University of Zielona Góra Press, Zielona Góra, 1999.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Computerunterstützter Entwurf von Stabwerkmodellen

Patrick Ole Ohlbrock, Joseph Schwartz

Professur für Tragwerksentwurf, Departement Architektur, ETH Zürich

Zusammenfassung: Der vorliegende Beitrag konzentriert sich auf die Verwendung von räumlichen Stabwerkmodellen für den konzeptionellen Entwurf von Tragwerken. Basierend auf dem unteren, statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie bietet das *Combinatorial Equilibrium Modelling* Verfahren (CEM) einen unkonventionellen Ansatz zur Generierung und Transformation von gemischten Gleichgewichtssystemen mittels graphischer Statik.

1 Einleitung

«*Statisch gesehen gibt es für jede Aufgabe ein Dutzend Möglichkeiten. Unter diesen sind viele unfruchtbar und nur wenige tragen den Keim zur Schönheit in sich. Zur Schönheit aber kommen sie nicht durch Zufall, sondern nur dann, wenn ein bewusster Wille sie dorthin lenkt.*»

Paul Bonatz und Fritz Leonhardts berühmtes Zitat [1] unterstreicht einige Aspekte, welche im Ausbildungssystem des Bauingenieurwesens oftmals unterschlagen werden. Zum einen, dass es bei der Planung von Tragwerken in der Regel mehr als nur eine korrekte und zufriedenstellende Lösung gibt und zum anderen, dass der Berufsstand der Bauingenieure bereits beim Entwurf eine aktive, bewusste Rolle einnehmen muss, um dem Zufall und der Beliebigkeit zuvor zu kommen. An der Schnittstelle zwischen Architektur und konstruktivem Ingenieurbau, in welcher sich der vorliegende Beitrag ansiedeln lässt, stellt sich demnach die Frage, wie man das diskursive Arbeiten mit einer Vielzahl von möglichen Lösungen im konzeptionellen Entwurf von Tragwerken kultivieren kann. Einen möglichen theoretischen Ansatzpunkt bietet die Anwendung des unteren, statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie. Dieser erlaubt es, den konzeptionellen Entwurf von Tragwerken auf die Gleichgewichtsbetrachtungen abzustützen. Zusätzlich ermöglicht die Zuhilfenahme von Stabwerkmodellen und einfachen geometrischen Prinzipen der graphischen Statik, Zusammenhänge zwischen der Form einer Struktur und ihren inneren Kräften sichtbar und somit der Kommunikation und Verarbeitung durch Architekten und Ingenieure zuträglich zu machen [2].

2 Plastizitätstheorie und deren Anwendung im Entwurf

Das mechanische Materialverhalten wird im Kontext der Plastizitätstheorie auf die Entwurfsparameter konzentriert, welche im Wesentlichen die Traglast beeinflussen. Daher wird bei der Anwendung der Plastizitätstheorie i.d.R. ein starr-plastisches Materialmodell angenommen. Diese Annahme ist eine starke Vereinfachung und nur angemessen wenn im gegebenen Tragwerk plastischen Dehnungen erreicht werden können, die bedeutend grösser als die Fliessdehnungen sind. Für Stahl- und Stahlbetonkonstruktionen mit einer guten konstruktiven Durchbildung ist diese Annahme recht gut erfüllt, sofern Stabilitätsversagen ausgeschlossen ist. Zur Ermittlung der Traglast kann dann sowohl der untere statische als auch der obere kinematische Grenzwertsatz herangezogen werden [2]. Mathematisch gesehen lässt sich die Traglast durch die Formulierung eines Linearen Programms mit Ungleichungen ermitteln. Für Nachweise und für die Bemessung ist der untere Grenzwertsatz prädestiniert, da er das Tragwerk und dessen Traglast von der sicheren Seite aus beschreibt. Wenn nun für einen gegebenen Lastfall das Tragwerk, dessen Topologie, Form und Querschnittsgeometrie selbst gesucht sind, liegt eine noch offenere Entwurfsaufgabe vor. Auch in diesem Fall wird mit Vorteil das statische Lösungsverfahren angewendet. Der untere Grenzwertsatz kann dann wie folgt formuliert werden: «*Bei der plastischen Bemessung ist ein Tragsystem zu konzipieren, dass die Gleichgewichtsbedingungen und die statischen Randbedingungen erfüllt. Die Querschnittsabmessungen sind derart zu bemessen, dass die Widerstände überall grösser oder gleich der Beanspruchungen sind.* » [2]

Das heißt, dass sich trotz gleicher Randbedingungen, i.d.R. unendlich viele auf der sicheren Seite liegende Gleichgewichtszustände entwickeln lassen, die sich hinsichtlich ihrer gestalterischen und statischen Potenziale radikal unterscheiden können. Da das Arbeiten mit diversifizierten Varianten grundsätzlich zum Standardrepertoire eines jeden konzeptionellen Entwurfs gehört, ist dieser Aspekt grundsätzlich als vorteilhaft einzustufen.

Den Fokus in der Konzeption der Tragwerke auf die Gleichgewichtsbedingungen zu legen, bringt einen weiteren Vorteil mit sich. Stabwerk-Modelle, die die Resultierende von Spannungsfeldern repräsentieren, ermöglichen es, den Verlauf von Kräften in Tragwerken auf einfache und verständliche Weise darzustellen [3]. Im Vergleich zur "überladenen Ikonographie" von FEM-basierten Simulationen [4] erlaubt die Anwendung diskreter Stabwerkmodelle im Zusammenspiel mit der grafischen Statik, den wechselseitigen Zusammenhang zwischen der Form einer Struktur und ihren inneren Kräften intuitiv, präzise und anschaulich darzustellen [5]. Dies ermöglicht eine kontinuierliche, visuelle, bidirektionale Kontrolle über räumliche und strukturelle Eigenschaften und ist für Architekten und Ingenieure gleichermaßen zugänglich und in der Forschung, Praxis sowie in der Lehre einsetzbar [6]. Überträgt man die zugrundeliegenden Gleichgewichtsüberlegungen in robuste Algorithmen und Programmcodes, kann man in kurzer Zeit eine Vielzahl an Gleichgewichtssystemen erzeugen und deren Potenziale für den Entwurf studieren.

3 Computerunterstütze Entwicklung von gemischten Gleichgewichtssystemen

Im Allgemeinen können Computerunterstütze Methoden zur Generierung von Gleichgewichtssystemen in drei Hauptfamilien eingeteilt werden: Steifigkeitsmatrixverfahren, Geometrische Steifigkeitsmatrixverfahren und dynamische Gleichgewichtsverfahren. Das hier verwendete Verfahren des Combinatorial Equilibrium Modellings (CEM) [9] lässt sich, ähnlich wie die Kraftdichte Methode [7] oder das Statisch-geometrisch gekoppelte Verfahren [8], in die zweite Kategorie einordnen. Verfahren dieser Art, die ohne innenliegende Energieformulierung auskommen, haben den Vorteil, dass sie auch problemlos für gemischte Systeme anwendbar sind [8]. Der Hauptunterschied vom CEM im Vergleich zu den beiden zuvor erwähnten Form-Findungs Methoden findet sich in der Art und Weise, wie der Gleichgewichtszustand einerseits ermittelt wird und andererseits manipulierbar ist. Während bei den meisten Verfahren eine Gesamtlösung berechnet wird, wird das Gleichgewicht beim CEM schrittweise unter Zuhilfenahme der graphischen Statik und einfacher Graphen theoretischer Vorüberlegungen direkt «konstruiert». [9]. Der CEM-Algorithmus (Abb.1) ist dementsprechend so konzipiert, dass alle Formen, die der Entwerfende generieren lässt, im Gleichgewicht sind, auch wenn nicht alle zusätzlich auftretenden Randbedingungen direkt befriedigt werden. Solche Randbedingungen können dann ähnlich wie bei der Kraftdichte Methode über Optimierungsprozesse in das Verfahren eingebettet werden.

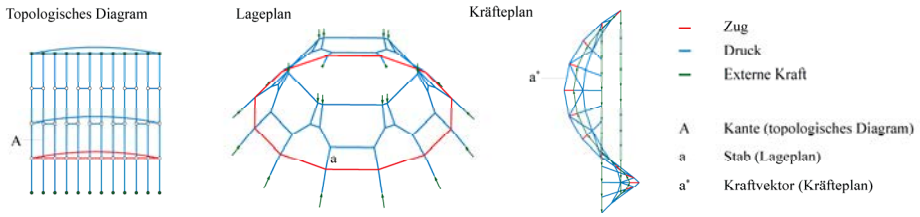


Abbildung 1: Topologisches Diagramm, Lageplan, Kräfteplan und Legende

Das Hauptziel des CEM Ansatzes ist es, Entwerfende in der Konzeptphase von typologischen Einschränkungen zu befreien und ihnen die Möglichkeit zu bieten, Gleichgewichtszustände für beliebige gemischte Systeme, d.h. Variationen von inneren Druck-Zugkraft Konstellationen, zu erzeugen und zu variieren. Durch die Implementierung des Algorithmus in eine gängige parametrische CAD-Umgebung [https://github.com/OleOhlbrock/CEM], ermöglicht es darüber hinaus auch unerfahrenen Entwerfern den Prozess auf der Basis des angenommenen Tragmechanismus zu initiieren und direkt mit den erzeugten Gleichgewichtszuständen (durch eine Veränderung der Kantenlängen und Kraftintensitäten) zu interagieren. Im Idealfall fördert das Verfahren einen Gestaltungsansatz, bei dem die physikalische Notwendigkeit des Gleichgewichts als Chance zur Erforschung von primär axial beanspruchten Strukturen, jenseits herkömmlicher Tragwerkstypologien (Abb.2), betrachtet werden kann.

Abbildung 2: Gestalterische Vielfalt von gemischten Gleichgewichtssystemen

4 Dialektisches Verhandeln von Strukturen mittels parametrischer Variation

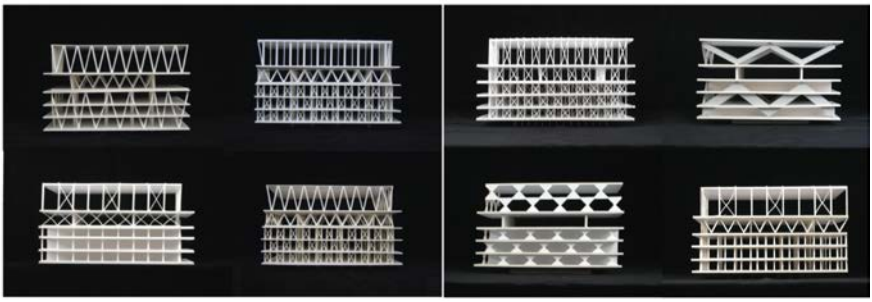


Abbildung 3: Variantenstudien Schulhaus Leutschenbach [10]

Die Abbildung 3 zeigt Variantenstudien des Schulhauses Leutschenbach in Zürich, welches von Christian Kerez und Joseph Schwartz konzipiert und im Jahre 2009 eröffnet wurde [10]. Beim Entwurfsprozess wurden tragstrukturelle Überlegungen nicht nur als dienender und nachgelagerter Aspekt betrachtet. Vielmehr wurden diese genutzt, um auf aktive Weise räumliche Konfigurationen zu erzeugen, zu verstärken oder ggf. auch zu hinterfragen. In den vielen Variantenstudien, die während des Entwurfs durchdacht wurden, wurden einfache strukturelle Regeln (auch in Form von Stabwerkmodellen) kommuniziert um den dialektischen Prozess voranzutreiben. Durch die Integration dieser einfachen Überlegungen gelingt es im Idealfall bereits in der Konzeptphase, das globale Tragverhalten und die Gestaltung der Räume gemeinsam zu denken und dadurch außergewöhnliche Lösungen zu entwickeln. Das Schulhaus und dessen Entwurf soll hier beispielhaft als Ausgangspunkt für die folgenden Überlegungen dienen. Es soll ein Entwurf eines mehrgeschossigen offenen, ca. 40 Meter hohen Gebäudes entwickelt werden. Dieses soll einerseits als Parkhaus, andererseits als Räumlichkeit für Open-Air Veranstaltung dienen. Dabei soll zunächst die Geometrie der sieben Geschossdecken festgelegt werden. Im ersten Schritt wird eine konventionelle Lösung (Abb. 4a) in Betracht gezogen, welche durch ein regelmäßiges Stützenraster charakterisiert ist. Im entsprechenden Gleichgewichtsmodell werden die aus den Deckenplatten resultierenden Vertikallasten auf «direktem» Wege über vertikale Stützen in die Fundation abgeleitet. Um die Typologie dieser konventionellen Stützen-Platten Lösung zu überwinden, besteht die Möglichkeit, die Decken nicht nur als Platten auf Biegung heran zu ziehen, sondern sie auch für die Umlenkung der Vertikalkräfte in ihrer Ebene zu aktivieren. Dabei ergeben sich, je nach Aktivierungsmuster im Gleichgewichtsmodell, unterschiedliche Erscheinungsbilder (Abb. 4b,c), die auch direkt die Gestaltung der Aussparungen und der Kerne mitbestimmen können (Abb. 4d). In einem nächsten Entwurfsschritt seien in ausgewählten Geschossen stützenfreie Bereiche gefordert. Um dies ohne zusätzliche Verstärkung der Decken zu erreichen, werden Diagonalen in das Gleichgewichtsmodell eingebaut. Durch eine kombinierte Aktivierung dieser Diagonalen und der Umlenkkräfte in den Decken gelingt es, Teilsysteme abzuhängen (Abb. 4e), Kräfte zu bündeln (Abb. 4f), oder gegenläufig-verwundende Rampenkonstruktionen zu entwickeln (Abb. 4g). In einem vorletzten Schritt soll die Lösung uminterpretiert und weiter transformiert werden. Betrachtet man die Diagonalen als Erschließungsrampen, ist es naheliegend, auch die Deckenplatten zu hinterfragen und das ganze Gebäude als stützenfreie Rampenlandschaft zu konzipieren. Damit verschmelzen Tragwerk, Erschließung und die Funktion des Parkens / Versammelns in einer Einheit (Abb. 4h).

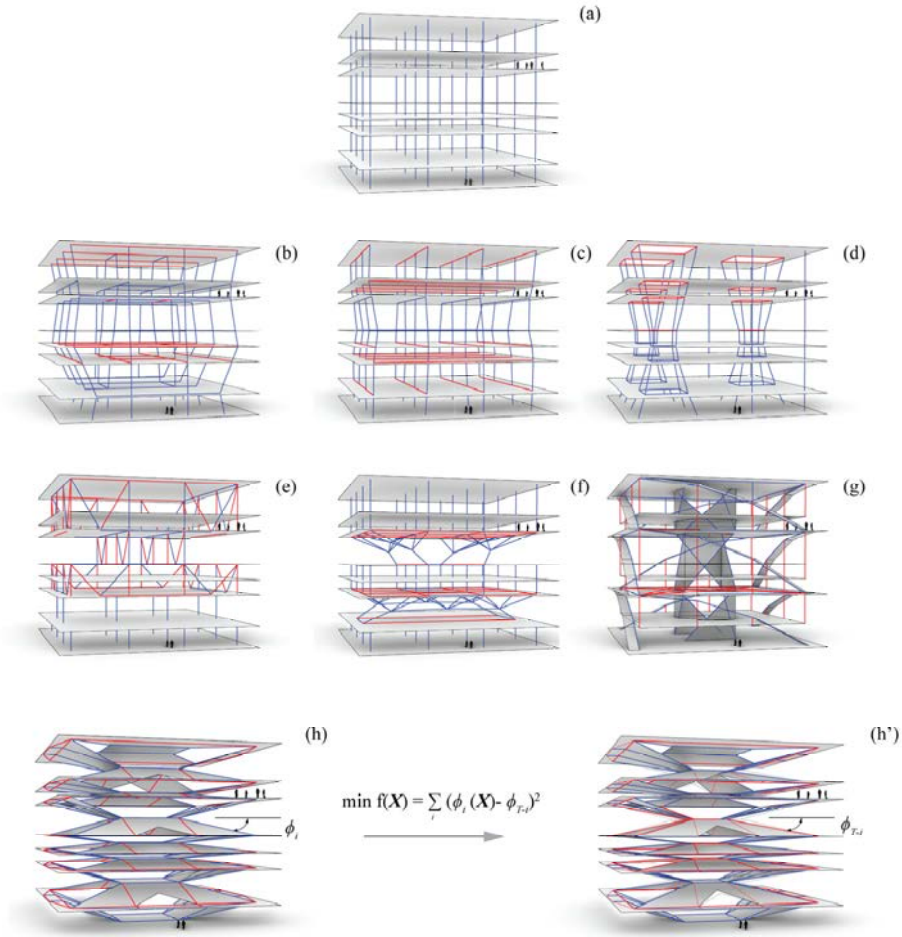


Abbildung 4: Variantenstudie mit Gleichgewichts-Modellen für eine Parkgarage

In einem «letzten», auf Konvergenz abzielenden Schritt, werden Optimierungsmethoden genutzt, um zusätzliche Bedingungen in den Gleichgewichts-Modellierungsprozess einzubinden. Im vorliegenden Fall soll die zunächst ermittelte Gleichgewichtsform (Abb. 4h) so transformiert werden, dass die Rampenflächen jeweils einen vorgegebenen begrenzten Neigungswinkel aufweisen, welcher einfaches Parken ermöglicht. Diese Forderung kann über die Minimierung einer Zielfunktion erreicht werden. Diese Zielfunktion ist durch die Summe der quadrierten Differenzen zwischen dem jeweilig aktuellen Winkel ϕ_i und dem Zielwinkel $\phi_{T\text{-}i}$ definiert. Als Entwurfsvariable $\boldsymbol{X}$ stehen hier die Intensitäten der inneren Kräfte (die Vorzeichen sollen beibehalten werden) sowie die Längen der Kanten zur Verfügung. Nebenbedingung ist die Forderung nach statischem Gleichgewicht, welches jedoch durch die Anwendung des CEM-Algorithmus (siehe Abschnitt 3) a priori sichergestellt ist. Das Ergebnis der Transformation, ist in Abbildung 4h' dargestellt.

5 Maschinelles Lernen zur systematischen Handhabung komplexer Gleichgewichtssysteme

Der zuvor erwähnte CEM-Algorithmus wurde auch im Rahmen einer Masterarbeit an der ETH Zürich [Giancarlo Cassutt (11)] für die automatische Generierung von mehr als 20'000 verschiedenen Gleichgewichtszuständen verwendet. Die Generierung, die im vorliegenden Fall weniger als eine Stunde Zeit in Anspruch nimmt, ist so definiert, dass die erzeugten Gleichgewichtssysteme mit einem liegenden, vorgespannten Speichen-Rad, bestehend aus zwei aussenliegenden Druck- und einem innenliegendem Zugring, verwandt sind. Um sich einen Überblick über den Variantenreichtum und die Potenziale der Vorschläge zu verschaffen, könnte der Entwerfende nun alle 20’000 Optionen betrachten. Dies würde nicht nur den Zeitrahmen sprengen, sondern vermutlich eine sog. «evaluation fatigue» hervorrufen. Darunter versteht man die Ermüdung, einhergehend mit dem schlechter werdenden Urteilsvermögen beim Ansteigen der Auswahlmöglichkeiten [12]. Um einen Kompromiss zwischen einem möglichst grossen Variantenreichtum und einem minimalen Ermüdungseffekt zu erreichen, kann man sich sog. «Self-organizing map» (SOM) bedienen. Unter SOM wird ein Clustering-Algorithmus zur Visualisierung und Interpretation großer mehrdimensionaler Datensätze verstanden. Der Algorithmus wurde von Kohonen [13] entwickelt und lässt sich in die Kategorie der leistungsstarken, nicht-überwachten Lernverfahren im Bereich des Maschinellen Lernens einordnen. Aus mathematischer Sicht transformiert/projiziert der Algorithmus die Daten (die Gleichgewichtsformen) aus dem ursprünglich mehrdimensionalen Raum (jeder Gleichgewichtszustand lässt sich als Vektor beschreiben) über iterative Adaptionsprozesse in einem neuronalen Netz in einen i.d.R. zweidimensionalen Raum (meist ein zweidimensionales Gitter). Die Topologie des ursprünglichen mehrdimensionalen Raumes bleibt dabei idealerweise erhalten [14]. Im vorliegenden Kontext bedeutet das, dass jeder Gleichgewichtszustand gemäss Abb. 5 zunächst als 192-dimensionalen Vektor (aus dem der Lage- und der Kräfteplan eindeutig festgelegt sind) beschrieben wird. Nach dem der Entwerfende sich für ein 6 mal 6 grosses Gitter und spezifische Adaptionskriterien entschieden hat, beginnt der Lernprozess. Dabei werden die in den Gitterknoten initialisierten 36 Vektoren der gleichen Länge (192) nach bestimmten Gewichtungskriterien iterativ mit den Eingangsvektoren verglichen und diesen angenähert. Im Idealfall führt dies zu einer organisierten und verdichteten Darstellung aller Eingaben, bei der zum Beispiel ähnliche Gleichgewichtsformen innerhalb eines Gitterknotens versammelt sind. Das heisst jeder Knoten in dem Gitter ist als Repräsentant einer «Familie» mit ähnlichen Optionen anzusehen. Dies ermöglicht es dem Entwerfer, sich in einer relativ kurzen Zeit einen Überblick über die Essenz und die Vielfalt von über 20'000 möglichen Gleichgewichtszuständen zu verschaffen ohne dabei zwangsläufig Ermüdung zu verspüren. Die Verknüpfung von generativen Mechanismen, wie des CEM, mit Clustering-Algorithmen aus dem Bereich des Maschinellen Lernens, eröffnet neue Wege für das Entwerfen. Dabei kann sich der Fokus vom Entwerfen des einzelnen Artefakts hin zum Entwurf des Prozesses selbst verlagern [15]. Darüber hinaus können solche daten-basierten Ansätze auch neuartige Dialoge zwischen Mensch und Maschine hervorrufen. So könnte ein Entwerfer nicht nur die altbekannte Frage nach der Struktur mit dem geringsten «Theoretischen Werth» [16] (definiert als Summe aller Kantenlängen mit den auf sie jeweilig wirkenden Kräften) stellen. Vielmehr können entwurfsspezifische Abfragen bzw. Filter formuliert werden. So zum Beispiel die «Forderung» nach zwei Gleichgewichtszuständen mit einem ähnlich grossen theoretischen Gesamtwert und gleichzeitig möglichst grosser

Abweichung hinsichtlich der individuellen Werteverteilung. In Abbildung 5 sind zwei solche Optionen und das zugehörige Cluster dargestellt, deren aufsummiertes Produkt aus Kraft mal Länge praktisch gleich gross ist, deren Gleichgewichtsformen und deren statistische Verteilung der einzelnen Werte sich dagegen deutlich voneinander unterscheiden.

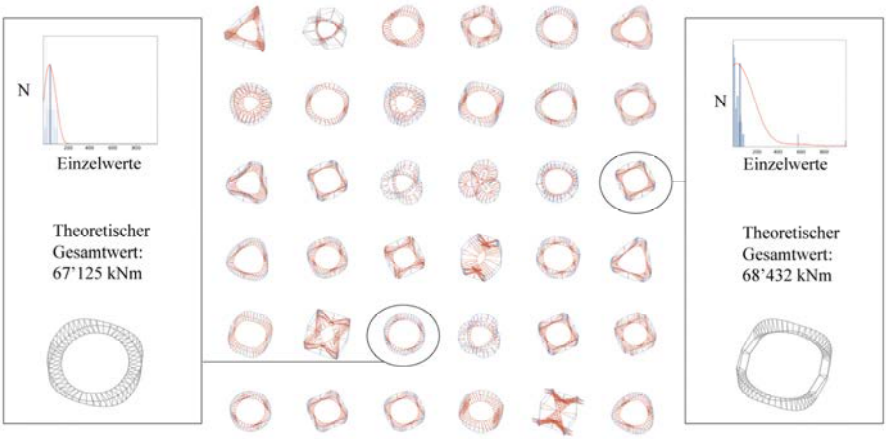


Abbildung 5: „Self-Organizing Map“ für Speichenrad-Systeme

6 Schlussfolgerungen

Der vorliegende Beitrag konzentriert sich auf die Verwendung von räumlichen Stabwerk-Modellen für den konzeptionellen Entwurf von Tragwerken. Das CEM-Verfahren bietet einen unkonventionellen Ansatz zur Generierung und Transformation von Gleichgewichtzuständen mittels graphischer Statik. Die beispielhaft beschriebenen Entwurfsprozesse zeigen, dass die Kombination von diesem einfachen und nachvollziehbaren, generativen Verfahren mit Optimierungsmethoden und mit Clustering-Algorithmen aus dem Bereich des Maschinellen Lernens den Entwurf unterstützen und neuartige Entwurfsprozesse auslösen können. Einerseits ermöglicht eine solche Kombination bereits bekannte Randbedingungen in einen auf Konvergenz abzielenden Such-Prozess einzubauen. Andererseits, erlaubt die systematische computergestützte Generierung von diversifizierten Varianten sich der vorläufig noch unbekannten, schlecht definierten Entwurfsaufgabe dialektisch anzunähern. In dieser Dialektik spielt das menschliche Urteils- und Interpretationsvermögen eine wichtige Rolle. Denn nur durch eine wiederholte Interpretierung und Beurteilung ist man als Entwerfender in der Lage, «potenziell unbeabsichtigte Konsequenzen in den Varianten zu entdecken und eventuell auf ganz neue Ideen zu stoßen» [17]. Als vereinfachtes Beispiel kann die Uminterpretation des Parkhauses im Abschnitt 4 dienen, auf welche man ohne die Zwischenlösungen wohl kaum gestoßen wäre. Was neben den technischen Besonderheiten jedoch viel wichtiger scheint, ist die dem Beitrag zugrundeliegende, einheitliche und nachvollziehbare visuelle Sprache der Stabwerksmodelle. Diese Sprache erlaubt es, die Kommunikation zwischen Architekt und Ingenieur, auch in der Praxis, auf das in dieser Entwurfsphase Notwendige zu fokussieren und die von Bonatz und Leonhardt im Entwurf geforderte Herausbildung des bewussten Gestaltungswillens bei Bauingenieuren zu kultivieren.

Literatur

[1] ANGERER, F. Bauen mit tragenden Flächen. Callwey, München, 1960

[2] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN, B. Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Birkhäuser, Basel, Boston, Berlin, 1997

[3] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN M. Towards a Consistent Design of Structural Concrete. PCI-Journal, Vol. 3-Issue 32 (1987), S. 75-150

[4] KOTNIK, T.; D'ACUNTO, P. Operative Diagramatology: Structural Folding for Architectural Design. In: Proceedings of the Design Modelling Symposium 2013, Berlin, Germany (2013), S.195

[5] MAURER, B.; RAMM, E. Zeichnen als Sprache des Ingenieurs. In: Karl Culmann und die graphische Statik. Verlag für Geschichte der Naturwissenschaft und der Technik, Berlin, 1998, S.205

[6] VAN MELE, T.; RIPPMANN, M.; LACHAUER, L.; BLOCK, P. Geometry-based Understanding of Structures. Journal of the International Association of Shell and Spatial Structures, 53(4) (2012), S.285-295

[7] SCHEK, HJ. The force density method for form finding and computation of general networks, Comput Methods Appl Mech Eng, 3(1) (1974), S.115–134

[8] KEMMLER, R. Seiltragwerke. Vorlesungsskript. HTWG Konstanz, 2016.

[9] OHLBROCK, PO.; D'ACUNTO P. A computer-aided approach to equilibrium design based on graphic statics and combinatorial variations. CAD-Journal. Under review (10/2019)

[10] KEREZ, C. El Croquis 145, El Croquis, Madrid, 2009

[11] CASUTT, G.; MOOSAVI, V.; D'ACUNTO, P.; OHLBROCK, PO. Machine Learning to Control the Parametric Boundaries during Design Exploration. Master-Thesis. D-BAUG, ETH Zürich. Juli 2019.

[12] SHACKELFORD, M.; SIMONS, CL.; Metaheuristic design pattern: interactive solution presentation. In: Proceedings of the companion publication of the 2014 annual conference on genetic and evolutionary computation, Vancouver, BC, Canada, (2014), S. 1431–1434.

[13] KOHONEN T.; Self-organized formation of topologically correct feature maps, Biol. Cybern., 43, (1982), S. 59–69.

[14] FUHRIMANN, L.; MOOSAVI, V.; OHLBROCK, PO.; D'ACUNTO, P. Data-Driven Design: Exploring new Structural Forms using Machine Learning and Graphic Statics. In: Proceedings of the IASS symposium 2018, Boston, USA, 2018.

[15] MENGES, A.Biomimetic design processes in architecture: morphogenetic and evolutionary computational design. Bioinspir Biomim (2012); 7(1): 015003.

[16] CULMANN K. Die graphische Statik, Zürich: Verlag Meyer und Zeller; 1864, S. 527.

[17] SCHÖN, D. The reflective practitioner: How professionals think in action. Vol. 5126.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Tragwerksoptimierung im Brückenentwurf

Daniel Schäfer[1], Benedikt Philipp[1], Armin Geiser[2], Jens Kuckelkorn[1]

[1]BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG, Erika-Mann-Str. 7-9, 80636 München
Mail: {daniel.schaefer; benedikt.philipp; jens.kuckelkorn} @bpr-muenchen.de
[2]Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München, Theresienstr. 90, 80333 München
Mail: armin.geiser@tum.de

Zusammenfassung: Trotz zahlreicher bewährter Tragwerksformen gibt es immer noch Verbesserungspotential im Brückenentwurf. Anhand dreier Beispiele wird gezeigt, was die Optimierung zu wirtschaftlicheren und ästhetischen Brücken beitragen kann. Es werden wirtschaftlich günstige Voutenformen für Brückenträger aus Stahlbeton und optimierte Bogengeometrien für Grünbrücken vorgestellt und ein Ausblick auf Konzepte für Straßenbrücken als Netzwerkbogen gegeben.

1 Einführung und Motivation

Für Brücken kommen überwiegend schon länger bekannte und bewährte Tragwerksformen zum Einsatz. Auf den Bauwerksentwurf haben die verkehrlichen Funktionen, Wirtschaftlichkeit und verfügbare Herstellmethoden maßgeblichen Einfluss. Beim Brückenentwurf sind die Grenzen oft eng gesteckt und es existieren plausible und quasi standardisierte Lösungen, die kopiert bzw. übertragen werden können. Hinterfragt man jedoch die Randbedingungen und Standardentwürfe, findet sich immer noch Verbesserungspotential.

Brückentragwerke zu optimieren dient verschiedenen Zielen: Ein einfacherer Lastabtrag ermöglicht leichtere Bauteile, reduziert Bauzeit und Ressourcenverbrauch. Effiziente Tragwerksformen ermöglichen es, ästhetische, bestenfalls identitätsstiftende Brücken zu bauen. Hier werden praktische Anwendungen der Optimierung für Brückenentwürfe vorgestellt, die in Zusammenarbeit von BPR Dr. Schäpertöns Consult mit dem Lehrstuhl für Statik, TU München, entstanden sind.

2 Optimale Form gevouteter Brückenträger aus Stahlbeton

Gevoutete Balken als Zwei- oder Mehrfeldträger aus Stahl- oder Spannbeton werden sehr häufig für Brücken eingesetzt. Die Form der Voute, wie zum Beispiel die Trägerhöhe h(x)

entlang der Voute und die Länge der Voute im Vergleich zur Stützweite, hat auf die Verteilung der Biegemomente zwischen Feld- und Stützbereichen entscheidenden Einfluss.

Jedoch sind, vereinfacht betrachtet, die nötigen Beton- und Bewehrungsmengen ausschlaggebend für die Kosten. Vor diesem Hintergrund wurde in [1] die Optimierung der Voutengeometrie von Brückenträgern hinsichtlich der resultierenden Baustoffmengen untersucht.

2.1 Annahmen und Grundlagen

In [1] werden stellvertretend Zweifeldträger im Regelquerschnitt RQ11 mit massivem Plattenbalkenquerschnitt bei Spannweiten von 8 m bis 25 m herangezogen, wie sie beispielsweise bei der Überführung von Landstraßen über Autobahnen zum Einsatz kommen. Die Betrachtungen beschränken sich zunächst auf schlaffe Bewehrung und übliche Betongüten C30/37 bis C35/45. Insbesondere die Berücksichtigung unterschiedlicher Verkehrslaststellungen ist von Bedeutung und wird in Form von Umhüllenden umgesetzt.

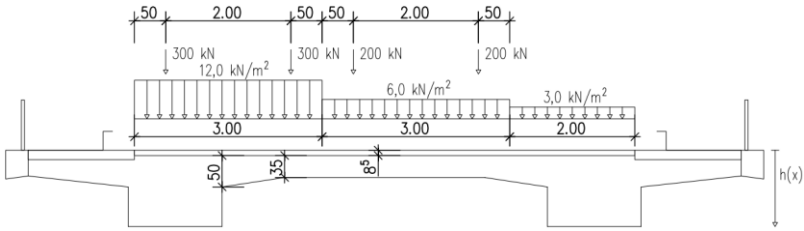


Abbildung 1: Regelquerschnitt RQ11 mit den angesetzten Lasten im Querschnitt

Die Optimierung selbst setzt auf der akademischen, quelloffenen 2D-Stabwerkssoftware *Stiff* [2] auf, die am Lehrstuhl für Statik der TU München, in *Excel* und *VBA* entwickelt wird. Vorteil ist – neben der erforderlichen Quelloffenheit – hierbei die tabellarische Dateneingabe, die sich in Verbindung mit *VBA* auch gut zur algorithmischen Umsetzung eignet. Daneben verfügt *Excel* selbst bereits über On-Board-Mittel zur Optimierung.

Da bisher kein Modul für die Stahlbetonbemessung vorhanden war, wurde eine vereinfachte Längs- und Querkraftbemessung ergänzt. Ausgehend vom bezogenen Moment

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{1}$$

wird im Programm die erforderliche Längsbewehrung beim reinen Biegeträger ermittelt zu

$$A_{s1,erf} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \; . \tag{2}$$

Hierbei gibt es verschiedene Schranken, die als Nebenbedingungen berücksichtigt werden, wie beispielsweise $\mu_{Eds} \leq 0{,}19$ zur Vermeidung von Druckbewehrung.

Neben der Abdeckung der erforderlichen Bewehrung aus Biegung wird im EC2 auch Mindestbewehrung zur Sicherstellung des duktilen Bauteilverhaltens vorgeschrieben:

$$A_{s,min} = M_{Riss} / \left(z \cdot f_{yk}\right) = W_c \cdot f_{ctm} / \left(0{,}9d \cdot f_{yk}\right) \tag{3}$$

Da die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ mit steigender Querschnittshöhe wächst, verhält sie sich gegenläufig zur Längsbewehrung aus Biegung $A_{s1,erf}$, die mit steigendem Hebelarm fällt.

2.2 Optimierungsalgorithmus

Ansatz der angewandten Optimierung ist der direkte Zugriff auf FE-Ergebnisse. Aus diesen sind i.d.R. keine Ableitungsinformation verfügbar. Um die anvisierten Verfahren erster Ordnung, die auf diesen Sensitivitäten basieren, nutzen zu können, muss der Gradient bestimmt werden, was in verschiedenen Algorithmen unterschiedlich behandelt wird.

Beim vorliegenden Optimierungsproblem handelt es sich um ein nichtlineares Optimierungsproblem, was die Anzahl der zur Verfügung stehenden Algorithmen einschränkt. Evolutionäre Strategien wurden nicht herangezogen, da in ersten Untersuchungen sehr lange Rechenzeiten und häufig abweichende Ergebnisse festgestellt wurden.

Die Einhaltung der Mindestbewehrung, Grenzwerte für Trägerhöhen und das bezogene Moment werden als Nebenbedingungen formuliert. Der *Excel*-Solver *GRG-Nichtlinear* (*Generalized Reduced Gradient*) welcher auch über *VBA* angesteuert werden kann, wird als Optimierungsalgorithmus verwendet.

Zur Bildung der Zielfunktion müssen in jedem Optimierungsschritt alle notwendigen Auswertungen (verschiedene Laststellungen, Bildung der Umhüllenden der Schnittgrößen, Ermittlung der Bewehrungsmengen) vorgenommen werden, wobei sich das Eigengewicht und auch die Steifigkeitsverteilung durch die veränderte Höhe ihrerseits aktualisieren. Über die Eingabe von Einheitspreisen für Beton und Stahl können die verschiedenen Ziele gewichtet und so aus der Mehrzieloptimierung ein Zielwert f(h(x)) gebildet werden.

Als Variablen wurde zunächst in der Freiformoptimierung die Querschnittshöhe $h_i(x)$ in jedem Abschnitt, danach die Formparameter verschiedener Voutengeometrien (linear, Parabel 2. und 3. Ordnung) verwendet, um baupraktisch verwendbare Ergebnisse zu erhalten.

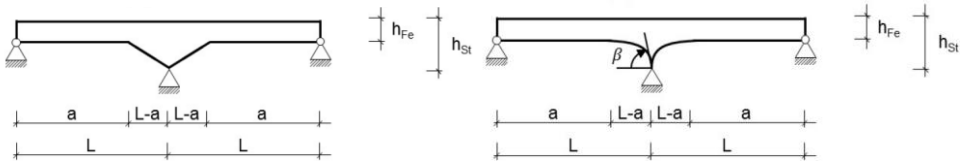


Abbildung 2: Variablen der Parametrisierung: linear (links) und kubisch (rechts)

2.3 Ergebnisse der Optimierung und Bewertung des Ansatzes

Ausgewertet wird hier exemplarisch eine Optimierung der Betonmenge und Längsbewehrung. Während die Freiformoptimierung natürlich die scheinbar wirtschaftlichsten Ergebnisse liefert, zeigen sich für die verschiedenen Parametrisierungen deutliche Unterschiede. So fällt die Voute in Form einer quadratischen Parabel im gewählten Beispiel deutlich ab und ist um 12% teurer als die lineare Voute.

Generell lässt sich aber festhalten, dass der größte Mehrwert bereits durch die Ausbildung der Voute als solche erzielt wird. In erster Näherung liefert eine lineare Höhenverteilung h(x), welche affin zum betragsmäßigen Momentenverlauf $M_y(x)$ ist (Abb. 3), wirtschaftliche Ergebnisse. Durch die Abhängigkeit $M_y(x) = f(h(x))$ muss die Ermittlung iterativ erfolgen. Die entwickelte Optimierungsumgebung auf Basis eines Stabwerksprogramms stellt ein einfach anzuwendendes und erweiterbares Werkzeug zur Generierung und zum Vergleich wirtschaftlicher Voutenformen für Brückenträger aus Stahlbeton dar.

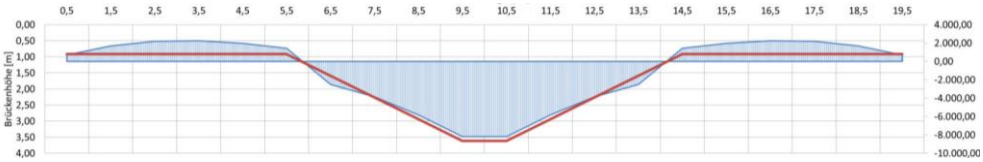


Abbildung 3: Optimierter Trägerhöhenverlauf (rot) und Biegemoment (blau)

Als wirtschaftlichste Form wurde die lineare Voute ermittelt. Trotz des Mehrverbrauchs an Beton liefert die Voutung des Trägers über die gesamte Stützweite (a = 0) dabei die besten Ergebnisse. Wählt man die Voutenlänge zu 20% der Stützweite, verschlechtert sich die Wirtschaftlichkeit aber nur um etwa 15%.

Wie zu erwarten weichen die Ergebnisse nicht sonderlich von ingenieurmäßig geschätzten Geometrien ab. Es konnte jedoch gezeigt werden, dass die lineare Voute als baupraktisch einfachste Form hinsichtlich Wirtschaftlichkeit am besten abschneidet. Dieses Ergebnis gilt bereits ohne Berücksichtigung des Mehraufwands für Schalung und Rüstung bei quadratischer oder kubischer Form.

3 Formfindung für Bogentragwerke von Grünbrücken

Bei der Planung von Grünbrücken mit einem Tragwerk als Stahlbetonbogen bzw. -schale stellt sich die Frage nach der günstigsten Form. Bekannte Lösungen gelten jeweils nur für spezielle Lastverläufe: Analytische Beschreibungen, wie der Kreisbogen für konstanten Druck, die Parabel für konstante Lasten oder die Kettenlinie unter Eigengewicht der Konstruktion sind bekannt. In der jüngeren Forschung wurden parametrische Funktionen für die optimale Bogenform unter Eigengewicht und konstanter Last oder über die Höhe variablen Wasserdruck (sog. *submerged domes*) hergeleitet.

Für Grünbrücken sind neben dem Eigengewicht, auch die Erdauflast und der horizontale Erddruck entscheidende Größen, die wiederum von der Form abhängen. In [3] wurde eine Softwarelösung zur Formoptimierung des Bogentragwerks von Grünbrücken entwickelt. Die Projekterfahrung und wissenschaftliche Betrachtung des Themas zeigen hier lohnendes Einsparpotential, gleichzeitig aber auch die Schwierigkeiten der Optimierung im baupraktischen und normativen Umfeld auf.

3.1 Annahmen und Grundlagen

Im Entwurf werden Grünbrücken, die als Stahlbetonschalen gebaut werden, oft als Stabzug in Bogenform betrachtet. Wegen der maßgeblichen Belastung aus Eigengewicht und beträchtlicher Erdüberschüttung bietet sich eine Optimierung der Form der Grünbrücke an.

Die Wirtschaftlichkeit kann über den erforderlichen Betonquerschnitt und die Bewehrungsmenge definiert werden, wobei hier Effizienz und Ästhetik korrespondieren: Ziel ist eine Form, die weitgehend über Normalkrafttragwirkung auf Druck funktioniert. Mit Beton mittlerer bis höherer Festigkeit können schlanke Querschnitte bzw. geringe Dicken realisiert werden. Dies wirkt sich wiederum günstig aus: Bei geringer Biegebeanspruchung fällt die erforderliche Bewehrung geringer aus, eine niedrigere Bauteilstärke bedingt geringere Mindestbewehrungsmengen (Rissbreite aus Zwang, Duktilität).

Somit können verschiedene Zielfunktionen gebildet werden, die letztlich alle den gleichen Sachverhalt des effizienten, auf Normalkraft tragenden Bogens beschreiben, zum Beispiel:

- Minimierung des Moments: $f(\mathbf{x}) = \sum|M_i|$ bzw. $f(x) = \sum M_i^2$
- Minimierung des inneren Hebelarms: $f(\mathbf{x}) = \sum e_i = \sum|M_i / N_i|$
- Minimierung der Formänderungsenergie: $f(\mathbf{x}) = ½ \cdot \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}$

Gesucht wird die Bogenform y(x), zusammengefasst in den Koordinaten $\mathbf{x}_i = [x_i, y_i]^T$. Von dieser Höhe y(x) hängt der zunächst maßgebliche Lastfall des Erddrucks e(x), aber auch das Eigengewicht g(x) in seiner Grundrissprojektion ab. Durch diese Abhängigkeit der Belastung als Eingangsgröße von der Geometrie liegt hier wieder ein nichtlineares Optimierungsproblem vor.

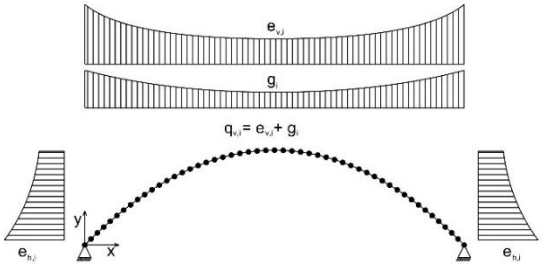


Abbildung 4: Statisches System der Grünbrücke mit Belastung aus Eigenlast und Erddruck

3.2 Optimierungsalgorithmen und Software-Umgebung

Zur Anwendung kommt zunächst ein *Steepest-Descent*-Algorithmus, wiederum ein Verfahren erster Ordnung. Die benötigten Sensitivitäten werden über Variation der einzelnen Parameter und Bildung von globalen Differenzen bestimmt:

$$\frac{df}{d\mathbf{x}_i} \approx \frac{\Delta f}{\Delta \mathbf{x}_i} = \frac{f(\mathbf{x}+\Delta\mathbf{x}_i) - f(\mathbf{x})}{\Delta \mathbf{x}_i} \tag{4}$$

Für ein ausreichend kleines $\Delta\mathbf{x}_i$ im Vorwärtsdifferenzenverfahren ist hierbei eine hinreichend genaue Annäherung der Sensitivität zu erwarten.

Die modulare Umsetzung der Optimierung in einer *Python*-Umgebung mit einem selbstgeschriebenen FE-Löser erlaubt das Testen verschiedener Verfeinerungen und Algorithmen, beispielsweise eine Minimierung des inneren Hebelarms mit einem an der Newton-Methode angelehnten Verfahren. Darüber hinaus konnten so verschiedene Zielfunktionen $f(\mathbf{x})$ oder die Einbeziehung verschiedener mechanischer Effekte wie beispielsweise die Nachgiebigkeit der Auflager untersucht werden.

Eine Ausgabe in das *TEDDY*-Format des *SOFiSTiK*-Software-Pakets erlaubt eine direkte Weiterverarbeitung und weitere Analyse der so gefundenen Geometrie.

3.3 Ergebnisse und weitere Untersuchungen

Zunächst kann festgehalten werden, dass die implementierte Optimierung grundsätzlich sehr gute Ergebnisse liefert: die Biegemomente können im Vergleich zu entsprechenden

Ingenieursansätzen (Kreis, Parabel, Kettenlinie) sehr deutlich reduziert werden, vgl. Abb. 5. Dennoch verdienen verschiedene aufgetretene Aspekte weitere Aufmerksamkeit: Zunächst ist zu beobachten, dass die Optimierung nie zu komplett momentenfreien Geometrien führt, nicht bloß in den diskretisierungsbedingten „Girlanden“, sondern auch im Mittel.

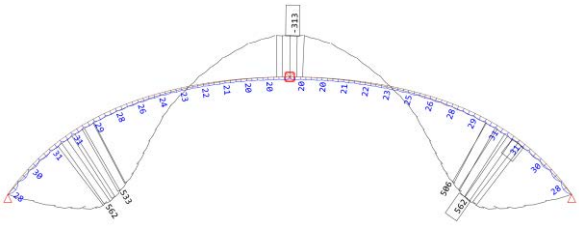


Abbildung 5: Exemplarischer Vergleich der Momentenverläufe bei analytischem Ansatz einer Kettenlinie (schwarz) mit der optimierten Form (blau) unter ständigen Lasten

Dies scheint zunächst erstaunlich, da die Momentenfreiheit ja ursprüngliches Ziel war und in der Literatur auch oft als gelöstes Problem dargestellt wird. Die Erklärung liegt hier in den vorliegenden Steifigkeiten: Während in vielen Formoptimierungsanwendungen pauschal von einer unendlich hohen Normalsteifigkeit ausgegangen wird ($EA \rightarrow \infty$ bzw. $EA/EI \rightarrow \infty$), ist diese Annahme bei den vorliegenden Grünbrücken als Stahlbetonbogen nicht mehr gültig, sodass auch nicht mehr vernachlässigbare Verformungen aus Normalkraft auftreten. Diese resultieren wiederum in einer Krümmungsänderung, womit eine perfekte Momentenfreiheit mit klassischer Ortbetonbauweise nicht mehr erzielbar ist.

Einen sehr nachteiligen Einfluss auf die Optimierungsergebnisse (Konvergenzschwierigkeiten) hat der Ansatz von verschieblichen Fußpunkten über die Modellierung von Federn (Nachgiebigkeit des Baugrunds). Dies kann grundsätzlich über die große Bedeutung des horizontalen Kämpferschubs für die Bogentragwirkung erklärt werden.

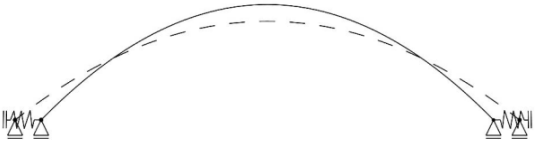


Abbildung 6: Prinzipdarstellung von Verformung / Krümmungsänderung bei Kämpferverschiebung

Unabhängig von der Ausgangsform tragen oft die anzusetzenden horizontalen Fußpunktverschiebungen erheblich zu den auftretenden Biegemomenten bei, was wiederum auf die hervorgerufene Krümmungsänderung zurückzuführen ist. Vor diesem Hintergrund sollten die anzusetzenden Baugrundverformungen, die teilweise wesentlich größer sind, als die bei der Bauausführung tatsächlich gemessenen, kritisch hinterfragt werden.

3.4 Bewertung und Ausblick auf Anwendung

Angewandt auf ein reales Projekt müssen die Erfolge der Optimierung noch mit Einschränkungen betrachtet werden bzw. bedürften weiterer Schritte.

Wie schon oben gezeigt können die auftretenden Biegemomente für die ständigen Lastfälle erheblich reduziert bzw. fast vollständig eliminiert werden.

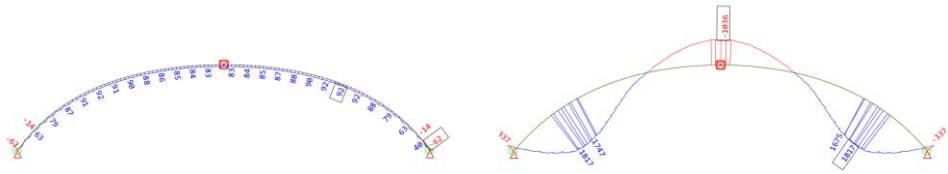


Abbildung 7: Vergleich der Biegemomente unter ständigen Lasten für eine optimierte Geometrie (links) mit einer Kettenlinien-Geometrie (rechts)

Obwohl Grünbrücken hauptsächlich durch ständige Einwirkungen belastet sind, müssen auch veränderliche Lasten berücksichtigt werden, zum Beispiel aus Verkehr oder ungleichmäßiger Überschüttung. Hier reagiert auch das Tragsystem mit optimierter Geometrie empfindlich und weist ähnlich hohe Biegemomente wie eine analytisch abgeschätzte Geometrie auf, siehe Abb. 8. Vor diesem Hintergrund soll die bestehende Optimierungsumgebung zukünftig erweitert werden, um den bisher nicht berücksichtigten Laststellungen bereits in der Formfindung Rechnung zu tragen, um so die Biegebeanspruchung insgesamt zu minimieren.

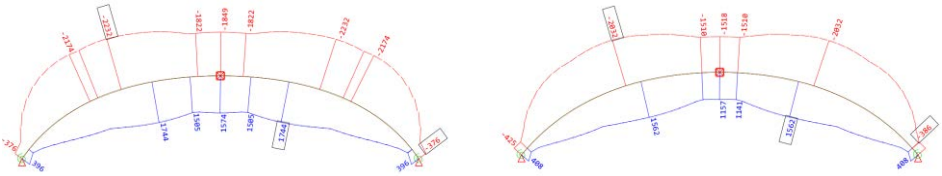


Abbildung 8: Vergleich der Biegemomente unter veränderlichen Lasten (Umhüllende) für eine optimierte Geometrie (links) mit einer Kettenlinien-Geometrie (rechts)

Insgesamt lässt sich festhalten, dass eine optimierte Bogengeometrie immer nur für ein spezifisches Lastbild optimale Eigenschaften annehmen kann. Daher ist die Wahl der maßgebenden Beanspruchung für die Wirkung der Optimierung entscheidend. Aber auch wenn nur ein Teil der Einwirkungen einbezogen wird, kann insbesondere für einen Bogen ein schlankerer Querschnitt erreicht werden, der sich (über ein besseres Steifigkeitsverhältnis) wiederum positiv auf das gesamte Tragverhalten auswirkt.

4 Optimierte Hängeranordnung bei Netzwerkbogenbrücken

Stabbogenbrücken sind Standardkonstruktionen im Brückenbau. Von Per Tveit wurde bereits in den 1960er die Netzwerkbogenbrücke konzipiert. Dabei werden statt senkrechter Hänger geneigte verwendet, dich sich mehrmals kreuzen, wodurch ein effizienterer Lastabtrag für asymmetrische Lasten und eine steifere Konstruktion entstehen. Letztendlich werden damit in Bogen und Versteifungsträger die Biegemomente erheblich reduziert. Mit dieser Bauform sind wesentlich kleinere Profilabmessungen und damit schlankere, elegante Bauwerke möglich. Beim Entwurf einer Netzwerkbogenbrücke besteht die Schwierigkeit in der Wahl des geeigneten Hängernetzes. Es sind verschiedene, teils gegenläufige Kriterien zu berücksichtigen, so z.B. Begrenzung der maximalen Hängerlast, Vermeidung von Druckkräften in den Hängern, Ermüdungssicherheit oder der Zusatzaufwand beim Einbau der schrägen Hänger.

Bisher wurden Untersuchungen zur Wahl geeigneter Hängernetze für Eisenbahnbrücken ausgewertet, siehe u.a. [4]. In verschiedenen Arbeiten und Praxisprojekten wurden diese Grundsätze auf Straßenbrücken angewandt, z.B. [5]. Dabei erfolgten systematische Parameterstudien bzgl. der Variation von Hängeranzahl, -neigung und –positionierung hinsichtlich Hängerkraftverteilung, -ermüdung, Hängerausfall auf Druck sowie der Biegemomente in Bogen und Versteifungsträger. Die bekannten Geometrie-Schemata führen jedoch auch bei Straßenbrücken immer noch zu schwierigen Ergebnissen, wie Hängerausfall und einzelnen überlasteten Hängern (Maximalkraft, Ermüdung).

Aktuell werden mit Hilfe von Optimierungsmethoden Modifikationen der bekannten Netzgeometrien untersucht, um die verbliebenden Nachteile zu beseitigen und diese materialsparende Bauweise in der Praxis besser einsetzen zu können.

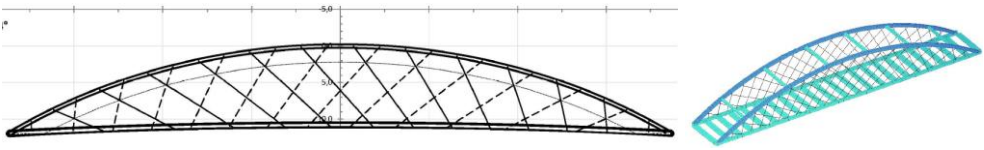


Abbildung 9: Softwaregestütze Generierung der Hängernetzgeometrie (links) und Übersicht des Berechnungsmodells der Straßenbrücke (rechts)

5 Zusammenfassung

Trotz zahlreicher bewährter Standardentwürfe für Brückentragwerke besteht noch erhebliches Potential für Verbesserungen. In drei Anwendungen – Voutenoptimierung bei Balkenbrücken, Bogengeometrie bei Grünbrücken und Hängeroptimierung bei Netzwerkbogenbrücken – wurden das Potential, aber auch Herausforderungen und Grenzen der Strukturoptimierung bei der baupraktischen Anwendung unter normativen Randbedingungen aufgezeigt. Die Anwendung von Strukturoptimierungsmethoden kann im Brückenentwurf ein wertvolles Hilfsmittel sein und die praktische Erfahrung mit mathematischem Hintergrund unterstützen, sodass effizientere, ästhetische und ressourcenschonende Brücken entstehen.

Literatur

[1] WEBER, K. Strukturoptimierung von gevouteten Trägern aus Stahlbeton. Masterthesis, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2017

[2] BLETZINGER, K.-U. Stiff, www.bgu.tum.de/st/software/lehre/stiff/, Lehrstuhl für Statik, TU München, abgerufen am 28.10.2019

[3] KUCKELKORN, J. Formoptimierung von Grünbrücken. Masterthesis, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2018

[4] TEICH, S. Entwicklung allgemeiner Entwurfsgrundsätze für Hängernetze von Netzwerkbogenbrücken. Stahlbau, Nr. 80 (2011), S. 100-111

[5] SCHMITT, A. Optimierung der Hängergeometrie von Netzwerkbogenbrücken. Masterthesis, Fakultät Bauingenieurwesen, Hochschule München, 2018

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Masseneinsparungspotential beim Einsatz adaptiver Strukturelemente in Hochhaustragwerken

Simon Steffen[1], Michael Böhm[2], Walter Haase[1], Oliver Sawodny[2], Werner Sobek[1]

[1]*Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren ILEK, Universität Stuttgart*
[2]*Institut für Systemdynamik ISYS, Universität Stuttgart*

Zusammenfassung: In diesem Beitrag wird exemplarisch gezeigt, dass für bestimmte Hochhaustragwerkstypologien durch eine Aktuierung das Steifigkeitsproblem der Tragwerksbemessung in ein Festigkeitsproblem überführt und dadurch Masse eingespart werden kann. Letzteres ist gerade im Hinblick der sich verknappenden Ressourcen und dem stattfindenden Klimawandel von essentieller Bedeutung.

1 Einführung

Das Bauwesen wird in der nahen Zukunft mit zwei wesentlichen Problemen konfrontiert werden. Der hohe Ressourcenverbrauch beschleunigt die sich abzeichnende Ressourcenverknappung der wesentlichen Baustoffe und verstärkt durch die hohen Emissionen den Klimawandel [1]. Das prognostizierte Bevölkerungswachstum mit zunehmender Urbanisierung [2] verstärkt diese Problematik weiter, sodass einfache Ansätze, wie der eines verbesserten Recyclings, alleine nicht ausreichen werden. Ein vielversprechender Lösungsansatz sind adaptive Tragwerke. Bei adaptiven Tragwerken handelt es sich um Tragwerke mit in die Tragstruktur integrierter Aktorik zur Beeinflussung der Bauteilsteifigkeit oder der Bauteillänge. Über entsprechend platzierte Sensoren wird dabei der Beanspruchungszustand des Tragwerks fortwährend bestimmt und mittels einer Regelungseinheit bei Bedarf eine Aktuierung vorgenommen [1]. Als Aktuierungsziel kann beispielsweise eine Reduzierung der durch äußere Lasten hervorgerufen Verformungen angestrebt werden [3]. Bei Hochhaustragwerken kann dadurch das in der Regel in der Bemessung vorliegende Steifigkeitsproblem in ein Festigkeitsproblem überführt werden. Dadurch können die Querschnitte reduziert und damit Masse und graue Energie eingespart werden, wie im Folgenden an vier konventionellen Hochhaustragwerkstypologien phänomenologisch gezeigt wird.

2 Methodik

Die Untersuchungen erfolgten numerisch mittels ANSYS APDL 17.2 und Matlab R2018a. Zur Generierung der Hochhaustragwerke wurde ein parametrisches Finite-Elemente-Model erstellt, mit dem vier Hochhaustragwerke nach konventionellen Typologien erzeugt wurden (Abs. 2.1). Die modellierten Hochhaustragwerke wurden durch drei unterschiedliche Lastkombinationen aus Eigengewicht, Nutz- und Windlast belastet. Die erste Kombination orientiert sich an der „quasi-ständigen“ Lastkombination des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und die zweite und dritte Kombination an denen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GZT), mit unterschiedlicher Skalierung der Nutz- und Windlast. Zur Bemessung und Optimierung der Querschnitte der passiven Tragwerke wurde ein eigener Algorithmus aufgesetzt (Abs. 2.2). Die anschließende Aktorplatzierung und die Berechnung der benötigten Aktorkräfte erfolgte, auf Basis des berechneten passiven Optimums, durch einen weiteren Algorithmus (Abs. 2.3). Die Aktorkräfte wurden abschließend, der Aktorplatzierung entsprechend, in das passiv optimierte FE-Modell integriert und die Querschnitte erneut bemessen und optimiert. Es wurde eine parallele und eine serielle Aktuierung [3–5] untersucht.

2.1 Hochhaustragwerksmodelle

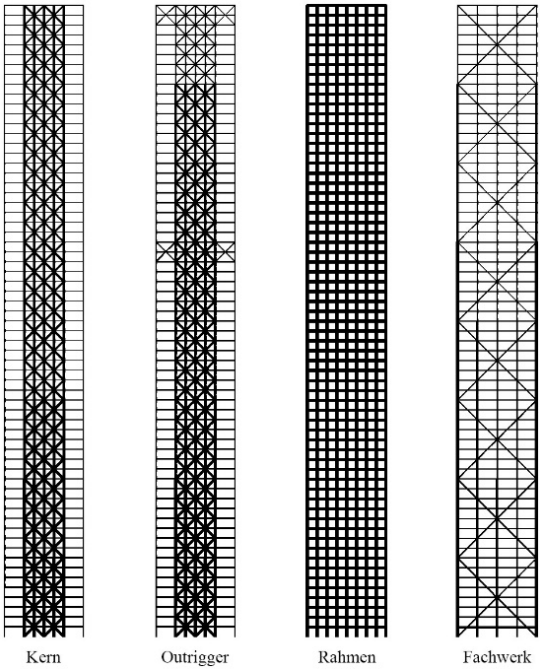


Abbildung 1: Hochhaustragwerksmodelle

Jedes der vier untersuchten Hochhaustragwerke (Abb. 1) baut auf demselben quadratischen Grundraster, mit einer Grundfläche von 32x32 m², auf. Bei einer angesetzten Schlankheit von 8:1 resultiert für die Hochhäuser eine Gesamthöhe von 256 m. Um Vergleichbarkeit zu schaffen, wurden alle Hochhaustragwerke mit diesen grundlegenden Abmessungen

modelliert. Jedes Tragwerkselement (Perimeterstütze, Kernstütze, Unterzug, etc.) wurde im FE-Modell durch ein Balken- bzw. Stabelement abgebildet. Der Kernbereich im Kern- und Outrigger-Tragwerk wurde als Stabwerk aufgelöst. Die Deckenebenen wurden vereinfacht als ein Raster aus Unterzügen modelliert, mit einer Ausfachung aus Starrstäben. Die Deckenmassen werden dementsprechend nicht in den im Folgenden zu berechnenden Masseneinsparungspotentialen mit einkalkuliert. Die Flächenlasten der Decken (Eigengewicht und Nutzlast), sowie die der Windlast wurden zu äquivalente Knotenlasten umgerechnet und an den korrespondierenden Knoten der Hochhausstrukturen angetragen. Aufgrund der Tragwerkssymmetrie wurde nur eine Windanströmungsrichtung untersucht. Das Eigengewicht des modellierten Tragwerks wird ANSYS-intern, durch Angabe der Wichte, aus den aktuellen Querschnitten berechnet. Als Bauteilquerschnitte wurden für die Unterzüge der Deckenebene I-Profile gewählt und für alle weiteren Bauteile quadratische Hohlprofile. Als Material wurde ein S460 Stahl mit einem Elastizitätsmodul von 210.000 MPa und einer Querdehnzahl von 0,3 angenommen. Die Tragwerksanalysen erfolgten nach Theorie I. Ordnung. Stabilitätsversagen und Tragwerksdynamik wurde vereinfachend nicht betrachtet.

2.2 Algorithmus zur Querschnittsoptimierung

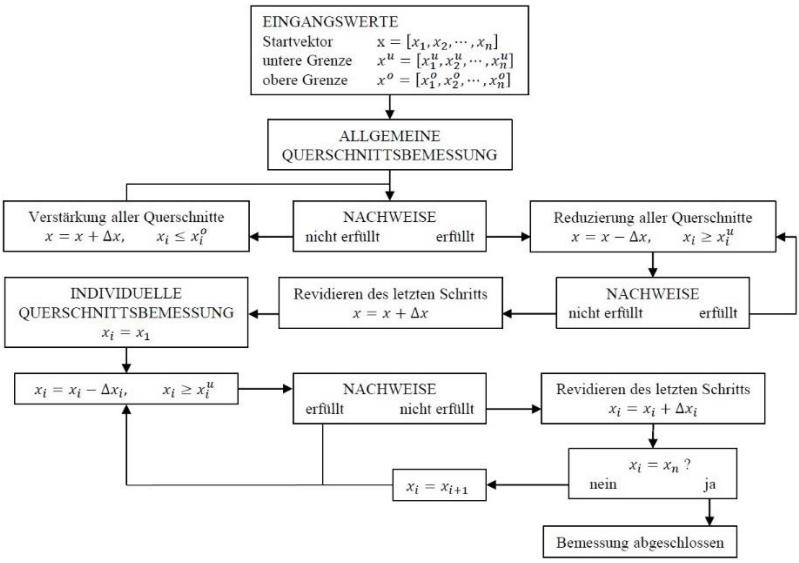


Abbildung 2: Ablaufschema der Querschnittsoptimierung

Für die Querschnittsoptimierung stehen verschiedene etablierte Methoden zur Verfügung [6]. Aufgrund der Größe der vorliegenden Tragwerke und den getroffenen Vereinfachungen wurde für die Querschnittsoptimierung jedoch ein eigener Algorithmus aufgesetzt (Abb. 2). Dieser besteht im Wesentlichen aus einer Verkettung von Schleifen, die sukzessive die Querschnitte der Bauteile in den einzelnen Modulen reduzieren, bis einer der definierten Grenzwerte greift. Die Reihenfolge, in der die Querschnitte abgearbeitet werden ist vom Anwender vorzugeben. Falls bei der Startkonfiguration bereits ein Grenzwert nicht eingehalten werden sollte, ist der Querschnittsreduzierung noch eine allgemeine Querschnittsverstärkung vorgeschaltet. Der Betrag um den die Querschnitte geändert werden

wird abhängig von der maximalen Ausnutzung des maßgebenden Bauteils im Gesamttragwerk berechnet und durch baupraktisch sinnvolle Minimalabmessungen eingeschränkt. Um die Anzahl der Entwurfsvariablen handhabbar zu halten, wurden die Hochhaustragwerke über die Höhe in acht Module unterteilt, in denen den jeweiligen Bauteilgruppen dieselben Querschnitte zugewiesen wurden (vgl. Abb. 1). Die Abmessungen der jeweiligen Querschnitte wurden als Funktion einer Abmessung definiert, welche dann als Entwurfsvariable diente. Grundlage für die getroffenen Annahmen beider Querschnittstypen (I-Profile und Hohlprofile) waren Abmessungsverhältnisse von Standardprofilen. Die Definition der oberen und unteren Grenzen der möglichen Querschnittsabmessungen erfolgt analog. Als Abbruchkriterium der Optimierung dient die betragsweise maximale Horizontalauslenkung in der „GZG“-Lastkombination und die Spannungsnachweise aller Lastkombinationen. Um die unterschiedliche Effizienz der einzelnen Tragwerkstypologien bei der gewählten Geometrie zu berücksichtigen wurde die zulässige Verformung im „GZG“ für die einzelnen Typologien unterschiedlich streng formuliert.

2.3 Aktorplatzierung und Berechnung der Aktorkräfte

Eine der wesentlichen aktuellen Fragestellungen adaptiver Tragwerke ist die der optimalen Aktorposition. In [7] und [8] wurden bereits erste Ansätze auf Basis von Sensivitätsmatrizen für einfache Fachwerke erarbeitet. Ähnliche Ansätze sind die der Redundanzmatrix und Gramscher Matrizen [3], [9]. Bei den zu untersuchenden Hochhaustragwerken scheitern die genannten Algorithmen allerdings bisher noch an der Vielzahl der Tragwerkselemente bzw. an den Dimensionen der zu lösenden Matrizengleichungen. Deshalb war es notwendig einen neuen Ansatz zu erarbeiten. Grundlegend für den gewählten Platzierungsalgorithmus ist die Tatsache, dass es sich bei den Hochhaustragwerken um hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke handelt. Die von Aktoren induzierte Aktorkraft kann somit immer über kürzeste Kraftpfade kurzgeschlossen werden, wodurch der Wirkbereich von Aktoren lokal begrenzt ist. Um globale Veränderungen hervorzurufen würden entweder enorme Aktorkräfte benötigt werden, die zu massiven lokalen Mehrbeanspruchungen und damit Querschnittsverstärkungen führen würden, oder eine Vielzahl von Aktoren, die über das Gesamttragwerk verteilt wirken. Der gewählte Aktorplatzierungsalgorithmus startet deshalb mit der Annahme, dass zu Beginn alle zur Verfügung stehenden Tragwerkselemente aktuiert werden. Anschließend wird, analog zum Vorgehen in [3], die benötigte Aktorkraft berechnet, mit der sich die beste Näherung der Sollverformung von „0“ im gesamten Tragwerk einstellt. Im nächsten Schritt werden die berechneten Aktorkräfte überprüft. Sollten die Aktorkräfte unter einer definierten Minimalkraft liegen, wird davon ausgegangen, dass das zugehörige Element zur Einhaltung des Aktuierungsziels der Nullverformung nur einen unwesentlichen Anteil beiträgt und auf eine Aktuierung des Elements verzichtet werden kann. Nach diesem Kriterium werden iterativ alle Elemente aus der Liste der aktuierten Elemente gefiltert, bis entweder keine Elemente verbleiben, oder bis die maximale Aktorkraft aller Lastkombinationen und aktuierten Elemente einen definierten Maximalwert überschreitet. Die verbleibenden Elemente dienen dann als Aktorelemente für die iterative Querschnittsoptimierung des adaptiven Tragwerks nach dem Verfahren aus Abschnitt 2.2. Da die Deckenebene bei den untersuchten Tragwerken vereinfachend durch Stabelemente modelliert wurde, eine Linearaktuierung hier allerdings nicht als sinnvoll eingeschätzt wird, wurden die Elemente der Deckenebene nicht in die Gruppe der zur Aktuierung zur Verfügung stehenden Aktorelemente aufgenommen.

3 Auswertung

3.1 Masseneinsparungspotential bei paralleler Aktuierung

Die Ergebnisse für die vier untersuchten Tragwerke sind in Tab. 1 zusammengestellt. Die angegebenen Maximalwerte der Querschnittsausnutzung und der Horizontalverformung entsprechen dem Maximum aus allen drei betrachteten Lastkombinationen. Bei jedem System kann das vorliegende Steifigkeitsproblem der passiven Tragwerke durch Adaption in ein Festigkeitsproblem überführt werden, wodurch Masse eingespart und gleichzeitig, abgesehen vom Rahmentragwerk, die maximale Auslenkung in allen Lastkombinationen deutlich reduziert werden kann. Beim Kerntragwerk muss ein Großteil (67 %) der verfügbaren Tragwerkselemente (alle Tragwerkselemente außer den der Decken) aktuiert werden, bei den anderen Tragstrukturen sind es über 90 %.

Tragwerk		Kern	Outrigger	Rahmen	Fachwerk
Masse des Primärtragwerks (ohne Decken)	passiv	5.404 t	8.587 t	18.265 t	8.485 t
	adaptiv (ohne Aktoren)	1.375 t	1.999 t	13.193 t	5.917 t
Einsparungspotential		-75 %	-77 %	-28 %	-30 %
Max. Ausnutzung	passiv	0,61	0,70	0,63	0,72
	adaptiv	1,00	0,99	0,99	1,00
Max. Horizontal-auslenkung	passiv	1,65 m	0,82 m	0,82 m	0,49 m
	adaptiv	0,08 m	0,09 m	0,75 m	-0,06 m
Verfügbare Tragwerkselemente		3.136	3.168	2.624	1.856
Benötigte Aktorelemente		2.110	2.877	2.624	1.833
Anteil aktuierter Elemente		67 %	91 %	100 %	99 %

Tabelle 1: Ergebniszusammenstellung für alle Lastkombinationen für die vier untersuchten Hochhaustragwerke bei paralleler Aktuierung

Das in Tab. 1 berechnete Masseneinsparungspotential berücksichtigt nicht die Masse der Aktoren. Unter der Annahme, dass die Aktoren, bzw. die Aktuierungseinheiten ebenfalls aus einem S460 Stahl hergestellt werden und dass die Länge der Aktuierungseinheit der des aktuierten Elements entspricht, kann die Masse der Aktoren abgeschätzt werden, indem sie entsprechend der jeweiligen, maximal benötigten Aktorkraft dimensioniert werden. Auch mit Berücksichtigung der Aktormassen ergibt sich ein Masseneinsparungspotential bei allen untersuchten Tragwerken (siehe Tab. 2). Bei dem Kern- und Outrigger-Tragwerk kann die Tragwerksmasse stärker reduziert werden als bei dem Rahmen- und dem Fachwerksystem, da sich die Wirkweise der passiven Tragwerkstypologien unterscheiden. Die für die Bemessung maßgebende Last ist die horizontal wirkende Windlast. Beim Kern-Tragwerk wird die Horizontallast primär über den zentralen Kern abgeleitet. Durch die Ausleger des Outrigger-Tragwerks werden zusätzlich einzelne Perimeterstützen aktiviert, beim Rahmen und Fachwerk kann der Lastabtrag hingegen vollständig über die äußere, versteifte Röhre

erfolgen. Das resultierende Biegemoment kann in diesen Systemen somit über einen größeren Hebel effizienter abgetragen werden. Durch die Aktuierung werden beim jeweiligen adaptiven Tragwerk zusätzlich die verbleibenden Stützen für den Lastabtrag aktiviert. Dem Kern- und Outrigger-System steht damit durch die Adaption derselbe Hebel zum Lastabtrag zur Verfügung wie den Röhrentragwerken. Weiterhin besitzt die äußere Röhre des Rahmens und Fachwerks durch die biegesteifen Verbindungen bzw. den zusätzlichen Diagonalen eine erhöhte lokale Steifigkeit. Dadurch wird der Wirkbereich der Aktoren stärker begrenzt (vgl. Abs. 2.3) und es werden höhere Aktorkräfte benötigt, die nur eine weniger starke Querschnittsreduktion zulassen. Beim Rahmensystem ist dieser Effekt wegen der engmaschigen, biegesteifen äußeren Hülle (vgl. Abb. 1) besonders stark ausgeprägt. Bei der Querschnittsoptimierung des adaptiven Rahmentragwerks können dadurch einzelne Querschnitte ohne größere Auswirkung auf das Gesamttragwerk optimiert werden. Dadurch ergibt sich eine nur marginal reduzierte maximale Horizontalauslenkung (vgl. Tab. 2) und die durchschnittliche Querschnittsauslastung bleibt weiterhin gering (vgl. Tab. 3).

Tragwerk		Kern	Outrigger	Rahmen	Fachwerk
Masse des Primärtragwerks (ohne Decken)	passiv	5.404 t	8.587 t	18.265 t	8.485 t
	adaptiv (ohne Aktoren)	1.375 t	1.999 t	13.193 t	5.917 t
	Aktoren	1.493 t	1.857 t	2.046 t	1.588 t
	gesamt	2.868 t	3.855 t	15.239 t	7.505 t
Einsparungspotential		-47 %	-55 %	-17 %	-12 %

Tabelle 2: Masseneinsparungspotential mit Berücksichtigung der Aktormassen

Durch die Adaption können die Querschnitte in allen untersuchten Tragwerken generell höher ausgenutzt werden (vgl. Tab. 3). Die durchschnittliche Auslastung bleibt aber weiterhin gering, was bedeutet, dass hier noch weiteres Masseneinsparungspotential besteht. So wäre es denkbar das Aktuierungsziel einer Verformungsminimierung mit einer Beanspruchungshomogenisierung zu koppeln.

Tragwerk		Kern	Outrigger	Rahmen	Fachwerk
Durchschn.	passiv	0,36	0,38	0,27	0,30
Ausnutzung	adaptiv	0,51	0,53	0,37	0,52

Tabelle 3: Durchschnittliche Querschnittsausnutzung in den beiden Lastkombinationen des GZTs

3.2 Masseneinsparungspotential bei serieller Aktuierung

Die serielle Aktuierung verwendet dieselben Aktorelemente (Anzahl und Position) wie die parallele Aktuierung. Durch eine serielle Aktuierung lässt sich das Bemessungsproblem allerdings nur beim Kerntragwerk in ein Festigkeitsproblem überführen (Tab. 4). Hier ergibt sich weiterhin ein Masseneinsparungspotential und eine Reduktion der maximalen Horizontalauslenkung. Bei den verbleibenden Systemen (Outrigger, Rahmen und Fachwerk) führt eine serielle Aktuierung mit Verformungsminimierung als Ziel hingegen zu einer

erhöhten Beanspruchung der Querschnitte und damit zu einer Erhöhung der benötigten Masse. Die maximale Horizontalauslenkung kann durch die Versteifung der Querschnitte ebenfalls nicht reduziert werden. Grund hierfür ist die unterschiedliche Beanspruchung des Aktorelements, bzw. des aktuierten Elements bei serieller und paralleler Aktuierung (vgl. Abb. 3).

Tragwerk		Kern	Outrigger	Rahmen	Fachwerk
Masse des Primärtragwerks (ohne Decken)	passiv	5.404 t	8.587 t	18.265 t	8.485 t
	adaptiv (inkl. Aktoren)	2.986 t	9.599 t	24.411 t	9.038 t
Einsparungspotential		-33 %	+12 %	+34 %	+7 %
Max. Ausnutzung	passiv	0,61	0,70	0,63	0,72
	adaptiv	1,00	1,00	1,00	1,00
Max. Horizontal-auslenkung	passiv	1,65 m	0,82 m	0,82 m	0,49 m
	adaptiv	0,95 m	0,81 m	0,82 m	0,47 m

Tabelle 4: Ergebniszusammenstellung für alle Lastkombinationen für die vier untersuchten Hochhaustragwerke bei serieller Aktuierung

Eine Verformungsadaption führt bei beiden Aktuierungskonzepten in den Aktoren zu Normalkräften mit zur Beanspruchung aus externer Last deckungsgleichem Vorzeichen. Bei serieller Aktuierung überlagern sich dadurch die Kräfte und führen in der Summe zu einer Mehrbeanspruchung. Durch den parallelen Anschluss des Aktors wird die Beanspruchung des aktuierten Elements hingegen umgekehrt. Die Normalkräfte aus externer Last und Aktorlast heben sich in diesem Fall im parallel aktuierten Element auf. Ein weiterer Grund könnte der unterschiedliche Wirkbereich der seriellen und parallelen Aktuierung, wie sie beispielsweise in [5] beschrieben wird, sein. Inwiefern der dort beschriebene Effekt jedoch bei den untersuchten statisch hochgradig unbestimmten, steifen Hochhaustragwerken zutrifft ist durch weitere Forschung in diesem Bereich zu validieren. Außerdem ist zu beachten, dass bei den verwendeten Algorithmen nicht auszuschließen ist, dass es sich bei den Ergebnissen um lokale Optima handelt.

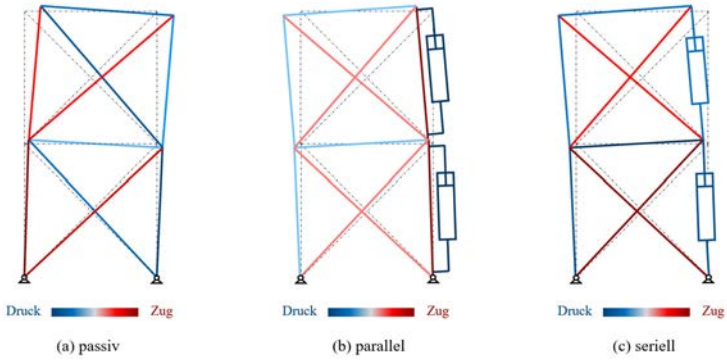


Abbildung 3: Qualitative Kraftzustände aus externer Horizontallast (a) und paralleler (b), sowie serieller Aktuierung (c) mit dem Ziel einer Verformungsadaption

4 Zusammenfassung

Durch eine parallele Adaption mit dem Aktuierungsziel einer Verformungsminimierung kann bei den untersuchten Hochhaustragwerken das in der statischen Bemessung vorliegende Steifigkeitsproblem in ein Festigkeitsproblem überführt und Masse signifikant eingespart werden, selbst mit Berücksichtigung der zusätzlichen Aktormassen. Das Einsparungspotential variiert dabei je nach Tragwerkstypologie. Eine serielle Aktuierung ist bei den untersuchten Tragwerken weniger effizient oder führt sogar zu mehr Masse. Der Grund dafür ist im Wesentlichen, dass bei einer parallelen Aktuierung die im aktuierten Element induzierte Aktorkraft der Beanspruchung aus externer Last entgegenwirkt und damit betragsweise reduziert. Bei serieller Aktuierung überlagern sich die Beanspruchungen hingegen. Ein weiterer Grund wird in der Wirkweise, bzw. dem Wirkbereich von serieller und paralleler Aktuierung in Verbindung mit der Anzahl der platzierten Aktoren vermutet. An dieser Stelle sind aber weitere Untersuchungen erforderlich um hier sichere Aussagen treffen zu können.

Danksagung

Die Forschungsergebnisse, die in diesem Artikel beschrieben werden, entstanden im Rahmen der Tätigkeiten im Teilprojekt A06 (Bautechnische Integration von aktiven Elementen in die Gebäudestruktur) des Sonderforschungsbereichs 1244 "Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen", gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG). Die Autoren bedanken sich für die gewährte Unterstützung.

Literatur

[1] SOBEK, W.: Ultraleichtbau. In: *Stahlbau* Bd. 83 (2014), Nr. 11, S. 784–789

[2] UNITED NATIONS; ET.AL.: *World urbanization prospects: the 2018 revision,* 2019

[3] WAGNER, J.; ET.AL.: On steady-state disturbance compensability for actuator placement in adaptive structures. In: *at - Automatisierungstechnik* Bd. 66 (2018), Nr. 8, S. 591–603

[4] WEIDNER, S.; ET.AL.: The implementation of adaptive elements into an experimental high-rise building. In: *Steel Construction* Bd. 11 (2018), Nr. 2, S. 109–117

[5] WEIDNER, S.; ET.AL.: The Integration of Adaptive Elements into High-Rise Structures. In: IJHRB Bd. 8 (2019), Nr. 2, S. 95–100

[6] HARZHEIM, L.: *Strukturoptimierung: Grundlagen und Anwendungen*. Verlag Europa-Lehrmittel, 2008

[7] TEUFFEL, P.: *Entwerfen adaptiver Strukturen*, Universität Stuttgart, 2004

[8] LEMAITRE, C.: *Topologieoptimierung von adaptiven Stabwerken*, Universität Stuttgart, 2008

[9] BÖHM, M.; ET.AL.: Homogenizability of Element Utilization in Adaptive Structures. In: *2019 IEEE 15th International Conference on Automation Science and Engineering (CASE)*. Vancouver, BC, Canada : IEEE, 2019, S. 1263–1268

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Stochastische Optimierung mittels Cross Entropy: Methodik und Anwendungen

Daniel Straub, Elizabeth Bismut, Ivan Depina, Iason Papaioannou

Engineering Risk Analysis Group, Technische Universität München
SINTEF Community, Trondheim

Zusammenfassung: Im Ingenieurwesen treten oft Optimierungsprobleme unter Unsicherheiten auf. Dabei sind die Zielfunktion und/oder die Nebenbedingungen Funktionen von Zufallsvariablen. Die Cross Entropy (CE) Methode ist ein Monte-Carlo-basiertes Verfahren, welche solche Optimierungsprobleme lösen kann. Wir diskutieren die CE Methode und zeigen Ihre Anwendung anhand von zwei Beispielen: (1) die Optimierung von Unterhaltsstrategien für Bauwerke und (2) die Optimierung einer geotechnischen Struktur unter Zuverlässigkeitsbedingungen.

1 Einführung

In vielen Bereichen des Ingenieurwesens stellen sich Optimierungsprobleme unter Unsicherheiten. Dabei hängen die Zielfunktion und/oder die Nebenbedingungen von unsicheren Größen ab und werden entsprechend als Funktionen von Zufallsvariablen $\mathbf{X}$ definiert. Solche Probleme treten etwa bei der robusten Bemessung oder bei der risikobasierten Optimierung ein. Das entsprechende Optimierungsproblem ist[1]

$$\min_{\mathbf{a}\in\mathcal{A}} S(\mathbf{a}), \tag{1}$$

wobei die Zielfunktion S ein Erwartungswert bezogen auf die Zufallsvariablen $\mathbf{X}$ darstellt:

$$S(\mathbf{a}) = \mathrm{E}_{\mathbf{X}}\left[g(\mathbf{X},\mathbf{a})\right] \tag{2}$$

In vielen Fällen lässt sich eine solche Zielfunktion nicht analytisch bestimmen. Monte-Carlo-Verfahren können statt dessen verwendet werden, um den Erwartungswert abzuschätzen [7].

[1] Das Optimierungsproblem kann auch noch Nebenbedingungen $h(\mathbf{a}) \leq 0$ unterliegen. Diese können in der hier diskutierten Methode in die Zielfunktion S integriert werden, etwa durch Addieren eines sehr hohen Wertes zur eigentlichen Zielfunktion bei Verletzung der Nebenbedingung, siehe [3].

Dies führt aber dazu, dass die Zielfunktion nur approximativ bestimmt werden kann, d.h. man verfügt nur über den Schätzer $\hat{S}(\mathbf{a}) \approx S(\mathbf{a})$, welcher mit einem zufälligen Fehler (Noise) behaftet ist. Um das Optimierungsproblem in Glg. 1 zu lösen, ist somit ein Optimierungsverfahren notwendig, welches mit solchen fehlerbehafteten Zielfunktionen umgehen kann. Ein solches Verfahren ist die Cross Entropy (CE) Methode [6].

In diesem Beitrag wird das Grundprinzip der CE Methode kurz erläutert. Danach wird Ihre Anwendung anhand von zwei Beispielen illustriert: (1) die Optimierung von Inspektions- und Unterhaltsstrategien von Bauwerken und (2) die Optimierung einer geotechnischen Struktur unter Zuverlässigkeitsbedingungen.

2 Cross Entropy Methode für die Optimierung

2.1 Cross entropy

Die CE Methode wurde ursprünglich entwickelt für die Ermittlung von Wahrscheinlichkeiten extremer Ereignisse, etwa Versagenswahrscheinlichkeiten, mittels Importance Sampling (IS). Sei $F = \{g(\mathbf{X}) \leq 0\}$ dieses Ereignis, wobei $\mathbf{X}$ ein Vektor von Zufallsvariablen ist. Beim IS gibt es eine theoretisch optimale Verteilung, aus welcher Stichproben idealerweise gezogen werden, um einen Schätzer von $\Pr(F)$ mit minimaler Varianz zu erhalten [7, 4]. Diese theoretisch optimale IS Verteilung ist

$$f_{opt}(\mathbf{x}) = \frac{f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})\,\mathbb{I}\left[g(\mathbf{X}) \leq 0\right]}{\Pr(F)} \tag{3}$$

Hierin ist $\mathbb{I}\left[g(\mathbf{X}) \leq 0\right]$ die Indikatorfunktion, welche den Wert 1 annimmt wenn $g(\mathbf{X}) \leq 0$, und ansonsten den Wert 0.

In praktischen Anwendungen kann $f_{opt}(\mathbf{x})$ nicht bestimmt werden, weil $\Pr(F)$ ja unbekannt ist. Mittels der CE Methode wird daher eine Näherung an diese Verteilung gesucht. Dies geschieht durch Minimierung der relativen CE zwischen einer Verteilung $f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v})$ mit Parametern $\mathbf{v}$ und $f_{opt}(\mathbf{x})$. Die relative CE, auch als Kullbach-Leibler Divergenz bezeichnet, ist ein Maß für den Unterschied zwischen zwei Verteilungen. Diese ist definiert als

$$D(f_{opt}||f_{IS}) = \int\limits_{\mathbf{X}} f_{opt}(\mathbf{x}) \ln\left[\frac{f_{opt}(\mathbf{x})}{f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v})}\right] \mathrm{d}\mathbf{x} \tag{4}$$

Die Parameter $\mathbf{v}$, welche die KL Divergenz minimieren, bestimmen sich aus [4]:

$$\begin{aligned} &\max_{\mathbf{v}} \int\limits_{\mathbf{X}} \mathbb{I}\left[g(\mathbf{X}) \leq 0\right] \ln f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v}) f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})\,\mathrm{d}\mathbf{x} \\ &\approx \max_{\mathbf{v}} \frac{1}{K} \sum_{k=1}^{K} \mathbb{I}\left[g(\mathbf{x}^{(k)}) \leq 0\right] \ln f_{IS}(\mathbf{x}^{(k)}|\mathbf{v}), \end{aligned} \tag{5}$$

worin die Stichproben $\mathbf{x}^{(k)}, k = 1, \ldots, K$ aus der Verteilung $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ gezogen werden.

Wenn die gesuchte Wahrscheinlichkeit $\Pr(F)$ klein ist, ist die empirische Näherung in Glg. 5 nicht effizient, da große Stichprobenzahlen K benötigt würden. Daher geschieht die Näherung an die optimale IS schrittweise. Dabei wird $\mathbb{I}\left[g(\mathbf{x}^{(k)}) \leq 0\right]$ in Glg. 5 ersetzt durch $\mathbb{I}\left[g(\mathbf{x}^{(k)}) \leq c\right]$, mit $c \geq 0$. Dieses c wird dann schrittweise reduziert, bis $c = 0$. Die Stichproben werden aus $f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v})$ gezogen, wobei sich $\mathbf{v}$ jeweils aus dem Optimum im vorigen Schritt ergibt. Mit der konvergierten Verteilung $f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v})$, die erreicht ist wenn $c = 0$, kann eine Importance Sampling Schätzung von $\Pr(F)$ erhalten werden.

Die Genauigkeit der Methode hängt zuletzt davon ab, wie gut die parametrische IS Verteilung $f_{IS}(\mathbf{x}|\mathbf{v})$ die optimale $f_{opt}(\mathbf{x})$ abbilden kann. Der Wahl einer geeigneten Familie von Verteilungen für f_{IS} kommt daher eine zentrale Rolle zu [4].

2.2 Cross entropy Optimierung

Um die CE Methode für die Optimierung anzuwenden, wird das Ereignis $E = \{S(\mathbf{a}) \leq \gamma\}$ definiert. Anstatt die Wahrscheinlichkeit zu ermitteln, mit der eine Funktion $g(\mathbf{X})$ unter den fixen Wert 0 fällt, wird nun ein Grenzwert γ gesucht, welcher von der Zielfunktion nur mit einer sehr kleinen Wahrscheinlichkeit unterschritten wird. Dieser Wert ist nahe am Optimum S^*. Dazu werden die Optimierungsparameter $\mathbf{a}$ als Zufallsvariablen modelliert. Die optimale IS Verteilung beim finalen Grenzwert γ ist dann eine Verteilung, welche nur gering um das Optimum $\mathbf{a}^*$ herum streut. Somit können Stichproben dieser Verteilung verwendet werden, um eine Schätzung von $\mathbf{a}^*$ zu erhalten. Ein einfacher Algorithmus für die Implementierung der CE Optimierung findet sich in [7].

Ein wesentlicher Vorteil der CE Optimierung ist, dass sie auch funktioniert, wenn $S(\mathbf{a})$ nur mit einem zufälligen Fehler ermittelt werden kann. Allerdings ist die Performance der Methode davon abhängig, wie groß dieser Fehler ist. Diesen Zusammenhang demonstrieren wir anhand des nachfolgenden illustrativen Beispiels.

3 Beispiel: Robuste Bemessung

Wir demonstrieren die CE Methode anhand eines einfachen Optimierungsproblems:

$$\mathbf{a}^* = \arg\min_{\mathbf{a}} S(\mathbf{a}) = \arg\min_{\mathbf{a}} \; a_d c_d + a_c c_c + \frac{1}{a_c}\mathrm{E}\left[(a_d - X)^2\right] \tag{6}$$

Die Optimierungsparameter $\mathbf{a} = [a_d; a_c]$ bestehen aus einem Bemessungsfaktor a_d und einem Faktor a_c, welcher die Konsequenzen einer Über- oder Unterbemessung reduziert (ein Robustheitsfaktor). c_d und c_c sind die damit verbundenen linearen Kostfaktoren; X ist die (stochastische) Anforderung an das Systems, modelliert mit einer Lognormalverteilung. Die Parameter sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Der Erwartungswert in Glg. 6 lässt sich analytisch bestimmen, und somit kann eine optimale Referenz-Lösung exakt bestimmt werden. Diese ist $a^* = [1.840;\ 0.3203]$.

Parameter	Wert
c_d	1
c_c	10
X	$\mathcal{LN}(\mu_X = 2, \sigma_X = 1)$

Tabelle 1: Parameter für das Optimierungsproblem in Glg. 6

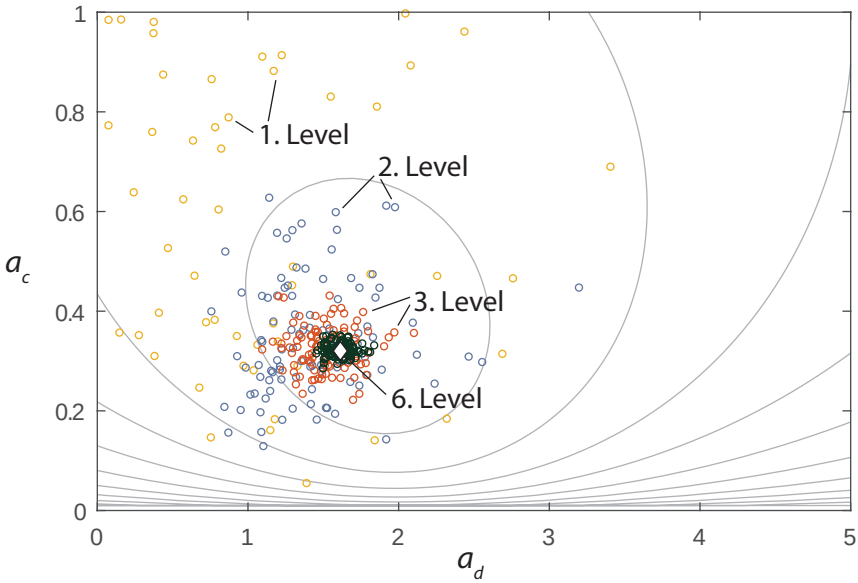


Abbildung 1: Zielfunktion mit Stichproben aus verschiedenen CE-Leveln. Der weisse Rhomboid ist die finale Schätzung des Optimums, bestimmt als der Mittelwert aus den schwarzen Stichproben des 6. und hier letzten Levels.

Wir nehmen nun nachfolgend an, dass der Erwartungswert nur mittels Monte Carlo bestimmt werden kann. Das bedeutet, dass anstelle von $S(\mathbf{a})$ nur der Schätzer

$$\hat{S}(\mathbf{a}) = a_d c_d + a_c c_c + \frac{1}{a_c} \frac{1}{n_{MC}} \sum_{k=1}^{n_{MC}} (a_d - x_k)^2 \tag{7}$$

zur Verfügung steht. $x_k, k = 1, \ldots, n_{MC}$ sind Monte Carlo Stichproben.

$\hat{S}(\mathbf{a})$ ist im Mittel gleich $S(\mathbf{a})$, da der Monte Carlo Schätzer keinen Bias hat. Die relative Genauigkeit von $\hat{S}(\mathbf{a})$ lässt sich durch den Variationskoeffizienten $\delta_{\hat{S}}$ ausdrücken. Dieser ist

$$\delta_{\hat{S}} = \frac{\frac{1}{a_c}\sqrt{\mathrm{Var}\left[(a_d - X)^2\right]}}{S(\mathbf{a})} \frac{1}{\sqrt{n_{MC}}} \tag{8}$$

Für $\mathbf{a}^*$ und $n_{MC} = 10^2$ ergibt sich $\delta_{\hat{S}} = 0.11$. Dies zeigt, dass die Funktion $\hat{S}(\mathbf{a})$ für $n_{MC} = 10^2$ einen erheblichen zufälligen Fehler aufweist.

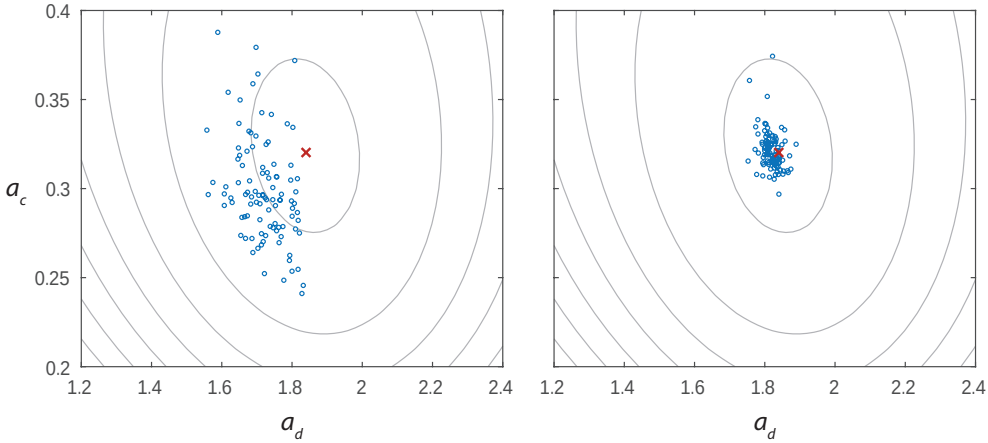


Abbildung 2: Optima identifiziert mit der CE Methode aus 100 wiederholten Anwendungen, dargestellt in blau. In rot ist die exakte Lösung gezeigt. Links: Die Zielfunktion wird mit $n_{MC} = 10^2$ Stichproben ermittelt. Rechts: Die Zielfunktion ergibt sich aus $n_{MC} = 10^4$ Stichproben. Der zufällige Fehler von $\hat{S}(\mathbf{a})$ ist somit rechts um einen Faktor 10 geringer als links, was hier zu wesentlich genaueren Resultaten führt.

Trotz dieses Fehlers konvergiert die CE Optimierung in 6 Schritten zu einer näherungsweise optimalen Lösung, wie in Abb. 1 illustriert. Hier werden in jedem Schritt 100 Stichproben von $\mathbf{a}$ gezogen. Die endgültige Schätzung ergibt sich aus dem Mittelwert der Stichproben im letzten Schritt, und ist $a^* = [1.613; 0.3202]$, ein Wert der nahe an der Referenzlösung liegt.

Da die CE Methode eine stochastische Optimierungsmethode ist, lässt sich die Genauigkeit der Methode durch wiederholtes Anwenden der Methode untersuchen. In Abb. 2 sind die identifizierten Optima aus jeweils 100 wiederholten Optimierungen dargestellt. Links wird die Zielfunktion mit $n_{MC} = 10^2$ Stichproben ausgewertet, rechts mit $n_{MC} = 10^4$ Stichproben. Klar erkennbar ist, dass der zufällige Fehler in der Zielfunktion zu einem Bias in der Lösung führt, und auch zu einer größeren Streuung. Hier ist allerdings anzumerken, dass die CE Methode hier nicht optimiert wurde, und nur die ganz grundlegende Variante nach [7] verwendet wurde. Insbesondere können Methoden zur Reduktion des Fehlers in $\hat{S}(\mathbf{a})$ angewandt werden, wie etwa in den nachfolgenden Anwendungen gezeigt.

4 Anwendung: Optimierte Instandhaltungsplanung von Bauwerken

In [1] wenden wir die CE Methode an, um die Instandhaltungsplanung von Bauwerken zu optimieren. Ziel ist es, die erwarteten Lebenszykluskosten des Bauwerks zu minimieren. Die Ermittlung der Zielfunktion ist sehr aufwändig, da hierfür die stochastische Simulation des

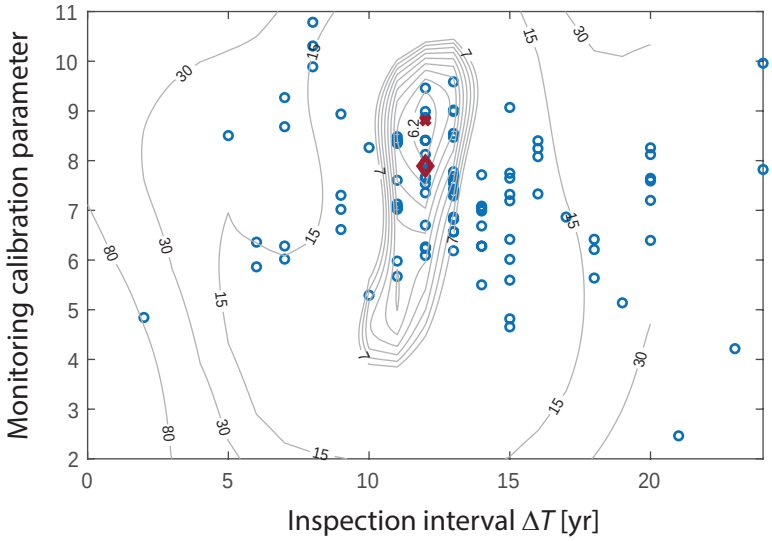


Abbildung 3: Stichproben von zwei ausgewählten Optimierungsparametern (aus insgesamt vier) für die Instandhaltungsplanung, nach der Methode aus [1]. Die Konturlinien stellen die Schätzung der Zielfunktion mittels des Gauss'schen Prozesses dar. Diese wurde aus den Stichproben gelernt. Das rote Kreuz zeigt das Optimum gemäß dem Gauss'schen Prozessmodell, der rote Rhombus das von der CE Methode identifizierte Optimum.

gesamten Bauwerks über die gesamte Lebensdauer unter Einbezug aller möglicher Inspektionsresultate notwendig ist. Sie unterliegt auch einem Monte-Carlo Fehler, analog zum Beispiel im vorherigen Abschnitt. Daher verwenden wir in [1] die CE Methode zur Optimierung.

Um die Streuung der Zielfunktion zu reduzieren, wird eine Gauss'sche Prozess Regression [5] angewandt. Hierfür wird aus den Evaluationen $\hat{S}(\mathbf{a})$ ein Gauss'scher Prozee gelernt, und die Prädikationen aus diesem Prozess werden in Kombination mit den direkten Evaluationen als Input für die CE Optimierung verwendet. Dies ist in Abb. 3 dargestellt.

5 Anwendung: Risikobasierte Bemessung

In [2] entwickeln wir ein Verfahren für die risikobasierte Bemessung mittels der CE Methode. Die zu minimierende Zielfunktion ist dabei die Summe aus Erstellungskosten und erwarteten Versagenskosten, d.h. dem Risiko.

Die Schwierigkeit bei der zuverlässigkeitsbasierten Optimierung liegt darin, dass die Versagenswahrscheinlichkeit in den Erwartungswert der Versagenskosten E eingeht. Diese Versagenswahrscheinlichkeit, und somit die Zielfunktion, lässt sich mit Monte Carlo nur mit sehr großem Aufwand bestimmen. Daher ist es sinnvoll, die Zielfunktion selbst über eine effiziente Zuverlässigkeitsmethode zu ermitteln. Dazu wird in [2] die Verwendung der Line

Sampling Methode vorgeschlagen. Um nicht für jede CE Stichprobe eine komplett neue Zuverlässigkeitsanalyse durchführen zu müssen, werden die Evaluationen des Strukturmodells in der Nähe der Stichprobe über ein eigens entwickeltes Verfahren in die Berechnung mit einbezogen.

In [2] verwenden wir die entwickelte Methode etwa für die Optimierung eines Offshore Fundamentes, unter Berücksichtigung der räumlich streuenden Bodeneigenschaften.

6 Diskussion

Die CE Methode ist ein effizienter Ansatz für die Optimierung, wenn die Zielfunktion nicht exakt bestimmt werden kann. Wie im Beispiel in Abschnitt 3 gezeigt wurde, kann die Anwendung der Standard CE Methode zu einem Bias im resultierenden Optimum führen. Um die Effizienz oder Genauigkeit der CE Optimierung zu erhöhen, kann die Methode mit anderen Konzepten aus Machine Learning und Zuverlässigkeitstheorie kombiniert werden, wie dies illustrativ in den Abschnitten 4 und 5 gezeigt wird.

Literatur

[1] BISMUT, E. ; STRAUB, D. : Optimal Adaptive Inspection and Maintenance Planning for Deteriorating Structural Systems. In: *Reliability Engineering & System Safety* (in Begutachtung)

[2] DEPINA, I. ; PAPAIOANNOU, I. ; STRAUB, D. ; EIKSUND, G. : Coupling the cross-entropy with the line sampling method for risk-based design optimization. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 55 (2017), Nr. 5, S. 1589–1612

[3] KROESE, D. P. ; POROTSKY, S. ; RUBINSTEIN, R. Y.: The cross-entropy method for continuous multi-extremal optimization. In: *Methodology and Computing in Applied Probability* Bd. 8, 2006. – ISSN 13875841, S. 383–407

[4] PAPAIOANNOU, I. ; GEYER, S. ; STRAUB, D. : Improved cross entropy-based importance sampling with a flexible mixture model. In: *Reliability Engineering and System Safety* 191 (2019), S. 106564

[5] RASMUSSEN, C. ; WILLIAMS, C. : *Gaussian Processes for Machine Learning*. MIT Press, 2006

[6] RUBINSTEIN, R. Y. ; KROESE, D. P.: *The Cross-Entropy Method: A Unified Approach to Combinatorial Optimization, Monte-Carlo Simulation, and Machine Learning*. Springer, 2004

[7] RUBINSTEIN, R. Y. ; KROESE, D. P.: *Simulation and the Monte Carlo method*. Bd. 10. John Wiley & Sons, 2016

Minisymposium Tunnelbau

Organisatoren:

- **Günter Hofstetter**
  Arbeitsbereich für Festigkeitslehre und Baustatik, Universität Innsbruck

- **Günther Meschke**
  Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Stabilitätsanalyse der Spritzbetonsicherung der Kaverne des BBT-Zugangstunnels

Jan Cervenka[1], Tobias Cordes[2], Konrad Bergmeister[3]

[1]*Cervenka Consulting, s.r.o, Prag, Tschechische Republik*
[2]*Brenner Base Tunnel BBT-SE Innsbruck, Austria*
[3]*Universität für Bodenkultur Wien, Austria*

Zusammenfassung: Es wird eine nichtlineare Stabilitätsanalyse der Spritzbetonsicherung eines Kavernenvortriebes des Brenner Basistunnels vorgestellt. Die Analyse berücksichtigt das nichtlineare bruchmechanische Verhalten von Spritzbeton und das Drucker-Prager-Materialmodell für Gebirge. Der Kontakt zwischen der Spritzbetonschale und dem Gebirge wird mit Interfaceelementen modelliert. Die Analyse berücksichtigt die Bauphasen des Teilvortriebs und die damit verbundenen Gebirgsentspannungen. Die berechneten Konvergenzen sind im Einklang mit den gemessenen Werten sehr gut überein.

1 Einführung

Der Brenner Basistunnel ist das Herzstück des skandinavisch-mediterranen TEN-Korridors von Helsinki nach La Valletta auf Malta. Der BBT soll vorrangig ab 2028 eine Verlagerung des Güterverkehrs von der Straße auf die Schiene ermöglichen, wobei auch Personenzüge den Tunnel von Innsbruck nach Franzensfeste nutzen können. Der Güterverkehr fährt in das Portal Tulfes des bereits bestehenden Innsbrucker Umgehungstunnels ein und zweigt hiervon in den Brenner Basistunnel nach Franzensfeste ab – eine 64 km lange unterirdische Tunnelverbindung. Dank dieses nahezu horizontalen Tunnels ergibt sich eine alpenquerende Eisenbahnverbindung, die die Anforderungen einer Flachbahn erfüllt. Hierdurch können die Güterzüge aus Italien und Deutschland ohne zusätzliche Lokomotiven den Brennerpass auf einer 20 km kürzeren Strecke unterqueren. Dies ist für einen zukünftigen, effizienten und umweltschonenden Güterverkehr auf der Schiene zwischen den Wirtschaftszentren in Europa von grundlegender Bedeutung.

Der Standardquerschnitt des Tunnelsystems besteht aus zwei eingleisigen Eisenbahntunneln mit einem, mittig 12 m tiefer liegenden Erkundungstunnel. Für Bau-, Lüftungs- und Wartungszwecke wurde im Baulos Wolf bei Steinach, Österreich ein Zugangstunnel zur

Haupttunnelebene aufgefahren. Am Ende dieses Zugangstunnels in 440 m Tiefe wurde eine 340 m lange und 18 m hohe Abzweigkaverne errichtet. Dort zweigen drei Verbindungstunnel vom Zugangstunnel zu den Haupttunneln und dem Erkundungstunnel ab.

Der BBT durchörtert im Baulos Wolf die Bündnerschiefer der Glocknerdecke und das Tauernfenster und gewährt einen Einblick in die tieferen Zonen der Ostalpen. Bei den Vortriebsarbeiten des Zugangstunnels Wolf und der Kaverne wurden überwiegend stark verfaltetes Gebirge aus Kalkphyllit mit untergeordneten Kalkschieferanteilen (10-15%) in Wechsellagerung sowie Einschuppungen und Wechsellagerungen von Schwarzphylliten angetroffen [1].

a) Kalkphyllite
Meist dunkelgraues, foliertes oder dünnschichtiges Gestein mit einachsigen Druckwiderständen von 25-50 MPa. Das Gestein besteht hauptsächlich aus Sericit und sekundär aus Chlorit, Quarz und Calcit.

b) Kalkschiefer
Die Glimmerschiefer aus Kalkstein weisen eine klar geschichtete Struktur mit grobkörnigen Schichten aus Calcit, Quarz, Muskovit-Sericit und geringeren Mengen an Chlorit und Graphit auf. Sie zeigen einachsige Druckwiderstände von 50-100 MPa.

c) Schwarzphyllite
Dunkelgraue bis schwarze feinlaminierte Phyllite mit Höhengraphit- und Pyritgehalt. Sie zeigen einachsige Druckwiderstände von 25 <50 MPa und damit geringere Druckwiderstände als Kalksteinphyllit.

In der Kaverne überwiegen die Kalkphyllite die jedoch in gewissen Abschnitten durch maßgebende Schwarzphyllit Einschaltungen begleitet werden und die durch die in Tabelle 1 genannten Parameter beschrieben werden können.

	Uniaxial Druckfestigkeit (Hoek & Brown)	Boden-festigkeit	E-Modul	Reibungs-winkel	Kohäsion
Einheiten	MN/m²	MN/m²	MN/m²	°	MN/m²
Schwarzphyllite	0,44	3,13	1400	30	0,8-0,85
Kalkstein-Phyllite	2,91	11,54	6000	40	1,48-1,61

Tabelle 1: Materialparameter

Die Kaverne wurde mit Spritzbeton SpC 30/37 und SN-Anker (6 und 8 m lang alle 1,5 m) in fünf Teilvortrieben gemäß der Nummerierung in Abbildung 1 errichtet.

2 Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse

Das numerische Modell wird in der Finite-Elemente-Software ATENA ([2,3]) entsprechend Abbildung 2 erstellt. Die verwendete Software ermöglicht eine umfassende Berücksichtigung von Materialnichtlinearitäten im Beton. Das Gebirge wurde mit einem

Drucker-Prager-Materialmodell modelliert [4]. Die Drucker-Prager-Parameter werden aus den gemessenen Reibungs- und Kohäsionsparametern der angetroffenen Gebirgsarten wie in Tabelle 1 beschrieben bestimmt, sodass die Drucker-Prager-Versagensfläche als äußerer Kegel des Mohr- Coulomb-Versagenskriterium ist basierend auf Gl. (1) angenähert wird.

Der Beton wird mit einem bruchmechanischen Schädigungs-Plastizitätsmodell modelliert [5]. Dieses Materialmodell wurde in der Vergangenheit ausführlich für unterschiedlichste bruchmechanische Versagen anhand von Versuchen validiert [5], [6], [7],]. Das Materialmodell ermöglicht Versagensanalysen von bewehrten und unbewehrten Betonstrukturen. Aufgrund der realistischen Abbildung der bruchmechanischen Versagensprozesse können im speziellen die für den Tunnelbau vorteilhaften wirkenden Umlagerungen der Gewölbestützwirkungen bei Rissbildungen realistische abgebildet werden. Die verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 2 aufgeführt.

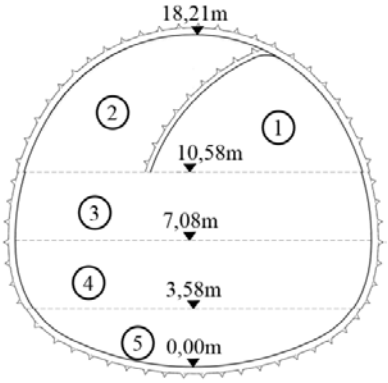


Abbildung 1: Querschnitt des Teilflächenvortriebes der Abzweigkaverne im Baulos Wolf nach [1]

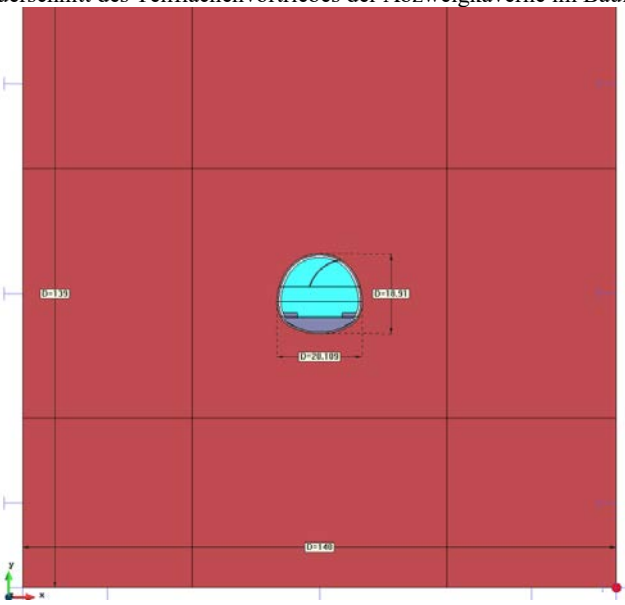


Abbildung 2: Numerisches Modell des Tunnelquerschnitts einschließlich des 140x139 m großen Gebirgsausschnittes

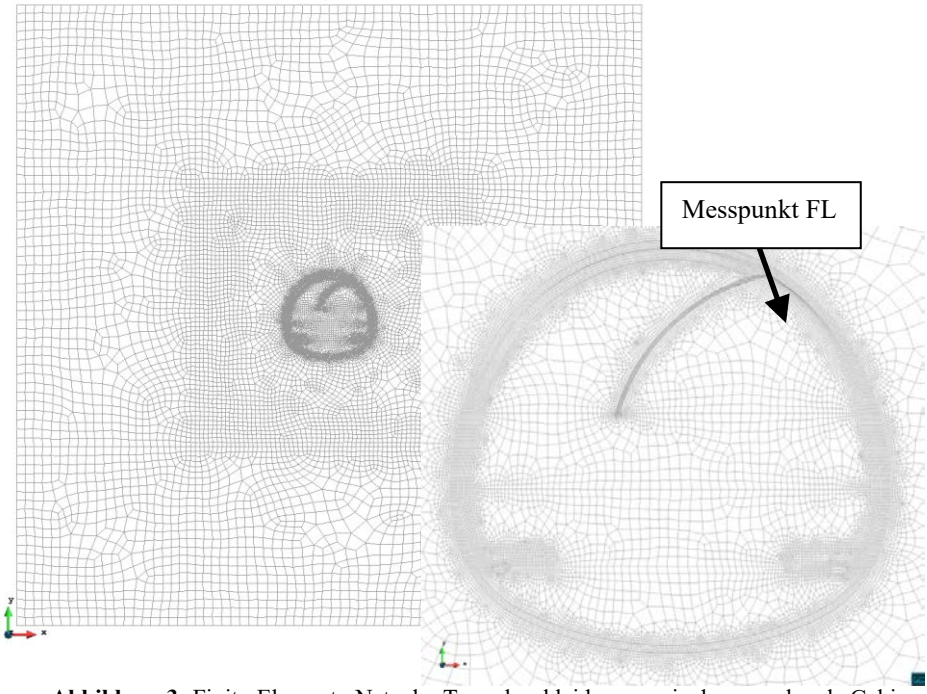


Abbildung 3: Finite-Elemente-Netz der Tunnelauskleidung sowie das umgebende Gebirge

Gebirge			
E-Modul	2 550 MPa	α_{DP}	0.25
Querdehnzahl	0.3	k_{DP}	1.20 MPa
Betonauskleidung			
E-Modul	16 000 MPa	Druckfestigkeit f_c	38 MPa
Querdehnzahl	0.2	Zugfestigkeit f_t	2.9 MPa
Spez. Bruchenergie G_F	72.5 N/m	Plastische Verformung bei f_c , ε_{cp}	0.00097
Kritische Druckverlagerung w_d	0.5 mm	Größe des Aggregats	20 mm
Beton-Fels-Schnittstelle			
Kohäsion	0.3 MPa	Reibungswinkel	0.3

Tabelle 1: Spritzbeton Materialparameter

$$\alpha_{DP} = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}\left(3-\sin\phi\right)}, \quad k_{DP} = \frac{6c\cos\phi}{\sqrt{3}\left(3-\sin\phi\right)} \qquad (1)$$

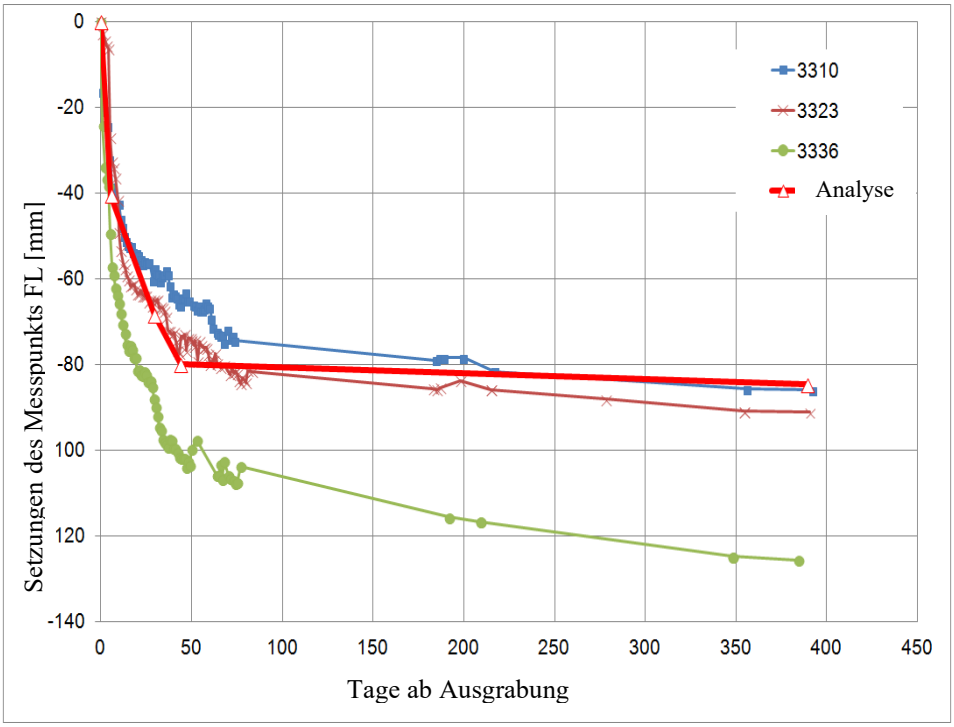


Abbildung 4: Setzungen des Messpunkts FL (Abbildung 3) an drei Messquerschnitten. Die Abschnittsnummer entspricht dem Vortriebstunnelmetern

Im Modell wird der Teilflächenvortrieb entsprechend Abbildung 1 mit dem Ausbruch des Gebirges und den Einbau der Stützmittel berücksichtigt. Zur Abbildung des Gebirgsentspannungsprozesses durch die Längstragwirkung der Ortsbrust wird bei jedem Teilausbruch das Stützkraftverfahren verwendet. Der Vorentspannungsgrad beträgt für den Kalottenvortrieb 0,9 und für die nachfolgenden Teilflächenvortriebe 0,8. Abbildung 4 zeigt den Vergleich der in der numerischen Analyse ermittelten Setzungen des Punktes FL mit den Verschiebungsmessungen vor Ort. Die nichtlineare Analyse ergab, dass sich im Gebirge im Bereich der Ulmen in den Phasen I und II Überbeanspruchungen der Spritzbetonschale ergeben (siehe Abbildung 5). Diese Überbeanspruchung entwickelt sich auf der Außenseite der Spritzbetonschale. Vor Ort konnten nur Überbeanspruchte Bereiche im Anschlussbereich der Spritzbetonschalen der Teilflächenvortriebe beobachtete werden, die auf einen ungenügenden Verbund zurückzuführen sind.

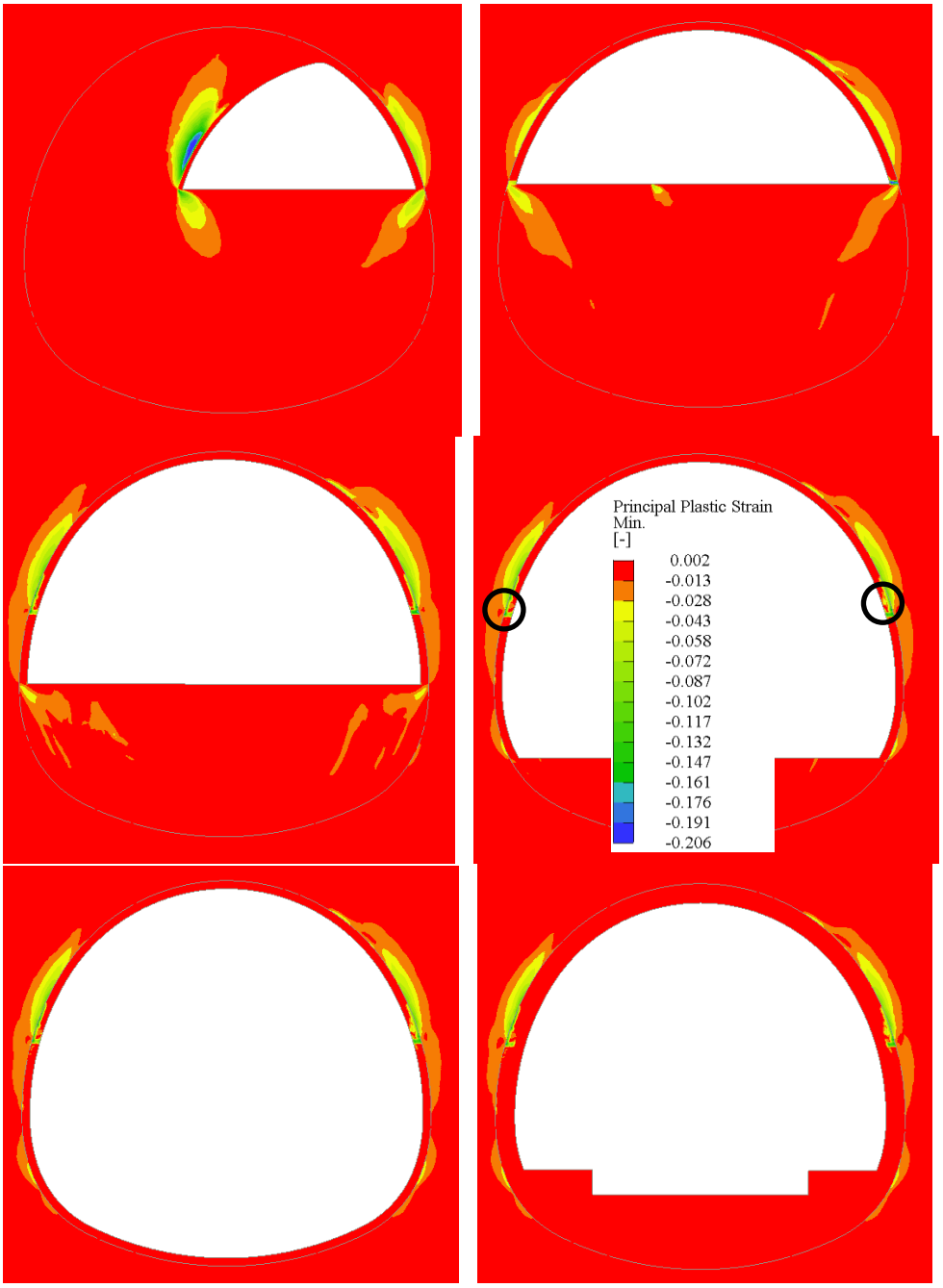


Abbildung 5: Minimale plastische Hauptspannungen in Beton und Gebirge während der fünf Teilflächenvortriebe

3 Schlussfolgerungen

Es wird eine nichtlineare Analyse eines Teilflächenvortriebes einer Abzweigkaverne des Brenner Basistunnels vorgestellt. Diese Analyse wird mit der Finite-Elemente-Simulationssoftware ATENA [3] durchgeführt, die eine erweiterte Modellierung von quasi-spröden Materialien wie Beton ermöglicht. Eine bruchmechanische Modellierung mit einem Schädigungs-Plastizitätsmodell erfolgt für den Beton und das Gebirge wird mit dem Drucker-Prager Modell modelliert. Die Grenzfläche zwischen Beton und Gebirge wird mit Interface-elementen unter Verwendung des Mohr-Coulomb Ansatzes modelliert. Die Teilflächenvortriebe ermöglichen eine deutliche Gebirgsentspannung und entlasten die Tunnelauskleidung erheblich. Der Teilflächenvortrieb und die daraus folgenden Gebirgsentspannungen werden mit dem Stützkraftverfahren modelliert und somit lokales Versagen der Spritzbetonschale adäquat prognostiziert. Das lokale Versagen stellte sich in der Realität aufgrund einer geringeren Verbundwirkung im Anschlussbereich der Spritzbetonschalen der Teilvortriebe ein. Die gemessenen Setzungen stimmen mit den berechneten überein.

Die angewandten numerischen Modelle wurden während des Projekts TF06000016 mit staatlicher Unterstützung der Tschechischen Technologischen Agentur im Rahmen des Programms DELTA entwickelt.

Literatur

[1] BBT-SE execution planning of construction lot wolf II – Brenner Base Tunnel; not released

[2] ČERVENKA, V., ČERVENKA, J., PUKL, R., “ATENA – A tool for engineering analysis of fracture in concrete”, Sadhana 27(4), 2002, 485-492.

[3] CERVENKA, J., JENDELE, L., CERVENKA, V. 2015. ATENA Program documentation. Cervenka Consulting, www.cervenka.cz.

[4] DRUCKER, D.C., PRAGER, W., Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, Q. Appl. Math., 1952, 10(2), pp 157-165.

[5] CERVENKA J, PAPANIKOLAOU V.K. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. Int. J. Plast. 2008;24:2192–220. doi:10.1016/j.ijplas. 2008.01.004.

[6] CERVENKA, V., CERVENKA, J., JENDELE, L., SMULAUER, V., ATENA simulation of crack propagation in CONCRACK benchmark, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Taylor Francis, Vol.18, No.7, 2014, DOI: 10.1080/19648189.2014.881757. Pp. 828-844

[7] COLLINS, M.P., et al.: Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs. Concrete International, V.37,No.11, Nov. 2015, pp 29-37.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Design der Tunnelschalen von tiefliegenden Tunneln - Brenner Basistunnel

Tobias Cordes

Brenner Basistunnel, Innsbruck

Zusammenfassung: Von dem 64 km langen Brenner Basistunnel (BBT) zwischen Österreich und Italien ist die Hälfte bereits aufgefahren (Stand Dezember 2019). Dieser Eisenbahntunnel stellt eine Schlüsselkomponente des skandinavisch-mediterranen Verkehrskorridors von Helsinki nach Valetta in Malta dar. Er ermöglicht eine Alpenquerung mit Anforderungen einer Flachbahnverbindung. Durch diese Trasse mit geringer Neigung ergibt sich ein tiefliegender Tunnel mit Gebirgsüberlagerungen von bis zu 1.800 m.
Herausforderungen beim Bau des BBTs liegen in den hohen und/oder langanhaltenden Konvergenzen, die aus den hohen Primärspannungen resultieren und in durchörterten Störungen verstärkt auftreten. Aufgrund der tiefen Lage ergeben sich auch Verformungen durch Wechselwirkungen von naheliegenden Tunnelvortrieben. Zusätzlich zu diesen Belastungen muss der Ausbau hohe Anforderungen durch die Berücksichtigung eines 200-jährigen Lebenszyklus des BBTs erfüllen.
Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Anforderungen und das Design der folgenden Ausbautypen: a) temporäre Spritzbetonsicherung, b) einschalige permanente Spritzbetonschalen und c) Innenschalen aus Ortbeton.
Abschließend werden die Erkenntnisse für den Ausbau zusammengefasst. Diese wurden zum einen anhand von Simulationen mit zeitabhängigem Spritzbetonverhalten von permanenten Spritzbetonauskleidungen gewonnen und zum anderen in experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung von Längsverschiebungsprofile des umgebenden Gebirge während des Tunnelvortriebs ermittelt.

1 Einführung

Der Brenner Basistunnel (BBT) ist ein prioritäres, europäisches Infrastrukturprojekt für den skandinavisch-mediterranen Transportkorridor von Helsinki (Finnland) nach La Valletta (Malta). Dieser europäische Korridor verbindet die Wirtschaftszentren und Häfen Italiens mit denen Deutschlands und Skandinaviens und wird insbesondere für die Bewältigung des

großen Güterverkehrsaufkommens gebaut. Das Kernstück dieses Korridors ist der Brenner Basistunnel, eine 64 km lange unterirdische Eisenbahnverbindung, die einen effizienten und ökologischen alpenquerenden Verkehr ermöglicht. Güter- und Personenzüge werden ab 2028 die Alpen durch diesen Tunnel auf einer 20 km kürzeren Strecke queren, ohne den 1.371 m hohen Brennerpass bewältigen zu müssen. Die Güterzüge können dadurch mit höheren Transportkapazitäten und ohne zusätzliche Lokomotiven - in gleicher Zugkonfiguration wie im Flachland - zwischen Innsbruck und Franzensfeste 70 min schneller verkehren.

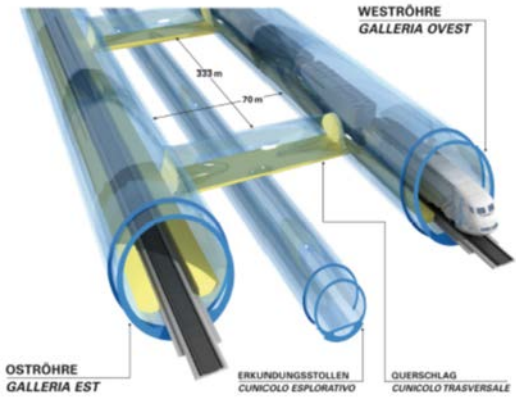


Abbildung 1: Standardquerschnitt des Brenner Basistunnels

In Abbildung 1 ist der Standardquerschnitt des Brenner Basistunnels dargestellt mit zwei parallel verlaufenden einspurigen Eisenbahntunneln ($ø_i$ 8 m). Mittig zwischen beiden Zugtunnel wird 12 m tiefer der Erkundungsstollen ($ø_i$ 5 m) zur geologischen und hydrologischen Erkundung als erstes aufgefahren. Er wird während des Betriebes als Entwässerungs- und Instandhaltungstunnel genutzt um eine höchst mögliche Verfügbarkeit des Eisenbahnverkehrs zu ermöglich. Um die Verfügbarkeit zu maximieren ist die Reduktion der Instandhaltungszeiten ein wichtiger Planungsaspekt bei langen Eisenbahntunneln.

2 Lebensdauer

Für den Brenner Basistunnel wurde die Nutzungsdauer für die Tunnelschalen mit regelmäßiger jährlicher Inspektion und Wartung auf 200 Jahre festgelegt. Die Auslegung für einen Nutzungsdauer von 200 Jahren berücksichtigt den Ultimate Limit State mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f=10^{-7}$, was einem Sicherheitsindex von $\beta=5.2$ entspricht. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden entsprechend einer FORM-Analyse (First Order Reliability Method oder First Order Second Moment Method) nach [1] für den Beton auf $\gamma_C=1{,}6$ und für den Stahl auf $\gamma_s=1{,}2$ erhöht. Darüber hinaus sind optimierte Betonrezepturen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit (z.B. CEMIII, Optimierung der Temperaturentwicklung, Aushärtebedingungen, Wasserzementwert <0,45), eine erhöhte Betondeckung (+ 10 mm) und eine kontinuierliche Überwachung mit jährlichen regelmäßigen Inspektionen und Wartungen erforderlich [2].

3 Tunnelschalen

Die Anforderungen an die Tunnelschalen können hinsichtlich ihrer Nutzung grundsätzlich unterschieden werden. Für einen Eisenbahntunnel ist die Wasserdichtheit des Gewölbes, die Oberflächenbeschaffenheit des Ausbaus sowie ein geringer Wartungs- und Instandhaltungsaufwand von grundlegender Bedeutung. Bei den Tunnelschalen der Nebenbauwerke, wie den Erkundungs-, Notfall-, Lüftungs- und Zugangsstollen, sind die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit hingegen geringer. Tropfwasserzutritte, unebene Oberflächen und höhere Überwachungs- bzw. lokale Instandhaltungsarbeiten sind in vielen Tunnelabschnitten vertretbar und ohne Auswirkung auf die Tunnelnutzung. Bei entsprechenden geologischen und hydrologischen Bedingungen können diese geringeren Anforderungen mit permanenten einschaligen Spritzbetonschalen erfüllt werden. Dieser sehr wirtschaftliche, reduzierte Ausbau setzt jedoch eine zuverlässige Ermittlung der Tragfähigkeit und der Beanspruchung der ausgeführten Spritzbetonschale voraus. Bei zu hoher Auslastung der Spritzbetonschale oder bei höheren Anforderungen an die Wasserdichtigkeit wird eine zusätzliche Innenschale mit Abdichtung erforderlich, um die normative Tragsicherheit bzw. die Wasserdichtigkeit zu gewährleisten.

3.1 Temporäre Spritzbetonschale

Zur Sicherung des Hohlraums während der Vortriebsarbeiten wird eine temporäre Spritzbetonsicherung hergestellt. Für diese wird in der BBT Regelplanung eine Nutzungsdauer von mindestens 10 Jahren für die Bauphase gefordert. Die hierfür übliche Bemessungsmethode mit den Teilsicherheitsbeiwerten entsprechend dem Eurocode 2 (Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken EN 1992-1-1:2015) berücksichtigt eine Lebensdauer von 50 Jahren [3].

Das Ausbaukonzept erfolgt gemäß der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode (NÖT) mit begleitender geologischer und messtechnischer Überwachung. Das Design der Ausbauklassen basiert auf Erfahrungen von vergleichbaren Tunnelvortrieben und wurde durch geomechanische Berechnungen validiert. Für nahezu kreisrunde Querschnitte in gering beanspruchten homogenen Abschnitten ohne Wechselwirkungen sind hierfür analytische Berechnungen mit der Gebirgskennlinie ausreichend. Für die hier überwiegenden Fälle mit z.B. offenen Querschnittsformen, inhomogenen geologischen Bedingungen, Seitendruckbeiwerten ungleich 1, sich gegenseitig beeinflussenden Hohlraumbauten oder frühzeitigen hohen Beanspruchungen des Jungen Spritzbetons ist eine Validierung durch geomechanische Berechnungen erforderlich.

Der dreidimensionale Entlastungsprozess eines Vortriebes wird üblicherweise unter Annahme eines Längsverschiebungsprofils und eines Vorentspannungsgrades in eine zweidimensionale Berechnung im ebenden Verzerrungszustand überführt [4,5]. In einem 2D geomechanischen Modell werden hierfür eine teilweise Entspannung des Ausbruchsrandes durch das Stützkraftverfahren oder Stützkernverfahren zugelassen bevor der Einbau der Stützmittel berücksichtigt wird. Dreidimensionale Modelle benötigen einen wesentlich größeren Berechnungsaufwand, berücksichtigten aber den dreidimensionalen Entlastungsprozess und ermöglichen dadurch z.B. die Berechnung von Kreuzungen, Wechselwirkungen zwischen Tunnelvortrieben, inhomogene geologische Bedingungen [6] und die Überprüfung der Ortsbruststabilität.

Bei den gängigen geomechanischen Berechnungen wird für 2D und 3D Berechnungen ein hypothetisches, linear-elastisches Spritzbetonverhalten (mit 30-50% der normativen 28 Tage Steifigkeit) berücksichtigt [7]. Dieser reduzierte hypothetische Elastizitätsmodul berücksichtigt sehr grob die Steifigkeitsentwicklung und das Kriechen des Spritzbetons in Abhängigkeit der sich dazu parallel entwickelnden Konvergenzen. Dieser anwendungsfreundliche Ansatz ermöglicht eine einfache Abschätzung der Tragfähigkeit für übliche konventionelle Tunnelvortriebe. Langsam abklingende Konvergenzen oder schnell erhärtende Spritzbetone werden in der Regel durch diesen Ansatz nicht ausreichend abgebildet. Spannungsumlagerungen an den Spritzbetonschalen bestehender Tunnel aus naheliegenden Tunnelvortrieben erfordern ebenfalls darüber hinausgehende Ansätze, da die ausgehärteten Spritzbetonschalen nur sehr geringe Verformungen ohne Schäden aufnehmen können. Besonders bei stark ausgelasteten Spritzbetonschalen tiefliegender Tunnel ergeben sich aus späteren Verformungen vielfach Rissbildungen und Schäden.

3.2 Einschalige permanente Spritzbetonauskleidung

Im BBT kann aufgrund der verringerten Nutzungsanforderungen für Sekundärbauwerke (z.B. Zugangsstollen, Rettungstunnel) der Ausbau dieser mit dauerhaften, einschaligen Spritzbetonschalen erfolgen. Hierfür müssen die nachfolgenden Anforderungen erfüllt sein [8]:

- stabile geologische Bedingungen mit geringen Konvergenzen,
- nur tropfender Wasserzufluss – lokale Wasserzuflüsse sind konstruktiv abzuleiten,
- unkritische chemische Zusammensetzung des Wassers (z.B. max. Sulfatgehalt von 200 mg/l),
- keine Eisbildung (Eisbruch vom Dach vermeiden),
- definierte Überwachungsintervalle,
- geringe Feuchtigkeit, lokaler Wassereintritt im Tunnel ist für die Nutzung tolerierbar und
- keine Auswirkungen auf den Eisenbahnbetrieb bei zusätzlichen Überwachungs- oder Reparaturarbeiten.

Bei den statischen Nachweisen der einschaligen permanenten Spritzbetonschalen werden die Spritzbetonrichtlinie [9] und die BBT-Regelplanung berücksichtigt. Folgende statischen Anforderungen für den Spritzbeton werden abgeleitet:

- Mindestdicke 25 cm, zweilagige Bewehrung,
- Mindestfestigkeitsklasse C25/30,
- Spritzbeton mit Überwachungsklasse ÜK3,
- erhöhte Betonüberdeckung von insgesamt 5,5 cm,
- Nachweis der Dauerhaftigkeit durch Gaspermeabilitätstest an Bohrkernen und
- Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im Endzustand.

Der zuletzt genannte Nachweis erfolgt durch eine Überprüfung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der maximal gemessenen Konvergenzen anhand von Rückwärtsberechnungen. Diese Analysen berücksichtigen hierbei die ausgeführte Schalengeometrie, die experimentell bestimmten Spritzbetoneigenschaften und die Entwicklung der Konvergenzen.

Die experimentelle Ermittlung der Entwicklung der Eigenschaften des Jungen Spritzbetons, wie Druckfestigkeit, E-Modul, Schwinden und Kriechen, wurde beim BBT mit einer neuen Versuchsmethode ohne Probekörperzuschnitt durchgeführt. Hierfür wurden Probekörper entsprechend Abbildung 2 im Vortrieb gespritzt und im Labor im Alter von frühestens 8 h einaxial getestet. Vergleichende Untersuchungen mit Probekörpern aus den Konformitäts- bzw. Identitätsprüfungen im Alter von 24 h zeigen sehr gute Übereinstimmungen [10].

Abbildung 2: Schalung für Spritzbetonversuchskörper (links), Probekörper (rechts) nach [10]

Folglich erfordert eine einschalige permanente Spritzbetonschale die Nachweisführung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der in der Ausführung eingetretenen Beanspruchungen. Für eine Rückrechnung der Gebirgslasten aus den Konvergenzen sind Rückrechnungen mit Berücksichtigung des zeitabhängigen Spritzbetonverhaltens und der ausgeführten Geometrie zielführend[11].

Die Bemessung der permanenten, einschaligen Spritzbetonschale im BBT erfolgte in [12] unter Verwendung eines vollständig zeitabhängigen Ansatzes. Sie berücksichtigt die zeitliche Entwicklung der Spritzbetoneigenschaften und die Entwicklung der Belastungen gemäß des Vortriebsverlaufs. Zusätzlich wurde die reale Schalengeometrie berücksichtigt, die anhand von 3D-Laserscans ermittelt wurde. Die für die Modellierung verwendete Schalendicke wurde anhand charakteristischer Querschnitte mit symmetrischen und asymmetrischen Schalenverläufen vereinfacht abgeleitet. Der Unterschied der beiden Nachweismethoden wird in [13] erläutert. Zusammenfassend kann bestätigt werden, dass die numerischen Berechnungen mit den Spritzbetonmodellen [14, 15] das zeitabhängige Verhalten der Spritzbetoneigenschaften ausreichend genau abbilden und hierdurch eine ausreichend genaue Nachrechnung von permanenten Spritzbetonschalen ermöglicht wird.

3.3 Innenschalen

Entsprechend der Regelplanung des BBTs ergeben sich nachfolgende Anforderungen an die Innenschale:

- Tragsicherheitsnachweis mit einem Sicherheitsindex von ß=5,8 für eine Nutzungsdauer von 200 Jahren,
- Gebrauchstauglichkeit: max. Rissbreite 0,3 mm für die Dauerhaftigkeit, (0,2 mm für die Dichtigkeit),
- Brandschutz: In Abschnitten, die zur Sicherstellungen der Selbstrettung oder zum Schutz von Bebauung auf der Oberfläche dienen, Brandnachweis mit Berücksichtigung der erhöhten Brandkurve (HC_{inc}) mit einer Nachweiszeit von 120 min,
- Dauerhaftigkeit: Die erhöhte Lebensdauer wird durch eine erhöhte Betondeckung von +10 mm und entsprechende Qualitätsvorgaben für die Herstellung der Tunnelschalen und des Betons erreicht.

Die Innenschale wird entsprechend dem Eurocode 2 unter Berücksichtigung aller Lastfälle und Kombinationen (wie z.B. Eigengewicht, Ausbaulast, Gebirgslast, Wasserdruck, Temperatur, Schwinden, Druck/Sog von Zügen und Brand) dimensioniert. Für die Ermittlung der Gebirgslast wird ein „Verrotten“ der Spritzbetonschale berücksichtigt. Hierbei kann die Spritzbetonschale entsprechend der „Gray Rock Theory“ hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften für den langfristigen Bemessungsfall nach Einbau der Innenschale im geomechanischen Modell degradiert werden. Um diesen Umlagerungsprozess von der Außenschale auf die Innenschale zu simulieren ist die Spritzbetonschale als Kontinuum zu berücksichtigen. Gemäß [16] sollte der „verrottete“ Spritzbeton hierfür mit geringeren Festigkeitsparametern (φ = 30°, c = 0 kPa, E = 10 000 N/mm²) elasto-plastisch modelliert werden. Bei einer Berücksichtigung der Spritzbetonschale im Modell durch Schalen/Balkenelementen kann im geomechanischen Modell - auf der sicheren, unwirtschaftlichen Seite liegend – von einer ungünstigen 100%-tigen Umlagerung auf die Innenschale ausgegangen werden. Die so aus dem geomechanischen Modell ermittelten Gebirgslasten für die Innenschale werden für die Bemessung nach Eurocode 2 in ein Lastmodell entsprechend Abbildung 3 am gebetteten Balken übertragen.

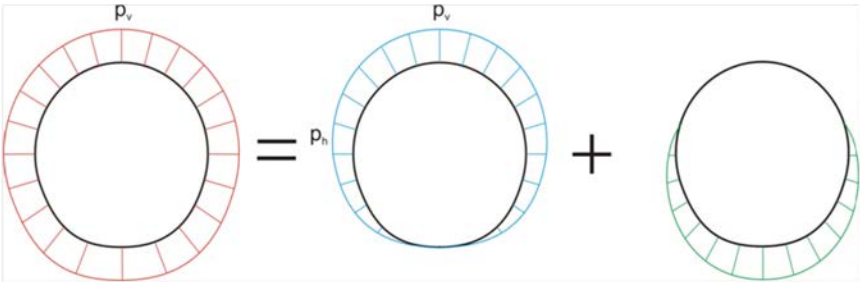


Abbildung 3: Qualitative Darstellung des Belastungsmodells des gebetteten Balken: Schalenbelastung entsprechend der geomechanische Simulation (rot), unterteilt in eine aktive Gebirgslast (blau) und die Bettungsreaktion (grün).

Für die Gebirgslast in der Tunnelfirste in Abbildung 3 kann folglich der gesamte Anteil der vertikalen Normalspannung p_v aus dem geomechanischen Modell verwendet werden. Ein vereinfachter Ansatz ist daher eine Ableitung von p_v gemäß der Kesselformel aus den Normalkräften der Ulmen im geomechanischen Modell. In horizontaler Richtung kann der Wert $p_h = p_v \cdot K_0$ als erste Näherung verwendet werden, der solange iterativ angepasst

werden muss bis die Knotenlasten übereinstimmen. Bei diesem Ansatz steigt die Tragfähigkeit einer Innenschale mit zunehmendem Bettungsmodul stark an. Gemäß Abbildung 4 aus [17] zeigen realistische, nichtlineare Versagensanalysen eine hohe Sensibilität bei niedrigen Bettungsmoduln (10-100 MN/m³) und nur eine sehr geringe Sensibilität gegenüber hohen Bettungsmoduln (100-1000 MN/m³). Dies resultiert aus unterschiedlich möglichen Versagenszuständen in Abhängigkeit der Bettung.

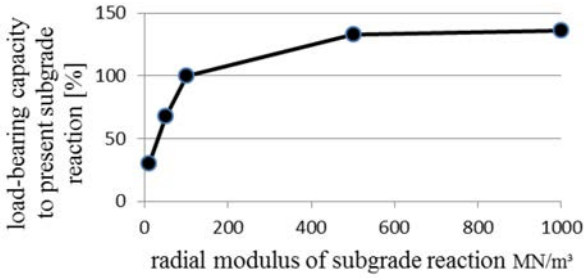


Abbildung 4: Relative Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Bettungsmoduls nach [17].

4 Experimentelle Ermittlung der Vertikalverschiebungen im Tunnellängsprofil

Am BBT ergeben sich durch Überlagerungen von bis zu 1800 m an der Grenze zwischen Österreich und Italien hohe Primärspannungen von bis zu 30-50 MN/m². Ein Vergleich mit der maximalen Tragfähigkeit einer Tunnelinnenschale von ca. 2,5 MN/m² Radiallast führt zu einer Überlastung um den Faktor 12-20. Der Entlastungsvorgang und die Spannungsumlagerung während des Tunnelvortriebs sind somit grundlegend für die Tunnelplanung und letztendlich für die Nachweise der Tragfähigkeit von tiefliegenden Tunneln. Die sich entwickelnden Tunnelkonvergenzen haben - unabhängig von der Tunnelbauweise (TBM, ADECO oder NATM) - einen großen Einfluss auf die Planung des Vortriebs, auf die Bemessung des Ausbaus oder auf die TBM-Vorgaben (z.B. Schildlänge und Vortriebskraft). Diese Konvergenzentwicklung wird bei der Bemessung anhand des Längsverschiebungsprofils (Longitudinal Displacement Profile, LDP) ermittelt. Dieses beschreibt vereinfachen die radiale Verschiebung der Hohlraumoberfläche eines ungestützten, kreisrunden Tunnelsund erfasst auch die Radialverschiebungen vor der Ortsbrust. Dieses Verschiebungsprofil wurde experimentell am BBT entsprechend [18] ermittelt. Aufgrund der ungünstigen Bedindungen am Tunnelrand eines Sprengvortriebs für messtechnische Installationen, wurden die Verschiebungsmessungen 1,7 m über der Tunnelfirste mit einem 40 m langen horizontalen Ketteninklinometer durchgeführt. Das Ketteninklinometer wurde vor dem Tunnelvortrieb installiert. Die gemessenen radialen Verschiebungen in Abhängigkeit der relativen Entfernung zur Ortsbrust wurden statistisch ausgewertet und in Abbildung 5 dargestellt. Die Verschiebungsprofile vor der Ortsbrust zeigen eine gute qualitative Übereinstimmung mit den theoretischen Ansätzen. Im Bereich des Hohlraumes ergeben sich deutliche Unterschiede, die vermutlich aus Einflüssen aus der Anisotropie und dem inhomogenen Gebirge resultieren.

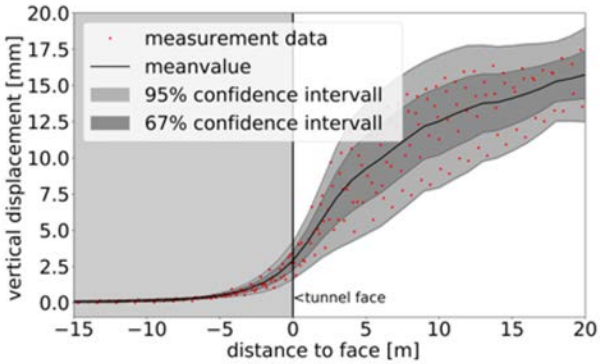


Abbildung 5: Gemessene vertikale Verschiebung 1,7 m über dem Tunnel aufgrund des Entlastungsvorganges eines Tunnelvortriebes [18].

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Für tiefe Tunnel ist die Bestimmung der Bauwerk-Baugrund-Interaktion von großer Bedeutung. Am Brenner Basistunnel (BBT) erreicht der Primärspannungszustand Größen von 30-50 MN/m² bei einer Überlagerung von bis zu 1800 m. Der Entlastungsprozess und die Spannungsumlagerung des Gebirges sind dabei abhängig von der Vortriebsmethode und des Ausbaus und somit von grundlegender Bedeutung für die Ermittlung der Gebirgslast auf den Ausbau. Daher wurden für einen zyklischen Vortrieb experimentelle Untersuchungen am BBT durchgeführt. Sie zeigen eine gute qualitative Übereinstimmung mit den durch theoretische Ansätze ermittelten Verschiebungsprofilen.

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Anforderungen und die entsprechenden Bemessungsansätze für die unterschiedlichen Tunnelschalen des tiefliegenden Brenner Basistunnels (temporäre und permanente einschalige Spritzbetonauskleidungen und Ortbetoninnenschalen). Für die Ermittlung von maßgebenden Gebirgslasten für das Design ist hierbei bei Primärspannungszuständen von bis zu 30-50 MN/m² schwierig und unsicher. Neben dem Überblick über die Bemessungsmethodik wird beschrieben, wie anhand von Rückrechnungen von Spritzbetonschalen mit kalibrierten zeitabhängigen Spritzbetonmodellen oder durch experimentelle Messungen der Radialverschiebungen am Tunnellängsprofil Erkenntnisse zur Ermittlung von Gebirgslasten gewonnen werden können.

Literatur

[1] Bergmeister, K.. Brenner Basistunnel – lebenszyklusorientierte Planung und innovative Bautechnik. Swisstunnel Congress, Luzern, Switzerland 2015.

[2] Bergmeister, K.; Murr, R. Optimierung des Konstruktionsbetons beim Brenner Basistunnel. Volume 114, Issue 12, Beton- und Stahlbetonbau, 2019.

[3] Bergmeister, K. Brenner Base Tunnel – Design of inner linings. Innsbrucker Bautage, Austria, 2017.

[4] Vlachopoulus, N., Diederichs, M. S. Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. Rock Mech. Rock Eng. 42, p. 131-146, 2009.

[5] Sulem, J., Panet, M., Guenot, A. An analytical Solution for time dependent displacement in a circular tunnel. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 24, p.155-164, 1987.

[6] Cordes, T., Weifner, T., Unteregger, D., Bergmeister, K. Wechselwirkungen zwischen tiefliegendem Tunnelvortrieb und bestehendem Tunnel im Bereich von Störzonen. Geomechanik und Tunnelbau, Heft 6, Volume 12, p. 641-650, 2019.

[7] Pöttler, R. Time-dependent rock-shotcrete interaction - A numerical shortcut. Comput. Geotech. 9, pp. 149-169, 1990.

[8] Cordes, T., Hofmann, M., Murr, R., Bergmeister, K. Current developments in shotcrete technology at the BBT. Spritzbeton – Tagung, Alpbach, Eigenverlag, 2018.

[9] öbv, Sprayed concrete Guideline. Austrian Concrete Society, Vienna, Austria, 2013.

[10] Neuner, M., Cordes, T., Drexel, M., Hofstetter, G. Time-Dependent Material Properties of Shotcrete: Experimental and Numerical Study“. Materials 10(9) 1067, 2017.

[11] Cordes, T., Schneider-Muntau, B., Bergmeister, K. Inverse analysis of the loading state of a single permanent shotcrete lining at the BBT. In Computational Methods in Tunneling and Subsurface Engineering. ECCOMAS EURO:TUN, Innsbruck, Austria. page 625-633, 2017.

[12] Skava Consulting, Nachweise zur Einschaligkeit in Bereichen des Rettungsstollens mittels Spritzbetonmodell H33, BBT, unveröffentlicht, 2018.

[13] Marcher, T. SEM – Single Shell Lining Application for the Brenner Base Tunnel. ITA-AITES World Tunnel Congress, Naples, Italy, 2019.

[14] Schädlich, B., Schweiger, H.F., Marcher, T., Sauer, E. Application of a novel constitutive shotcrete model for tunneling. Eurock 2014, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses, Taylor & Francis Group, pp. 799-804, 2014.

[15] Neuner, M., Gamnitzer, P., Hofstetter, G. An Extended Damage Plasticity Model for Shotcrete: Formulation and Comparison with other Shotcrete Models. In Materials 10(1) 82, 2017.

[16] Primary ways to save, Tunnel & Tunneling International, January 2002, S. 44-45.

[17] Hofmann, M., Cordes, T., Bergmeister, K. The subgrade reaction modulus method in tunneling. ITA-AITES World Tunnel Congress 2019, Naples, Italy, 2019.

[18] Cordes, T., Reinhold, C., Schneider-Muntau, B., Bathaeian, I., Bergmeister, K., Experimental determination and plausibility proof of the longitudinal displacement profile for deep tunnels for case studies at the Brenner Base Tunnel “. ITA-AITES World Tunnel Congress 2019, Naples, Italy, 2019.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Beanspruchung segmentierter Tunnelschalen infolge maschineller Vortriebe entlang gekrümmter Trassen

Gerrit Emanuel Neu, Abdullah Alsahly, Ahmed Marwan, Günther Meschke

Institut für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum, Deutschland

Zusammenfassung: Zur Prognose der Beanspruchung segmentierter Tunnelschalen und damit zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, sind die Tunnel-Baugrund-Interaktionen sowie die Einwirkungen aus dem Vortrieb zu berücksichtigen. Hierzu wird ein prozessorientiertes numerisches Modell für den maschinellen Tunnelbau vorgestellt, welches die segmentweise Installation der Tunnelschale entlang gekrümmter Tunneltrassen beinhaltet. Die Ergebnisse werden mit Last- und Berechnungsmodellen gemäß aktueller Richtlinien verglichen.

1 Einleitung

Generell erfolgt die Bemessung eines Tübbings als Teil einer segmentierten Tunnelschale unter Annahme eines strukturmechanischen Modells in Kombination mit einer zugehörigen Belastung. Das Modell soll hierbei die maßgeblichen physikalischen Eigenschaften einer segmentierten Tunnelschale abbilden können und die Belastung so gewählt werden, dass im Modell Beanspruchungen vergleichbar mit den in situ zu erwartenden Einwirkungen auftreten. Ein in der Bemessungspraxis häufig verwendetes Modell ist das gebettete Balkenmodell, beispielsweise nach den Empfehlungen des Deutschen Ausschusses für Unterirdisches Bauen (DAUB) [4], bei dem ein elastisch gebetteter Stabzug genutzt wird, um einen laufenden Meter bzw. einen Tübbing des Tunnelausbaus abzubilden. Die Interaktion mit dem Baugrund wird hierbei vereinfachend durch eine radial angeordnete Bettung mit Zugausfall berücksichtigt, wobei die Einwirkungen aus Erd- und Wasserdruck als äußere Lasten angesetzt werden. Die Lastannahmen basieren üblicherweise auf dem Primärspannungszustand des Baugrunds, wodurch etwaige Spannungsumlagerungen infolge des Bauprozesses vernachlässigt werden. Die durch die Segmentierung eines Rings resultierenden Fugen, als Längsfugen bezeichnet, werden im gebetteten Balkenmodell durch nichtlineare Drehfedern nach [7] berücksichtigt. Eine weitere Modellkategorie die bei der Planung von Tunnelbauvorhaben zum Einsatz

kommt sind räumliche Vortriebsmodelle, in denen explizit der Baugrund und der Bauprozess simuliert werden. Zweck dieser Modelle ist die Prognose der aus dem Vortrieb resultierenden Setzungen und der Identifikation kritischer Bauabschnitte, weswegen die realitätsnahe Modellierung des Baugrundes mittels nicht-linearer Bodengesetze im Vordergrund steht. Der Tunnelausbau wird meist vereinfachend als kontinuierlicher Ring berücksichtigt, da einerseits der Tunnelausbau nur einen untergeordneten Einfluss auf das Setzungsverhalten hat und andererseits die Rechenzeit in Kombination mit dem Modellierungsaufwand für die Bemessung des Tunnelausbaus auf Grundlage einer Vielzahl von Lastfällen nicht mehr praktikabel ist.

In diesem Artikel soll nun untersucht werden, welchen Einfluss eine möglichst realitätsnahe Simulation eines maschinellen Tunnelvortriebs sowie des Tunnelausbaus auf die Strukturantwort der segmentierten Tunnelschale hat. Hierzu wird das prozessorientierte Vortriebsmodell `ekate` verwendet, dass alle für den maschinellen Tunnelvortrieb charakteristischen Bestandteile (Baugrund, Tunnelvortriebsmaschine (TVM), Ringspaltverpressung) als auch die Segmentierung der Tunnelschale beinhaltet (Abschnitt 2). Die durch das prozessorientierte Vortriebsmodell `ekate` prognostizierte Beanspruchung der segmentierten Tunnelschale im Endzustand wird in Abschnitt 3.1 mit den Resultaten eines gebetteten Balkenmodells nach [4] unter Berücksichtigung verschiedener Lastannahmen verglichen. Weitergehend wird in Abschnitt 3.2 untersucht, welchen Einfluss eine Kurvenfahrt der TVM auf den im Endzustand resultierenden Spannungszustand des Tunnelausbau hat.

2 Prozessorientiertes Vortriebsmodell für den maschinellen Tunnelbau (ekate)

Die primären Komponenten des dreidimensionalen FE-Modells für maschinelle Tunnelvortriebe entlang beliebiger Trassierungen und ihre Funktionsweise sind ausführlich in [2] beschrieben, weswegen in diesem Abschnitt nur eine kurze Übersicht des Modells präsentiert wird. Das prozessorientierte Vortriebsmodell für den maschinellen Tunnelbau wurde im Rahmen des objektorientierten FE-Code KRATOS implementiert und wird als `ekate` (Enhanced Kratos for Advanced Tunneling Engineering) bezeichnet. Hintergrund der Modellentwicklung war die Bereitstellung einer effizienten als auch realistischen Simulationsumgebung, die alle für den maschinellen Tunnelvortrieb charakteristischen Bestandteile als Teilmodelle beinhaltet und ihre Interaktionen durch algorithmische Kopplungen berücksichtigt werden. Dies umfasst den vollständig oder teilweise wassergesättigten Boden, die Tunnelvortriebsmaschine (TVM), den Tunnelausbau, die hydraulischen Vortriebspressen und die Ringspaltverpressung. In Abbildung 1 sind die Hauptkomponenten (links) und ihre Repräsentation innerhalb des FE-Modells dargestellt (rechts).

Das Tragverhalten des Baugrunds unter Berücksichtigung seines drei-phasigen Aufbaus (Korn, Luft, Wasser) wird im Rahmen der Theorie poröser Medien beschrieben, wobei eine starke Kopplung zwischen den Verformungen des Kornskeletts und den beiden Drücken (Inkompressible Flüssig- und kompressible Luft-Phase) enthalten ist. Die TVM mitsamt ihres Eigengewichts wird als unabhängiger, verformbarer Körper modelliert, der entlang des Schildmantels mit dem Boden durch Reibungskontaktbedingungen verbunden ist. Weiterhin

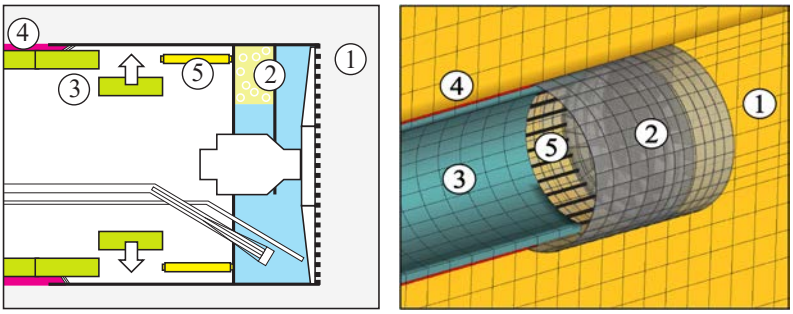


Abbildung 1: Prozessorientiertes Vortriebsmodell `ekate`. In der Simulationsumgebung enthaltene Komponenten (links) und ihre Repräsentation innerhalb des FE-Modells (rechts); (1) Baugrundmodel, (2) TVM, (3) Tunnelausbau, (4) Ringspaltverpressung, (5) Vortriebspressen

wird der Überschnitt und die damit verbundene konische Form des Schildmantels explizit berücksichtigt. Der Tunnelausbau wird durch linear-elastische Volumen-Elemente abgebildet, die während der Prozesssimulation gemäß des Bauablaufs schrittweise aktiviert werden. Der Tunnelausbau dient während der Vortriebsphase als Wiederlager für die hydraulischen Vortriebspressen, die explizit als Fachwerks-Elemente modelliert werden, deren Ausfahren durch vorgeschriebene Verzerrungen innerhalb der Fachwerks-Elemente simuliert wird. Das Ausfahren der einzelnen Pressen während des Tunnelvortriebs wird mittels eines Steuerungs-Algorithmus, analog zur Aufgabe des Maschinenführers einer TVM, kontrolliert, der Kurvenfahrten durchführt, dabei die durch das Eigengewicht induzierten Abwärtsbewegungen der TVM ausgleicht und so die Abweichungen zwischen geplanter und aufgefahrener Tunneltrasse möglichst gering hält [2]. Die Verpressung des Ringspalts durch Mörtel wird in der Simulation als zweiphasiges (hygromechanisches) Material angenommen, bei dem der Verpressdruck als Porenwasserdruck im frischen Ringspaltmörtels angesetzt wird. Die Erhärtung des Ringspaltmörtels und die damit einhergehende Dissipation des Porenwasserdrucks infolge der Infiltration in den umgebenden Baugrund werden erfasst. Üblicherweise wird der Tunnelausbau innerhalb von Vortriebssimulationen als kontinuierlicher Ring modelliert, dessen Segmentierung vereinfacht durch eine Reduktion der Ausbausteifigkeit, bspw. nach [3], berücksichtigt wird. In Abhängigkeit des gewünschten Detaillierungsgrades, erlaubt `ekate` darüber hinaus die explizite Modellierung der segmentierten Tunnelschale. Hierfür wird ein surface-to-surface Kontaktalgorithmus zur Modellierung der Interaktion zwischen benachbarten Segmenten in Längs- und Ringfuge verwendet.

3 Einfluss der Modellierung auf die resultierende Beanspruchung der segmentierten Tunnelschale

In diesem Kapitel soll anhand eines numerischen Benchmarks der Einfluss des Modells und seines Detailgrades auf die prognostizierte Beanspruchung der segmentierten Tunnelschale untersucht werden. Hierzu wird, in Anlehnung an ein Referenzprojekt, ein Tunnel in einem

sandigen Boden mit einer Überdeckungshöhe von 1,7D betrachtet, dessen Vortrieb durch eine TVM mit Flüssigkeitsstützung erfolgt ist. Die Abmessungen und Eigenschaften des Baugrunds und des Tunnelausbaus sind in Abbildung 2 aufgeführt.

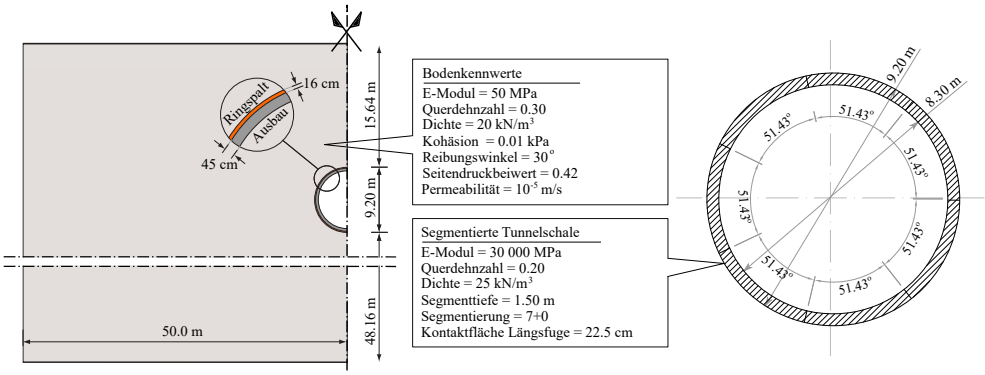


Abbildung 2: Abmessungen, Bodenkennwerte und Materialeigenschaften der numerischen Simulation.

Die im dreidimensionalen prozessorientierten Simulationsmodell angenommen Prozessparameter wurden in Anlehnung an typische Betriebsbereiche gewählt. Das Schneidrad besitzt einen Durchmesser von 9,52m, wohingegen die TVM selber einen Front-Durchmesser von 9,49m aufweist, der sich zum Ende des Schildschwanzes hin auf 9,47m verjüngt. Das Gewicht der TVM von 1010 Tonnen wird als Flächenlast auf die untere Hälfte des Schildschwanzes aufgegeben. Der Vortrieb erfolgt durch 28 hydraulische Vortriebspressen, die gleichmäßig in Umfangsrichtung der TVM verteilt sind und Gruppenweise zur Lenkung der TVM angesteuert werden können. Zur Ortsbruststützung wird ein linear Druck von 210 kPa in der Mitte der Ortsbrust mit einem Gradienten von 12kPa/m angenommen, der einerseits die Stabilität der Ortsbrust sicherstellt und andererseits den Zutritt von Wasser verhindert. Für einen Simulationsschritt wird angenommen, dass der Ringbau und der zugehörige Aushub innerhalb von 45 Minuten erfolgen. Die segmentierte Tunnelschale besteht aus 7 Tübbingen, wobei zur Vermeidung einer durchgehenden Längsfuge benachbarte Ringe um einen halben Ring verdreht sind. Die detaillierte Fugenanordnung kann Abbildung 2 (rechts) entnommen werden. Für den Ringspaltmörtel wird ein hydrostatischer Verpressdruck von 260kPa angenommen. Die Materialeigenschaften des Ringspaltmörtels (E-Modul, Permeabilität) werden basierend auf seinem Hydratationsverhalten als zeitabhängige Parameter definiert.

3.1 Vergleich: Gebettetes Balkenmodell vs. prozessorientiertes Vortriebsmodell (ekate)

Zunächst sollen die vom prozessorientierten Vortriebsmodell `ekate` prognostizierten Beanspruchungen der segmentierten Tunnelschale mit den Ergebnissen gebetteter Balkenmodelle für einen Vortrieb ohne Kurvenfahrt im Endzustand verglichen werden. Diese Gegenüberstellung soll einerseits die Plausibilität der Ergebnisse des prozessorientierten Vortriebsmodells sicherstellen und andererseits den Einfluss des Vortriebsprozesses auf die resultierenden

Schnittgrößen aufzeigen. Die Schnittgrößen am gebetteten Balkenmodell werden anhand verschiedener Lastannahmen, die in Abbildung 3 dargestellt sind, berechnet.

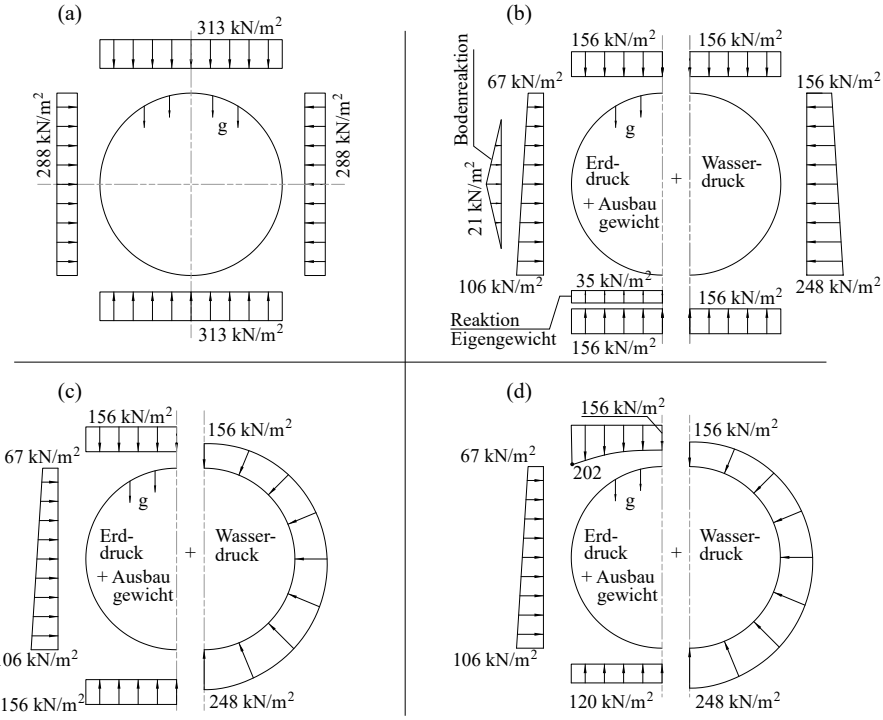


Abbildung 3: Untersuchte Lastannahmen zur Schnittgrößenermittlung an einem gebetteten Balkenmodell nach (a) Ahrens et al. [1], (b) JSCE [6], (c) ITA [5] und (d) der Statik eines Referenzprojekts.

In Abbildung 3-a ist die Lastannahme nach [1] dargestellt. Die Höhe der aus Erd- und Wasserdruck resultierenden Belastung, unter Annahme des Primärspannungzustandes des Bodens, wird in Position der Ringmitte ermittelt und als konstant über die Tiefe angenommen. Somit wird der über die Tiefe zunehmende Erddruck und auch die Auftriebskraft vernachlässigt. Abbildung 3-b zeigt die dem analytischen Modell des JSCE zugrundeliegenden Lastannahmen [6]. Die mit der Tiefe zunehmenden Erd- und Wasserdrücke werden berücksichtigt, wohingegen die vertikalen Einwirkungen weiterhin im Gleichgewicht stehen. Eine ausführliche Beschreibung und eine beispielhafte Ermittlung der Belastung kann [5] entnommen werden. In Abbildung 3-c sind die durch die ITA [5] empfohlenen Lastannahmen dargestellt, die im Gegensatz zu [6] die Berücksichtigung eines linear ansteigenden Wasserdrucks erlauben. In Abbildung 3-d der in der Statik des Referenzprojektes verwendete Lastansatz gegeben. Der vertikale Erddruck in der Firste wird nicht als konstante Last angenommen, sondern entspricht mit ihrem parabolischen Verlauf dem mit der Tiefe zunehmenden Erddruck. Die vertikalen Beanspruchung in der Tunnelsohle wird um die Höhe der Auftriebskraft reduziert. Alle hier präsentierten Lastannahmen basieren auf dem Primärspannungszustand des Baugrunds und vernachlässigen damit Spannungsumlagerungen infolge des Vortriebs.

In Abbildung 4 sind die aus den verschiedenen Lastannahmen resultierenden Schnittgrößen (Normalkraft, Biegemoment) als auch die zugehörigen Ausmitten (M/N) bei Verwendung des gebetteten Balkenmodells und des prozessorientierten Vortriebsmodell `ekate` dargestellt.

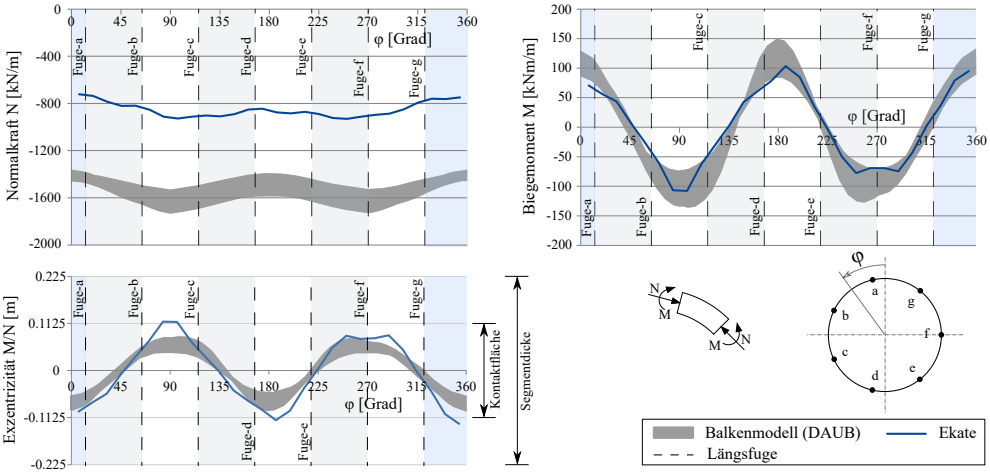


Abbildung 4: Beanspruchung des Tunnelausbaus (Normalkraft, Biegemoment und zugehörige Ausmitte) resultierend aus dem prozessorientierten Vortriebsmodell ekate (blaue Linien) und den gebetteten Balkenmodellen (grauer Bereich).

Der Vergleich der resultierenden Normalkräfte zeigt, dass die gebetteten Balkenmodelle generell eine signifikant höhere Normalkraft prognostizieren als das prozessorientierte Vortriebsmodell (Abbildung 4, oben links). Die durchschnittliche Normalkraft ist am gebetteten Balkenmodell mit 1560 kN/m um ca. das 1,8-fache größer als die durchschnittliche Normalkraft im prozessorientierten Vortriebsmodell (850 kN/m). Wie bereits erwähnt basieren gebettete Balkenmodelle auf vereinfachten Annahmen bezüglich des Erddrucks, die Spannungsumlagerungen infolge der Boden-Bauwerks-Interaktion vernachlässigen. Im Gegensatz hierzu können räumliche Vortriebsmodelle Spannungsumlagerungen infolge des Vortriebes erfassen, da der sukzessive Bodenaushub, die Ortsbruststützung, die Schildkonizität und die Ringspaltverpressung zusammen mit der Ringspalterhärtung explizit im Modell enthalten sind. Vergleicht man hingegen die resultierenden Biegemomente, entsprechen die Ergebnisse des prozessorientierten Vortriebsmodells denen der Balkenmodelle (Abbildung 4, oben rechts). Hierbei definieren die Lastannahmen (a,b) die untere und die Lastannahmen (c,d) die obere Grenze der aus dem gebettten Balkenmodell resultierenden Biegemomente. Aus der verringerten Drucknormalkraft in Kombination mit einem vergleichbaren Biegemoment ergibt sich im prozessorientierten Vortriebsmodell eine erhöhte Ausmitte (Abbildung 4, unten links). So ist die Ausmitte bei $\varphi = 0°$ 24% größer, bei $\varphi = 90°$ 56% größer, bei $\varphi = 180°$ 12% größer und bei $\varphi = 270°$ 8% größer als durch das gebettete Balkenmodell vorhergesagt.

3.2 Einfluss von Kurvenfahrten auf die Beanspruchung der segmentierten Tunnelschale

Im folgenden soll der Einfluss einer Kurvenfahrt der TVM auf die sich im Endzustand ergebenden Beanspruchungen der segmentierten Tunnelschale untersucht werden und den Ergebnissen des zuvor analysierten gerade aufgefahrenen Tunnels gegenübergestellt werden (Abschnitt 3.1). Ausgehend von den gleichen geometrischen und prozesstechnischen Randbedingungen erfolgt nun die Simulation entlang einer horizontal gekrümmten Tunneltrasse (Radius = 500m), wobei diese eine unterschiedlich starke Pressenbeaufschlagung der Tübbinge eines Rings zur Folge hat. Die aus der Kurvenfahrt resultierenden Normalkräfte und Biegemomente sind in Abbildung 5 (rote Linie) dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit sind ebenfalls die Ergebnisse des prozessorientierten Vortriebsmodell für eine gerade Tunneltrasse (blaue Linie) und der Balkenmodelle (grauer Bereich) in der Abbildung enthalten.

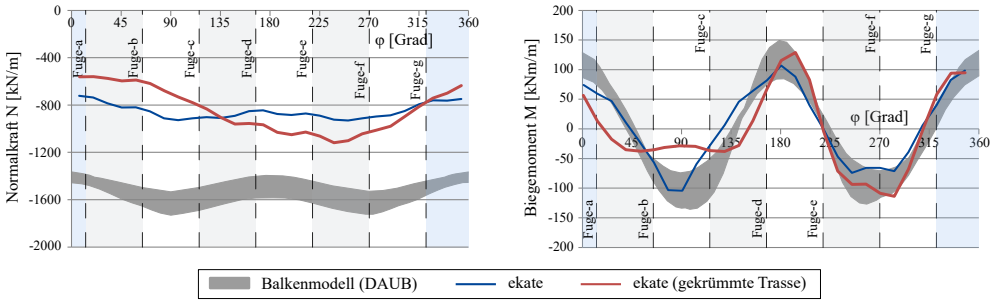


Abbildung 5: Resultierende Beanspruchung des Tunnelausbaus infolge einer Kurvenfahrt.

In Folge der Kurvenfahrt kommt es im Endzustand zu einer Entlastung der bezüglich der gekrümmten Trasse innen liegenden Tunnelhälfte ($0° \leq \varphi \leq 135°$) und einer erhöhten Beanspruchung der außen liegenden Tunnelhälfte. Es ist zu beobachten, dass auf der Innenseite um 59% reduzierte und auf der Außenseite um 18% erhöhte Biegemomente infolge der Kurvenfahrt auftreten. Dieser Effekt kann durch die Interaktion zwischen Baugrund und Schildmantel erklärt werden. Die Kurvenfahrt bewirkt, dass der Schildmantel sich hin zur Kurvenaußenseite bewegt und so eine Entlastung der innen liegenden Tunnelhälfte bewirkt, wohingegen durch das Anpressen des Schildmantels an der Kurvenaußenseite eine Baugrundreaktion und damit eine zusätzliche Belastung erzeugt wird.

4 Zusammenfassung

Das in diesem Artikel präsentierte prozessorientierte Vortriebsmodell `ekate` enthält alle charakteristischen Prozesse und Bestandteile von maschinellen Tunnelvortrieben. Neben der zeitabhängigen Abbildung des Bauablaufs, des Baugrundes, des Ringspaltmörtels und ihrer Interaktionen ist ebenfalls die explizite Modellierung der Segmentierung des Tunnelausbaus implementiert. Im Vergleich mit einem gebetteten Balkenmodell wird der Einfluss der Spannungsumlagerungen, insbesondere auf den räumliche Bogeneffekt im Bereich der TVM im

Zusammenspiel mit der Ringspalterhärtung zurückzuführen, infolge des Bauprozesses deutlich. Im hier analysierten Beispiel führt die Spannungsumlagerung zu einer deutlich geringeren Drucknormalkraft bei annähernd gleichbleibendem Biegemoment. So führt das gebettete Balkenmodell zwar hinsichtlich der Spaltzugbeanspruchung im Bereich der Längsfugen weiterhin zu konservativeren Resultaten, jedoch treten ungünstigere Biegebeanspruchungen bei Verwendung des prozessorientierten Vortriebmodells auf. Allerdings sind die beobachteten Ausmitten weiterhin innerhalb des Querschnittes und führen somit zu keiner kritischen Beanspruchungssituation. Darüber hinaus wurde der Einfluss von Kurvenfahrten auf die Beanspruchungen des Tunnelausbaus im Endzustand untersucht. Eine Entlastung des Ausbaus im Bereich der Kurveninnenseite und eine zusätzliche Beanspruchung an der Kurvenaußenseite wurde festgestellt. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass prozessorientierte Vortriebsmodelle einen genauen Einblick in die Wechselwirkungen zwischen Prozessparametern und der daraus folgenden Strukturantwort erlauben und so ein wichtiges Hilfsmittel bei der Planung von Tunnelbauprojekten darstellen.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft im Rahmen der Teilprojekte B2 & C1 des Sonderforschungsbereiches SFB 837 *Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau* (Projekt-Nr. 77309832).

Literatur

[1] AHRENS, H. ; LINDNER, E. ; LUX, K. H.: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den Ëmpfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)". In: *Bautechnik* 8 (1982), S. 260

[2] ALSAHLY, A. ; STASCHEIT, J. ; MESCHKE, G. : Advanced finite element modeling of excavation and advancement processes in mechanized tunneling. In: *Advances in Engineering Software* 100 (2016), S. 198 – 214

[3] BLOM, C. : *Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils*, Delft University, Diss., 2002

[4] GERMAN TUNNELLING COMMITTEE (DAUB): Recommendations for the design, production and installation of segmental rings / Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (DAUB). 2013. – Forschungsbericht

[5] ITA WORKING GROUP NO. 2, I. T. A.: Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 15 (2000), Nr. 3, S. 303–331

[6] JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE): Japanese Standard for Shield Tunneling / Working Group for Shield Tunneling. 1996. – Forschungsbericht

[7] LEONHARDT, F. ; REIMANN, H. : Betongelenke. In: *Der Bauingenieur* 41 (1966)

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Die Erneuerung des Petersberg Tunnels unter laufendem Eisenbahnbetrieb

Gerrit Pelz

OBERMEYER Planen + Beraten GmbH

Zusammenfassung: Der 368 m lange Petersberg Tunnel liegt an der Mosel auf der sowohl für den Personen- als auch für den Güterverkehr der DB sehr wichtigen zweigleisigen Strecke von Koblenz nach Perl. Er wurde im Jahr 1879 in Betrieb genommen. Aufgrund des vorhandenen Schadensbildes wird der Tunnel derzeit mittels Spritzbetonsicherung aufgeweitet und erhält anschließend eine neue Stahlbetoninnenschale. Ziel ist es dabei die gesamte Strecke langfristig als Bestandteil des Transeuropäischen Netzes (TEN) zu erhalten. Die Arbeiten wurden unter Anwendung der „Tunnel-im-Tunnel-Methode“ während eines eingleisigen Gleiswechselbetriebs erstmalig als Pilotprojekt bei einer elektrifizierten Strecke in Deutschland ausgeführt.

1 Projektübersicht, Anlass und Ziele des Vorhabens

Der Tunnel Petersberg befindet sich an der elektrifizierten, zweigleisigen Strecke Koblenz Hbf – Perl im Abschnitt Bullay – Cochem in Rheinland-Pfalz. Im Jahre 1879 war die Inbetriebnahme des Tunnels und im Jahre 1973 erfolgte der Einbau einer Oberleitung. Bei den regelmäßigen Inspektionen des Tunnels wurde im Jahr 2007 der Tunnel in die Schadensklasse C eingestuft. Das Schadensbild ließ sich wirtschaftlich nicht mehr sanieren.

Die Ziele des Vorhabens sind, neben der dauerhaften Behebung der Schadensbereiche im Tunnel und im Bereich der Stützmauer Süd, die Einhaltung der Lichtraumprofile sowie der Sicherheitsräume nach aktuellem Regelwerk zu gewährleisten und dadurch die Bahnstrecke Koblenz – Perl langfristig als Bestandteil des Transeuropäischen Netzes (TEN) zu erhalten. Sowohl die Erhaltung der Bahnstrecke für Güter- und Personenverkehr und die Erhöhung des Sicherheitsniveaus sind von hohem öffentlichem Interesse.

Dafür erfolgte die Aufweitung des bestehenden Petersberg Tunnels für einen zweigleisigen Ausbau mit Vergrößerung des Gleisabstands von 3,50 m auf 4,00 m und dem Einbau einer neuen Stahlbetoninnenschale unter Berücksichtigung der inneren Tragwerksbegrenzung gemäß Richtzeichnung T-F-B-K-2-01 nach Ril 853.9001.

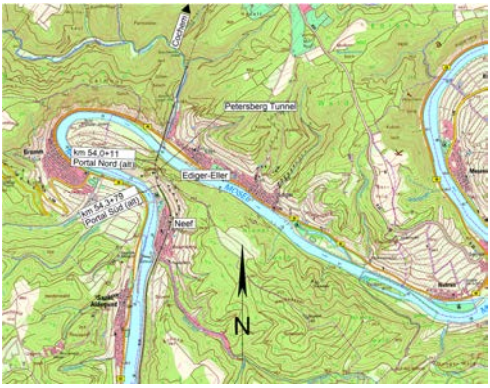


Abbildung 1: Übersichtskarte

Abbildung 2: Südportal mit Schutzeinhausung

2 Projektbeschreibung

2.1 Petersbergtunnel

Der 368 m lange Tunnel liegt in der Gemeinde Neef und durchfährt den 123 m hohen Petersberg an der Moselschleife bei Bremm. Die Überdeckungshöhe des Tunnels beträgt in Tunnelmitte ca. 95 m. An der Geländeoberfläche befindet sich dort die Petersbergkapelle. Die sonstigen Flächen über dem Tunnel werden von Weinanbau eingenommen.

Auf der Nordseite des Tunnels befindet sich zwischen dem Petersberg Tunnel und dem Bahnhofsteil Ediger-Eller eine ca. 280 m lange Eisenbahnbrücke über die Mosel. (vgl. Abb. 1+2).

Die Strecke im Tunnel verläuft in einem Radius von ca. 500 m und weist eine Längsneigung von 0,0 % auf. Der Tunnelquerschnitt ist hufeisenförmig mit offener Sohle und die Querschnittsfläche des Tunnels beträgt ca. 52 m². Auf beiden Widerlagerseiten des Tunnels befinden sich Sicherheitsnischen. Das vorhandene Mauerwerksgewölbe aus Schiefer und Kalkbruchstein weist im Widerlager Stärken bis ca. 1,00 m auf. Die Gewölbestärke beträgt ca. 0,85 m und reduziert sich an den Portalen auf ca. 0,70 m. Der alte Ausbau ist über große Flächen mit einer Spritzbetonlage abgedeckt.

Beide Portale wurden während des 2. Weltkrieges auf eine Länge von ca. 8 m bzw. 9 m gesprengt. Die Wiederherstellung dieser Abschnitte erfolgte im Jahre 1946.

Großräumig befindet sich der Petersberg Tunnel mit seinen Voreinschnitten im Bereich der Moselmulde des Rheinischen Schiefergebirges. Die Moselmulde wird aus einer mächtigen Schichtenfolge aus Ton-, Schluff- und Sandsteinen aufgebaut. Durch tektonische Beanspruchung entstanden schicht- und schieferungsparallele Störungen und Trennflächen.

Die Wasserführung der Tonschiefer, Schluff- und Sandsteine erfolgt ausschließlich über die Klüfte. Aufgrund der Gesteinsausbildung und der engständigen Schieferung sind die Wasserdurchlässigkeiten und somit die Ergiebigkeiten allgemein gering.

2.2 Bauen unter Betrieb – „Tunnel-im-Tunnel-Methode“

Vor Beginn der Baumaßnahme verkehrten täglich 174 Züge, davon eine Vielzahl Güterzüge, von Luxemburg und Trier nach Koblenz. Deshalb wurde die Baumaßnahme unter Betrieb mit der „Tunnel-im-Tunnel-Methode“ durchgeführt, ein Verfahren, dass bereits mehrfach auf nicht elektrifizierten Strecken erfolgreich zum Einsatz kam. Um einen minimal erforderlichen Arbeitsraum für die Durchführung der Baumaßnahme zu gewährleisten wird ein Gleis während der Baumaßnahme in die Mitte des Tunnels geschwenkt und der ursprünglich zweigleisige Eisenbahnbetrieb wird eingleisig im Gleiswechselbetrieb aufrechterhalten. Nur am Anfang und am Ende der Baumaßnahme ist für die dafür erforderlichen Oberbau- und Oberleitungsarbeiten planmäßig eine Vollsperrung von ca. jeweils 4 Wochen erforderlich.

Aufgrund der vorhandenen und während der Baumaßnahme im Betrieb befindlichen Oberleitung im Petersberg Tunnel wurde - um hier eine gesicherte Trennung der Bauarbeiten vom elektrifizierten Eisenbahnbetrieb sicherzustellen - eine Gesamteinhausung auf der vollständigen Tunnellänge inklusive einer darin montierten Deckenstromschiene installiert (vgl. Abb. 14). Der Vortrieb und Sicherung erfolgte mit dem Tunnelaufweitungssystem (TAS), eine fahrbare Schutzeinhausung mit Stützplatten und montierten Bohrlafetten und Abbruchhämmern (vgl. Abb. 5+6).

2.3 Projektstand und Bauablauf

Die Entwurfs- und Genehmigungsplanung erfolgte in den Jahren 2013 bis 2015, die Ausschreibung im Jahre 2016 und die Ausführungsplanung baubegleitend jeweils durch die OBERMEYER Planen + Beraten GmbH. Nach Vergabe der Bauleistungen konnte die ARGE Tunnel Petersberg (Marti Deutschland GmbH / Marti Tunnel AG) im Frühjahr 2017 mit der Bauausführung beginnen.

Die Erneuerung des Petersberger Tunnels war in 6 Bauphasen gegliedert.

Bauphase 1:

- Baufeldfreimachung inkl. Fäll- und Rodungsarbeiten
- Baustelleneinrichtung, inkl. Erschließung

Bauphase 2 – Totalsperrung (06.05.2017 bis 02.06.2017):

- Rückbau Oberbau und Oberleitung und Sicherung Bestandskabel im Tunnel
- Herstellen bauzeitliche Fundamente inkl. Verankerung für das TAS und Aufbau der durchgehenden Schutzeinhausung inkl. Deckenstromschiene
- Neubau Baugleis (eingleisiger Gleiswechselbetrieb)
- Aufstellen des Tunnelaufweitungssystems (TAS) außerhalb Tunnel

Bauphase 3 (Juni 2017 – Dezember 2017):

- Rückbau Stützwand Süd und dauerhafte Sicherungsarbeiten an der Stützwand Süd
- Herstellen der Voreinschnitte, Baugruben für die offene Bauweise (Anschlagwand)

Bauphase 4 (Januar 2018 bis Oktober 2018)

- Vortrieb und Sicherung Gewölbe und Sohle mit dem TAS inkl. Herstellung der Nischen für die Spülschächte der Ulmenentwässerung.
- Rückbau TAS

Bauphase 5 (November 2018 bis September 2019)

- Blockweise Herstellung Widerlager und Herstellen der Ulmenentwässerung
- Blockweise Bewehrung und Betonage des Gewölbes inklusive der Nischen
- Einbau Kabelschutzrohre, Kabelschächte und Herstellen der Randwege (Füllbeton)

Bauphase 6 – Totalsperrung (09.11.2019 bis 09.12.2019)

- Rückbau bauzeitliche Fundamente, durchgehende Schutzeinhausung und Baugleis
- Einbau der Entwässerungsleitungen bis zum jeweiligen Vorfluter, der Kabelkanäle, der Kabelschächte und dem Rettungsweg außerhalb des Tunnels
- Oberbau zweigleisiger Endzustand und Einbau Oberleitung

Anschließend erfolgte der vollständige Rückbau der angeschütteten Hauptbaustelleneinrichtungsfläche und die Hinterfüllung der offenen Tunnelbauwerke.

2.4 Vorbereitende Maßnahmen / Baustelleneinrichtungsfläche

Auf Grund der Größe der erforderlichen BE-Fläche, der erforderlichen räumlichen Nähe zum Tunnelbauwerk, der Zufahrtsmöglichkeit für die Andienung der Baustellen und der geographischen Randbedingungen war die Auswahl an möglichen Baustelleneinrichtungsflächen sehr begrenzt. Die Baustelleneinrichtungsfläche (ca. 6.200 m²) wurde deshalb südlich des Tunnels zwischen dem Dammfuß des Bahndammes und einem Wohnmobilstellplatz auf einer Weinanbaufläche vorgesehen.

Da der Bereich im Überschwemmungsgebiet der Mosel liegt, wurde ca. 2/3 der Fläche auf ein hochwassersicheres Niveau (=HW100) angeschüttet. Für die Abschätzung der Auswirkungen der Anschüttung auf den Hochwasserabfluss wurden hydraulische 2d-Berechnungen durchgeführt. Diese zeigten, dass trotz der zusätzlichen Anschüttung der BE-Fläche und dem dadurch bauzeitig verringerten Retentionsvermögen der Mosel der Hochwasserabfluss nicht negativ beinflusst wird. (vgl. Abb. 3+4).

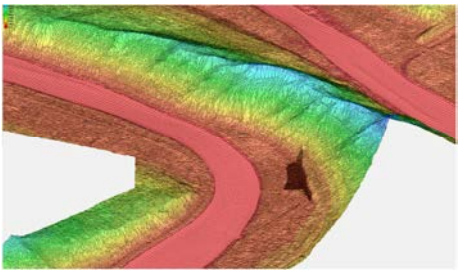


Abbildung 3: Perspektivische Ansicht des Rechengitters mit der Haupt-BE-Fläche

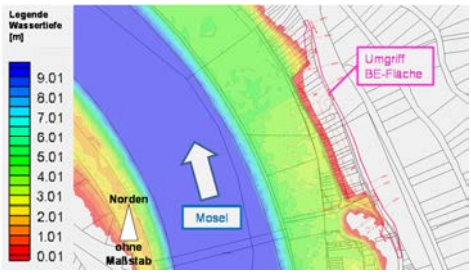


Abbildung 4: Überschwemmungsgebiet Planung HQ100

Zu berücksichtigen war darüber hinaus, dass im Überschwemmungsfall durch die Aufschüttung insbesondere auch der Schadstoffeintrag in den Fluss vermieden wird.

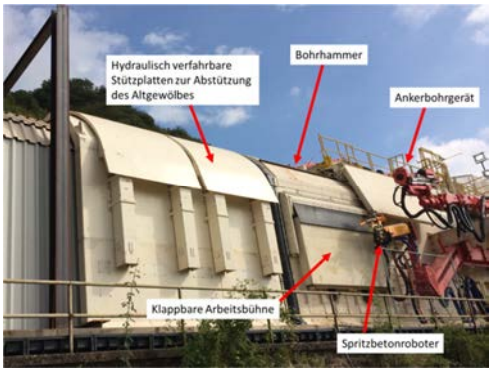


Abbildung 5: TAS

Abbildung 6: „Vortriebsbeginn“ mit TAS

2.5 Vortrieb und Sicherung

Der Vortrieb erfolgte gemäß der Spritzbetonbauweise von Süden nach Norden im Schutze des Tunnelaufweitungssystems (TAS). Während der Ausbruchs- und Aufweitungsarbeiten wird ein vorauseilender Verbruch in der alten Gewölbeausmauerung durch die Stützplatten des TAS verhindert (vgl. Abb. 5+6).

Der Ausbruch des vorhandenen Gewölbes und der Hinterpackungen erfolgte abschnittsweise in Abschlagslängen zwischen 0,75 m und 1,75 m entsprechend den definierten Vortriebsklassen (VKL) durch Hydraulikhämmer, welche seitlich am TAS angebracht sind. Ebenfalls seitlich angeordnete verfahrbare Bohrarme ermöglichten zudem das Bohren von Sprenglöchern, um den Fels durch Sprengen zu lösen. Die Bohrarme wurden des Weiteren für vorauseilende Sicherungen wie Spieße und Rohrschirme genutzt.

In den portalnahen Abschnitten und in kleinen Teilbereichen des Tunnels wird in stärker aufgelockerten Gebirgspartien eine vorauseilende Sicherung vorgesehen (vgl. Abb. 7). Der Gesamtausbruch liegt im Mittel bei ca. 54,5 m³/m. Davon entfallen ca. 33 m³/m auf das Mauerwerk und die Hinterpackung des bestehenden Tunnels und 21,5 m³/m auf das anstehende Gebirge.

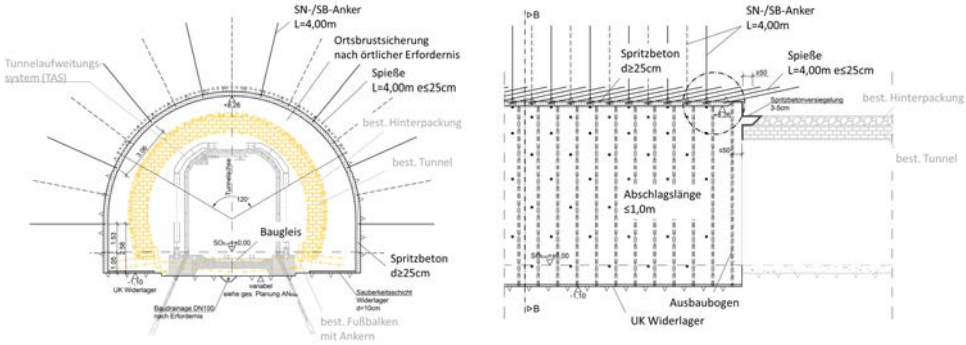


Abbildung 7: Vortriebsklasse 6A3

Abbildung 8: Vortrieb und Sicherung

Abbildung 9: TAS mit hydraulisch verfahrbaren Stützplatten zum Altgewölbe

Im Petersberg Tunnel bietet das Gebirge in standsicherheitstechnischer Hinsicht gute Voraussetzungen für die Aufweitung des Tunnelprofils. Weitgehend wurde im Sprengvortrieb vorgetrieben, lediglich im Bereich einer Störzone wurde für den Abbruch des Gebirges auf Hydraulikhämmer und Baggerbetrieb umgestellt. Während der Vortriebsarbeiten waren nur geringfügige Bergwasserzutritte zu verzeichnen.

Über eine kurze Länge erfolgte an beiden Portalen des Tunnels die Tunnelerneuerung in offener Bauweise mittels Luftbogenstrecke aufgrund der geringen Überdeckung und der dort befindlichen Hangschuttlage.

Die Logistik für den Vortrieb stellte unter den beengten Platzverhältnissen eine besondere Herausforderung dar. Für die Sprengungen standen jeden Tag lediglich 20 Minuten Sperrpause zu fixen Zeiten jeweils morgens und abends zur Verfügung und eine Verschiebung war aufgrund der engen Zugtaktung auf der Strecke nicht möglich. Bei zeitlichen Verzögerungen reduzierte sich die Vortriebsgeschwindigkeit auf eine Sprengung und somit einen Abschlag am Tag, so dass dadurch auch die maximale Vortriebsleistung stark eingeschränkt wurde (vgl. Abb. 10+11).

Abbildung 10: Südportal mit Luftbogenstrecke, TAS und Tunnel-Lademaschine

Abbildung 11: Durchschlag im Oktober 2018

Die Einschätzung der tunnelbautechnischen Verhältnisse im Portalbereich stellte sich insbesondere durch die im Krieg durchgeführten Sprengungen der Portale und der damit vorhandenen inhomogenen Verhältnisse als schwierig dar. Zudem war die Zugänglichkeit für die Erkundung in diesem Bereich vorab kaum möglich. Entgegen der ursprünglich prognostizierten Situation am Südportal konnte aufgrund fehlender Felsüberdeckung im Bereich der Firste keine senkrechte Anfahrsituation zur Tunnelachse hergestellt werden. Für die neue Anfahrsituation blieb ein mächtiger Felskeil stehen, der mit einem Betonriegel und vorgespannten Ankern zusätzlich gesichert und im Zuge des Vortriebs unterfahren wurde. Mit einem permanenten Überwachungssystem wurde der Felskeil messtechnisch überwacht. Dies war aufgrund der in Betrieb befindlichen Bahnstrecke besonders wichtig. Bei Überschreitung von vorher definierten Alarmwerten wäre die Strecke umgehend gesperrt und die Standsicherheit des Felskeils neu bewertet worden. (vgl. Abb. 12 und 13). Dieser Fall trat jedoch während der Baumaßnahme nicht auf.

Abbildung 12: Südportal mit Sicherung des Felskeils mit Betonriegel und vorgespannten Ankern

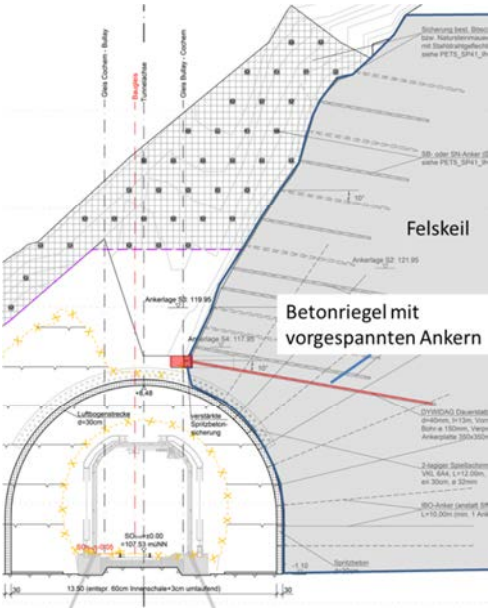


Abbildung 13: Plan Sicherung Felskeil

2.6 Tunnelinnenschale

Als endgültige Tunnelauskleidung wurde eine Ortbetoninnenschale mit einer Wandstärke von d = 40 cm (bergmännische Bauweise) bzw. von d = 60 cm (offene Bauweise) in einer Konstruktion aus wasserundurchlässigem Beton (WUBK) mit innenliegenden Fugenbändern in den Blockfugen vorgesehen. Die Blocklänge betrug im Regelfall 10 m.

Der Tunnel wird auch zukünftig mit einer offenen Sohle betrieben. Die statischen Nachweise für die Gründung (Grundbruch, Kippen und Gleiten) sind hier insbesondere zu erwähnen.

Dabei wurden als Einwirkungen die maßgebenden Auflagerreaktionen der Tunnelschale angesetzt. Die Parameter im Fels wurden mit $\varphi = 35°$ und $c' = 250$ kN/m² angenommen. Für den Gleitnachweis wurde die Reibung in der Fuge zwischen Fundament und Sauberkeitsschicht mit dem Beiwert $\mu = 0{,}6$ berücksichtigt. Der Gleitnachweis für den vorgegebenen Rechenwert des Seitendruckbeiwerts $k = 0{,}6$ wurde nachgewiesen. Allerdings konnte im Rahmen einer Parameterstudie im schlechtesten Homogenbereich bei Ansatz der ungünstigsten Kennwerte im Zusammenhang mit einem Seitendruckbeiwert von $k = 0{,}8$ der Gleitnachweis nicht erfüllt werden. Daraufhin wurde hier zunächst eine Rückverankerung der Innenschale als Rückfallebene vorgesehen. Im Zuge der gewonnenen Erkenntnisse beim Vortrieb konnten Seitendruckbeiwerte von $k = 0{,}8$ ausgeschlossen und somit auf den Einbau einer Rückverankerung der Innenschale letztendlich verzichtet werden.

Die neuen Tunnelportale wurden aus optischen Gründen in Stahlbeton gefärbt und fugenbetont hergestellt (vgl. Abb. 15).

Abbildung 14: neue Tunnelinnenschale und durchgehende Schutzeinhausung

Abbildung 15: Nordportal mit neuer Stahlbetonwand, gefärbt und fugenbetont

3 Zusammenfassung und Ausblick

Die Planungen und der Bau des Pilotprojekts Petersberg Tunnel stellten durch das Bauen unter Betrieb auf einer elektrifizierten - insbesondere für den Güterverkehr sehr wichtigen - Strecke Richtung Luxemburg an alle Beteiligten eine große Herausforderung dar.

Durch die fachliche Kompetenz und gute Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten konnte auch auf Unvorhergesehenes kurzfristig durch eine zielgerechte Planung sowie Umsetzung reagiert und somit der Projekterfolg sichergestellt werden.

Das Fazit aus den Erfahrungen der Anwendung „Tunnel-im-Tunnel-Methode“ erstmalig auf einer elektrifizierten Strecke in Deutschland ist insgesamt sehr positiv, so dass diese Methode auch auf weiteren elektrifizierten Strecken empfohlen wird.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

3D und 2D Finite-Elemente-Simulationen des Tunnelvortriebs eines Abschnitts des Brenner Basistunnels

Magdalena Schreter, Matthias Neuner, Peter Gamnitzer, Günter Hofstetter

Arbeitsbereich Festigkeitslehre und Baustatik, Universität Innsbruck

Zusammenfassung: Mittels nichtlinearen, zeitabhängigen 3D FE-Modellen wird der NÖT-Vortrieb eines Abschnitts des Brenner Basistunnels simuliert und mit vereinfachten 2D Ingenieurmodellen verglichen. Fokus des Beitrags ist die Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens des Gebirges sowie der Spritzbetonschale. Neben dem plastischem Verhalten und der Steifigkeits- und Festigkeitsdegradation durch Materialschädigung werden auch zeitabhängige Effekte wie das Kriechen und Schwinden des Spritzbetons erfasst.

1 Einleitung

Der Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Tunnelbauwerks während des Tunnelvortriebs liegt ein komplexes zeitabhängiges, dreidimensionales Problem zu Grunde. Die stetige Zunahme der Rechenleistung ermöglicht die Durchführung nichtlinearer, zeitabhängiger 3D FE-Simulationen des Tunnelvortriebs, worin komplexe Geometrien und Vortriebsszenarien abgebildet werden können. Die Durchführung der 3D Simulationen ist immer noch aufwändig, welche insbesondere bei Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze lange, noch nicht praxistaugliche Rechenzeiten benötigt. In der Ingenieurpraxis wird deshalb die Komplexität der Problemstellung häufig durch die Verwendung von vereinfachten 2D Modellen reduziert. Mit der Modellvereinfachung gehen jedoch zahlreiche Annahmen einher, wie die Zugrundelegung des ebenen Verzerrungszustandes und die Wahl eines fiktiven Entlastungsschemas zur Abbildung des 3D Vortriebs im 2D Modell. In der Literatur sind zahlreiche Studien, die 2D und 3D Simulationen des NÖT-Vortriebs vergleichen, vorhanden, z. B. [11], jedoch häufig unter Vernachlässigung des zeitabhängigen Materialverhaltens des Spritzbetons, das insbesondere im jungen Spritzbetonalter eine große Rolle spielt. In diesem Beitrag wird, in Anlehnung an [6], der NÖT-Vortrieb eines Abschnitts des Brenner Basistunnels mittels nichtlinearen, zeitabhängigen 3D FE-Simulationen berechnet und mit vereinfachten 2D

Ingenieurmodellen verglichen. Das Ziel dieses Beitrages ist die Beantwortung der Fragestellung, ob nichtlineare, zeitabhängige 2D Simulationen bei umfangreicher Kalibrierung, trotz der vereinfachenden Annahmen des ebenen Verzerrungszustandes und des Entlastungsschemas, eine ausreichende Näherung des mechanischen Verhaltens im Vergleich zu 3D Simulationen darstellen. Zur Modellierung des nichtlinearen Gebirgsverhaltens wird ein linear-elastisches ideal-plastisches Materialmodell mit dem Versagenskriterium nach Hoek-Brown [5] verwendet. Das nichtlineare, zeitabhängigen Spritzbetonverhaltens wird mit dem zeitabhängigen Schädigungs-Plastiztitätsmodell nach [8] beschrieben.

2 Materialmodelle

2.1 Hoek-Brown-Modell

Zur Beschreibung des nichtlinearen Gebirgsverhaltens wird ein in der Praxis etabliertes linear-elastisches, ideal-plastisches Materialmodell mit dem Versagenskriterium nach Hoek-Brown [5] verwendet. Die Entwicklung der plastischen Verzerrungen folgt einer nicht-assoziierten Fließregel mit der Potentialfunktion nach Mohr-Coulomb. Die zu bestimmenden Gesteinsparameter sind der Elastizitätsmodul E, die Querdehnzahl ν, die einaxiale Druckfestigkeit f_{cu}, der Reibungsparameter m_0 und der Dilatanzwinkel ψ. Der Einfluss von Trennflächen zur Modellierung des Gebirgsverhaltens wird mittels empirischer Reduktionsfaktoren der Intaktgesteinsparameter, berechnet mit dem Geological Strength Index GSI und dem Disturbance-Faktors D, erfasst. In Abb. 1 ist der Vergleich von Versuchsergebnissen aus triaxialen Kompressionsversuchen an Innsbrucker Quartzphyllit-Proben und der prognostizierten Spannungsantwort mit dem Hoek-Brown-Modell dargestellt. Die kalibrierten Materialparameter für Innsbrucker Quartzphyllit sind in Tab. 1 aufgelistet.

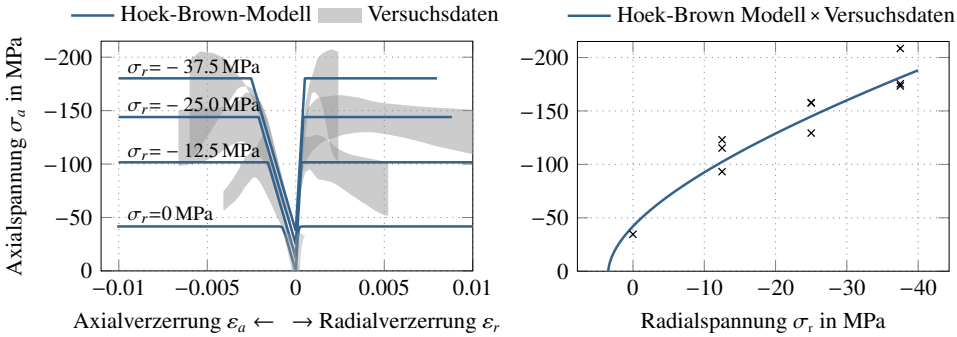


Abbildung 1: Ergebnisse aus triaxialen Kompressionsversuchen an Innsbrucker Quartzphyllit und Vergleich mit Simulationsergebnissen mit dem Hoek-Brown-Modell: (links) Spannungs-Dehnungslinien und (rechts) Versagensumhüllende am Druckmeridian

E (MPa)	ν (−)	f_{cu} (MPa)	m_0 (−)	ψ (°)	GSI (−)	D (−)
56 670	0.21	42	12	11.6	40	0

Tabelle 1: Materialparameter des Hoek-Brown-Modells, kalibriert für Innsbrucker Quartzphyllit.

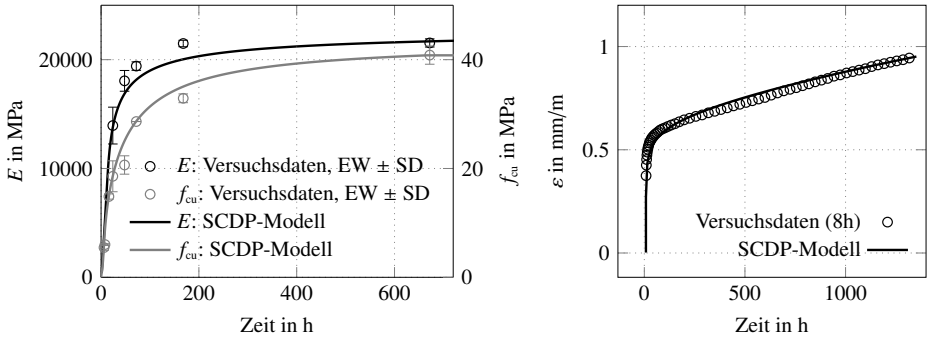


Abbildung 2: Vergleich der experimentell und numerisch bestimmten Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit (links) sowie der an versiegelten Probekörpern bestimmten Kriechdehnungen bei einem Belastungszeitalter von 8 h (rechts).

$E^{(1)}$ (MPa)	$E^{(28)}$ (MPa)	q_4 (MPa^{-1})	ν (−)	e^{flow} (−)	$f_{\text{cu}}^{(1)}$ (MPa)	$f_{\text{cu}}^{(28)}$(MPa)	$f_{\text{cy}}/f_{\text{cu}}$ (−)
13 943	21 537	34×10^{-6}	0.21	1.22	18.56	40.85	0.1
$f_{\text{cb}}/f_{\text{cu}}$(−)	$f_{\text{tu}}/f_{\text{cu}}$(−)	$\varepsilon_{\infty}^{\text{shr}}$ (−)	t_{50}^{shr} (h)	$\varepsilon_{\text{cpu}}^{\text{p}(1)}$ (−)	$\varepsilon_{\text{cpu}}^{\text{p}(8)}$ (−)	$\varepsilon_{\text{cpu}}^{\text{p}(24)}$ (−)	$G_{\text{fI}}^{(28)}$(N/mm)
1.16	0.1	−0.0019	8645	−0.03	−0.0007	−0.0007	0.1

Tabelle 2: Materialparameter des SCDP-Modells, kalibriert anhand von Versuchen an Spritzbetonproben [7].

2.2 SCDP-Modell

Zur Abbildung des nichtlinearen, zeitabhängigen Materialverhaltens von Spritzbeton wird das in [8] präsentierte SCDP-Modell verwendet. Das Modell basiert auf einer Kombination von drei etablierten Materialmodellen für Normalbeton, dem Schädigungs-Plastizitätsmodell nach Grassl und Jirásek [4], dem Schwind-Modell des American Concrete Institutes [1] und der Solidification-Theorie nach Bažant und Prasannan [2]. Letztere wird zur zeitlichen Entwicklung der Materialsteifigkeit und zur Abbildung nichtlinearen Kriechens verwendet. Zur Modellierung der zeitlichen Festigkeits- und Nachgiebigkeitsentwicklung werden empirische Zeitfunktionen speziell für Spritzbeton eingeführt. In Abb. 2 sind die Laborversuchsergebnisse an Spritzbetonproben der numerischen Prognosen mit dem SCDP-Modell gegenübergestellt. Die anhand der Laborversuche kalibrierten Materialparameter des SCDP-Modells sind in Tab. 2 aufgelistet. Für eine detaillierte Beschreibung des Versuchsprogramms und der Kalibrierung der Parameter wird auf [7] verwiesen.

3 Finite-Elemente-Modell des Tunnelvortriebs

In der numerischen Studie wird ein 950 m tiefliegender Abschnitt des Brenner Basistunnels in Innsbrucker Quartzphyllit behandelt, der nur wenige Kilometer entfernt von Innsbruck liegt. Dieser wurde bereits in vorangegangenen numerischen Untersuchungen in [10] mittels nichtlinearer, zeitabhängiger 2D FE-Simulationen berechnet. Der kreisrunde Tunnel mit einem Ausbruchsdurchmesser von 8.5 m wurde mit der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) mit Abschlagslängen von 1 m vorgetrieben. Als Stützmittel wurden eine 20 cm dicke Spritzbetonschale, 4 m lange Gebirgsanker sowie Stahlbögen verbaut. Während des Vortriebs

wurden in einem umfangreichen In-situ-Messprogramm vorauseilende Verformungsmessungen mittels Inklinometern und Extensometern sowie die mechanische Charakterisierung des Gesteinsverhaltens mittels triaxialer Kompressionsversuche (vgl. Abb. 1) durchgeführt.

Zur Prognose des mechanischen Verhaltens während des Vortriebs wird ein zeitabhängiges 3D FE-Modell erstellt. In Abb. 3 ist das diskretisierte Geometriemodell mit einer Modellgröße von 60 m × 100 m × 50 m abgebildet, welches einen Kompromiss zwischen Rechenzeiten und Genauigkeit darstellt. Der Ausbruch wird vereinfachend als Vollausbruch simuliert und für die Stützmittel wird nur der Einbau der Spritzbetonschale berücksichtigt. Der Tunnelvortrieb wird entlang der halben Modelllänge von 30 m simuliert, weshalb dieser Bereich deutlich feiner diskretisiert wird. In der *xy*-Ebene werden Symmetriebedingungen zur Reduktion der Modellgröße angesetzt. Normal zu den Modellbegrenzungsflächen werden homogene Dirichlet-Randbedingungen angenommen. Der im Berechnungsgebiet herrschende Primärspannungszustand im Gebirge wird als linear veränderlich über die Höhe mit einer Wichte von 27 kN/m^3 und einem Seitendruckbeiwert $K_0 = 1$ angenommen. Die Simulation des NÖT-Vortriebs erfolgt schrittweise: In einem Vortriebszyklus werden zunächst die Gebirgselemente im Vortriebsbereich entfernt, durch gleichgewichtserhaltende Stützkräfte ersetzt und diese innerhalb von 0.1 h vollständig reduziert. Anschließend wird die Spritzbetonschale im ausgebrochenen Tunnelsegment spannungsfrei eingebaut. Für weitere Arbeiten im Vortriebsbereich wird eine Dauer von 7.9 h berücksichtigt, wodurch sich eine Vortriebszeit von 8 h pro Tunnellaufmeter ergibt. In der Simulation ist der Vortrieb des 30 m langen Tunnelabschnitts somit nach 240 h beendet. Das nichtlineare Materialverhalten des Gebirges wird mit dem Hoek-Brown Modell unter Anwendung der Materialparameter für Innsbrucker Quartzphyllit in Tab. 1 modelliert. Das nichtlineare, zeitabhängige Materialverhalten des Spritzbetons wird mit dem SCDP-Modell unter Anwendung der Materialparameter in Tab. 2 abgebildet.

Da die Lösung des nichtlinearen, zeitabhängigen 3D FE-Modells einen erheblichen Berechnungsaufwand erfordert, wird ein vereinfachtes nichtlineares, zeitabhängiges 2D Ingenieurmodell des Tunnelabschnitts im ebenen Verzerrungszustand erstellt. Durch den Vergleich der Ergebnisse zu jenen des 3D Modells können so mögliche Einschränkungen der vereinfachten Prognose des mechanischen Verhaltens diskutiert werden. Im 2D Modell wird der Einfluss des zeitabhängigen 3D Tunnelvortriebs mit dem Stützkraftverfahren abgebildet. Auf eine detaillierte Modellbeschreibung des 2D Modells wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Beschreibung in [10] verwiesen.

4 Ergebnisse

Zur Validierung des 3D FE-Modells werden zeitliche Entwicklungen der Vertikalverschiebungen der im 16. Vortriebssegment gelegenen Punkte A (Tunnelfirste) und B (1 m oberhalb der Tunnelfirste), gekennzeichnet in Abb. 3, ausgewertet und mit den In-situ-Messdaten verglichen. In Abb. 4 sind die numerisch berechneten Verschiebungen zusammen mit den Aufzeichnungen aus Inklinometer- sowie geodätischer Messung dargestellt. Die totale Verschiebung setzt sich aus den *Vorverformungen* (grau schraffierter Bereich), die im Gebirge vor dem Ausbruch des 16. Vortriebssegment auftreten, und den *Nachverformungen*, die aufgrund des fortschreitenden Vortriebs sowie zeitabhängiger Effekte wie Kriechen und Schwinden der Spritzbetonschale entstehen, zusammen.

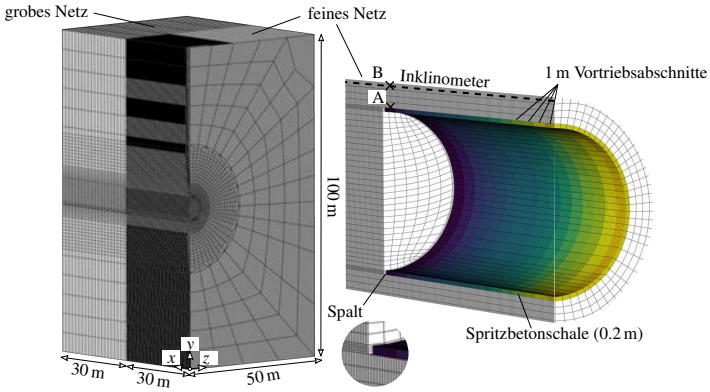


Abbildung 3: 3D Finite-Elemente-Modell zur Simulation des Tunnelvortriebs.

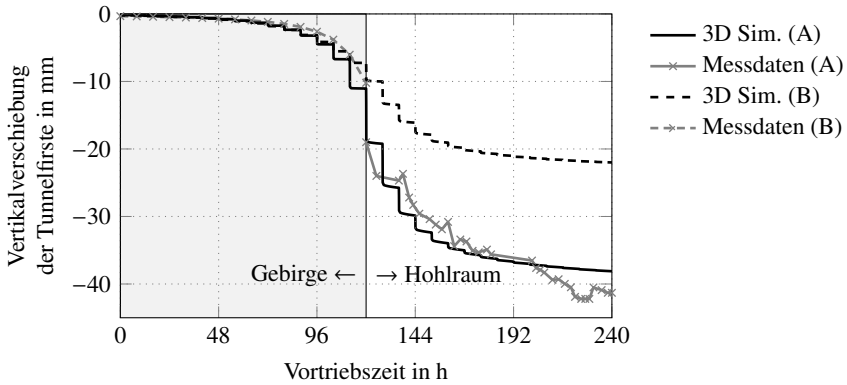
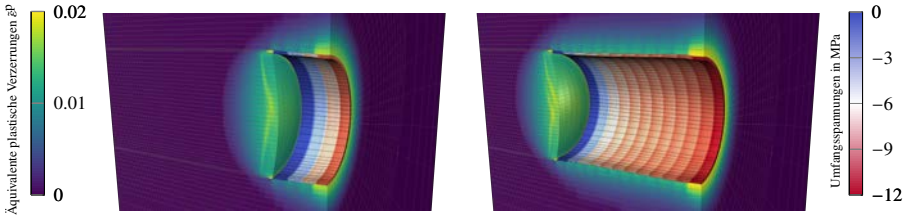


Abbildung 4: Zeitliche Entwicklung der Verschiebungen in den Punkten A und B und Vergleich mit den In-situ-Messungen der Inklinometerketten und den geodätischen Messungen.

Die strichlierten Linien in Abb. 4 zeigen die numerisch berechneten Verschiebungen am Punkt B (1 m oberhalb des Tunnels) sowie den Mittelwert der gemessenen Vertikalverschiebungen der an diesem Punkt fixierten Ketteninklinometer. Diese wurden primär zur Messung der Vorverformungen im Gebirge installiert. Im Bereich der Vorverformungen wird eine gute Übereinstimmung zwischen der numerischen Prognose und den Messdaten festgestellt.

Die durchgezogenen Linien in Abb. 4 zeigen die numerisch berechneten Verschiebungen am Punkt A (Tunnelfirste) sowie die geodätisch gemessenen Verschiebungen am selben Punkt. Die geodätische Messung wurde nach Aufbringen der Spritzbetonschale im betrachteten Vortriebssegment gestartet. Am Beginn der Nachverformungen bei 120 h bis ca. 200 h werden die Verschiebungsmessungen im numerischen Modell gut abgebildet. Danach nehmen die Verschiebungsmessungen abrupt zu, was auf mögliche Abplatzungen der Spritzbetonschale während des Vortriebs zurückzuführen ist, und somit zu einer Abweichung im Vergleich zu den numerischen Ergebnissen führt.

In Abb. 5 sind die äquivalenten plastischen Verzerrungen (von Mises) im Gebirge sowie die Umfangsspannungen in der Spritzbetonschale nach Sicherung des 4. bzw. 12. Vortriebssegments (32 h bzw. 96 h) dargestellt. Aufgrund der Spannungsumlagerung im Gebirge ergeben



(a) $t = 32\,\mathrm{h}$ **(b)** $t = 96\,\mathrm{h}$

Abbildung 5: Äquivalente Plastische Verzerrungen (von Mises) im Gebirge und Umfangsspannungen in der Spritzbetonschale, dargestellt im verformten Zustand.

sich im Bereich der Ortsbrust Maximalwerte der plastischen Verformungen und somit die größten Verschiebungen. Dieser 3D-Effekt bewirkt, dass die Umfangsspannungen innerhalb eines Spritzbetonsegments in Längsrichtung nicht konstant sind, sondern im vorderen, der Ortsbrust zugewandten Bereich größer sind (Abb. 5b). Solche 3D-Effekte können in vereinfachten 2D-Simulationen klarerweise nicht erfasst werden.

In Abb. 6 sind die mittels der 3D Simulation und der 2D Simulationen berechneten Vertikalverschiebungen in Punkt A dargestellt. In den 2D Simulationen wird der Einfluss des zeitlichen Entlastungsschemas der Stützkräfte durch Anwendung zweier verschiedener Funktionen, dargestellt in Abb. 6 rechts, untersucht: (i) ein parabolischer Verlauf nach Pöttler [9] und (ii) ein exponentieller Verlauf. Der Vorentspannungsfaktor λ_0 wird zu 86 % bestimmt, sodass die Vorverfomungen bei 120 h im 2D und 3D Modell im Punkt A übereinstimmen. Bei Betrachtung der Nachverformungen weichen die Ergebnisse der 2D Simulation mit parabolischem Entlastungsschema deutlich von den Ergebnissen der 3D Simulation ab. Durch Anwendung und Kalibrieren des exponentiellen Entlastungsschema mit dem Beiwert $\alpha = 6.5$ wird eine nahezu perfekte Übereinstimmung der Verschiebungsprognose des vereinfachten 2D Modells im Vergleich zum 3D Modell erzielt.

In Abb. 7 ist die zeitliche Entwicklung der Längs- und Umfangsspannungen in der Spritzbetonschale im Bereich der Tunnelfirste im 16. Vortriebssegment dargestellt. Durch die weiteren Ausbruchsschritte nehmen die Spannungen in der Spritzbetonschale instantan zu. Zwischen zwei Ausbruchsschritten nehmen diese jedoch durch Kriechen des Spritzbetons wieder ab. Die in den 2D Simulationen prognostizierten Längsspannungen sind im Vergleich zu jenen der 3D Simulation deutlich niedriger. Die mittels der 2D Simulation mit exponentiellem Entlastungsschema berechneten Umfangsspannungen stimmen mit den Ergebnissen der 3D Simulation bis ca. 168 h überein und nehmen danach zu stark ab. Das 2D Modell mit parabolischem Entlastungsschema prognostiziert zunächst zu niedrige und im weiteren zeitlichen Verlauf zu hohe Umfangsspannungen im Vergleich zum 3D Modell. Zusammenfassend wird eine deutliche Abweichung der Spannungspfade zwischen dem 3D und den 2D Modellen festgestellt.

5 Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wurde der NÖT-Vortrieb eines Abschnitts des Brenner Basistunnels mittels einer nichtlinearen, zeitabhängigen 3D FE-Simulation berechnet und die Ergebnisse mit vereinfachten 2D Ingenieurmodellen verglichen.

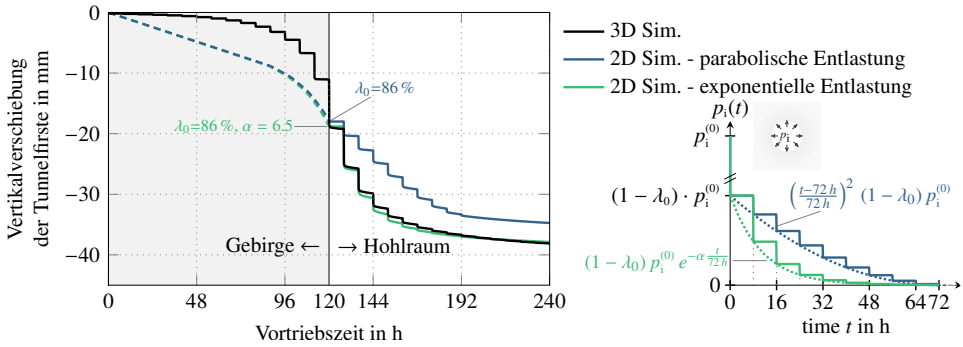


Abbildung 6: Vergleich der Verschiebungen am Punkt A, prognostiziert mittels der 2D und 3D Simulationen.

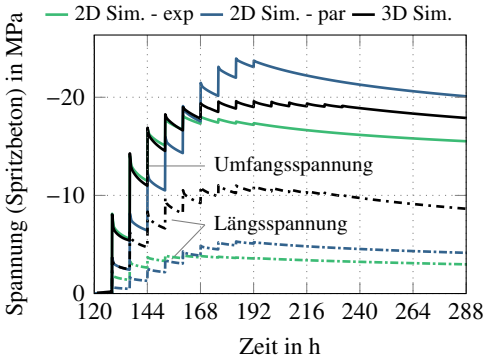


Abbildung 7: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in der Spritzbetonschale, ausgewertet an einem an die Tunnelfirste angrenzenden Element, prognostiziert mittels der 2D und 3D Simulationen.

- Die Ergebnisse der 3D Simulation wurden durch den Vergleich mit den vorhandenen In-situ-Verschiebungsmessdaten des Tunnelabschnitts erfolgreich validiert. Die numerischen Simulationen wurden mit dem MPI-parallelisierten, in C/C++ geschriebenen Finite-Elemente-Code [3] durchgeführt. Die Rechenzeit ergab sich zu 90 h auf 80 Kernen des Intel Xeon E5-2689 und wurde insbesondere durch die Anwendung nichtlinearer Materialgesetze für das Gebirge und den Spritzbeton beeinflusst.
- In der Ingenieurspraxis wird die Komplexität häufig durch die vereinfachte 2D Betrachtung der Problemstellung reduziert. Für diesen Tunnelabschnitt wurde ein vereinfachtes 2D Modell im ebenen Verzerrungszustand abgeleitet, um mögliche Auswirkungen der Vereinfachungen auf das mechanische Verhalten zu untersuchen. Das Entlastungsschema zur Abbildung des Tunnelvortriebs im Rahmen des Stützkraftverfahrens wurde so kalibriert, dass die Vertikalverschiebungen am Ausbruchsrand mit jenen der 3D Simulation übereinstimmen. Dafür wurden ein parabolisches und ein exponentielles Entlastungsschema untersucht, wobei lediglich das exponentielle Entlastungsschema zufriedenstellende Ergebnisse lieferte.
- Trotz der umfangreichen Kalibrierung des 2D Modells unter Zuhilfenahme der Ergebnisse der 3D Simulation, die nicht immer möglich ist, zeigten sich in der Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Spannungen in der Spritzbetonschale signifikante Un-

terschiede. Zur Prognose des Spannungszustandes in der Spritzbetonschale wird somit die Berechnung mittels 3D Simulationen empfohlen.

Danksagung

Dieses Projekt wurde durch die Brenner Basistunnel SE finanziell unterstützt. Die Simulationen wurden teilweise an der HPC-Infrastruktur LEO der Universität Innsbruck durchgeführt.

Literatur

[1] ACI Committee 209: *209R-92: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. 1992

[2] Bažant, Z. P. ; Prasannan, S. : Solidification theory for concrete creep. II: Verification and application. In: *Journal of Engineering Mechanics* 115 (1989), Nr. 8, S. 1704–1725

[3] Gamnitzer, P. ; Hofstetter, G. : Fully coupled multi-phase modelling of pumping induced settlements, air-and water flow in multi-layered normally consolidated soils. In: *Computers and Geotechnics* 79 (2016), S. 10–21

[4] Grassl, P. ; Jirásek, M. : Damage-plastic model for concrete failure. In: *International Journal of Solids and Structures* 43 (2006), Nr. 22-23, S. 7166–7196

[5] Hoek, E. ; Carranza-Torres, C. ; Corkum, B. : Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In: Hammah, R. (Hrsg.): *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada*. Toronto, Ontario, Canada : University of Toronto Press, 2002, S. 267–273

[6] Neuner, M. ; Schreter, M. ; Gamnitzer, P. ; Hofstetter, G. : *On Discrepancies Between Time-Dependent Nonlinear 3D and 2D Finite Element Simulations of Deep Tunnel Advance: A Numerical Study on the Brenner Base Tunnel*. 2019. – Accepted for publication in *Computers and Geotechnics*

[7] Neuner, M. ; Cordes, T. ; Drexel, M. ; Hofstetter, G. : Time-Dependent Material Properties of Shotcrete: Experimental and Numerical Study. In: *Materials* 10 (2017), S. 9

[8] Neuner, M. ; Gamnitzer, P. ; Hofstetter, G. : An Extended Damage Plasticity Model for Shotcrete: Formulation and Comparison with Other Shotcrete Models. In: *Materials* 10 (2017), Nr. 1, S. 82

[9] Pöttler, R. : Time-dependent rock-shotcrete interaction: A numerical shortcut. In: *Computers and Geotechnics* 9 (1990), S. 149–169

[10] Schreter, M. ; Neuner, M. ; Unteregger, D. ; Hofstetter, G. : On the importance of advanced constitutive models in finite element simulations of deep tunnel advance. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 80 (2018), S. 103–113. – ISSN 0886–7798

[11] Svoboda, T. ; Masin, D. : Comparison of displacement field predicted by 2D and 3D finite element modelling of shallow NATM tunnels in clays. In: *Geotechnik* 34 (2009), Nr. 2, S. 115–126

Minisymposium Windingenieurwesen und gekoppelte Probleme

Organisatoren:

- **Dieter Dinkler**
  Technische Universität Braunschweig

- **Roland Wüchner**
  Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München

- **Kai-Uwe Bletzinger**
  Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

A parametric digital process for numerical wind tunnel analysis

David Andersson, Alexander Michalski

Str.ucture GmbH

Abstract: This paper presents and discusses how computational structural wind engineering is used in practice today and in particular how recent developments have made it easier for practicing structural engineers to make use of. Previous research and developments of the authors in the field of computational simulation of wind loaded structures are implemented in a digital workflow to optimize and automate the process of numerical wind tunnel analysis. The workflow will be described in the paper with particular emphasis on the pre- and post-processing. Additionally the paper will also describe and discuss general requirements put on computational wind engineering for simulation of civil engineering structures.

Keywords: computational wind engineering, computational fluid dynamics, effective static wind load distribution

1 Introduction

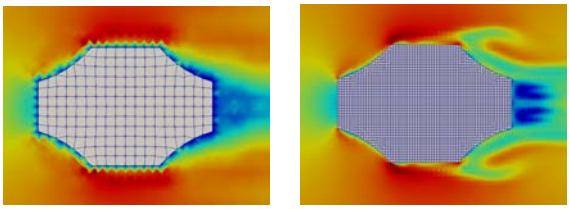
The assessment of wind loads beyond normal codes and standards is generally a challenge for structural engineers. Engineers who are faced with geometrically complex structures or highly flexible structures where a more precise wind load distribution has a noticeable impact on the design of the structure, usually turn to wind engineers for input. These structures have historically been analysed in physical boundary-layer wind tunnels even though computational fluid dynamics (CFD), as we know it, was established already in the second half of the twentieth century. The main reason for this is that simulating the physics of wind loaded structures accurately requires high CPU capacity, which was previously not available. Over the last three decades however, scientific super computing has experienced huge advances in technology, on both the hardware and the software side, which has made computational wind engineering applicable in practice.

2 Requirements on computational wind engineering

The requirements put on CFD analysis in civil engineering are high, in many cases much higher than for other typical CFD applications in for example the aerospace and the automotive industries [5].

Applications within these industries are often streamlined, which implies analysis of a steady flow. This makes it possible to use the Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS) equations to achieve accurate predictions. In civil engineering however, the structures are almost always bluff bodies, which implies that regions with large flow separations will be present. Furthermore, these structures are often subjected to highly unsteady flows. The RANS equations are therefore not adequate and instead the more complete large eddy simulation (LES) model has to be applied. The benefit of using the LES model is that it resolves the turbulent flow more accurately in time and space but the drawback is that it is more computationally expansive.

The separation of the flow that occurs on these bluff bodies puts further demands on the simulation. The flow separation always occurs at the edges and corners of bluff bodies and it is a phenomenon that is needed to be resolved accurately to obtain accurate results. In order to do so the grid size on the surface of the structure and in the vicinity of the structure therefore needs to be small enough. This can lead to a huge increase in the total amount of cells in the simulation. Figure 1 shows an example of the effect that the element size has on the separation around a body.



(a) (b)

Figure 1: (a) shows the separation of the flow field around a body in an analysis with less than 1 M cells and **(b)** in an analysis with almost 4 M cells.

To accurately reconstruct the wind field that is hitting the structure it is important to include the buildings and objects surrounding the structure in the simulation. This leads to a further increase of the total amount of cells in the simulation, but not only because of the larger computational domain that is needed when these objects are considered but also because of the fine grid size required in the regions in between the objects. A finer grid size is required in those regions because of the interaction of the vortices produced by the buildings.

The wind hitting a structure is by nature always unsteady. Additionally, the surrounding objects has a large impact on the unsteadiness of the incoming flow field. This means that the time step needs to be small, often in the order of hundredths of a second, in order to properly capture the fluctuations in the flow. Furthermore, to obtain reliable statistics of peak loads, which are essential for structural design, the simulated real time needs to be long enough to gain the required statistical safety, since time averaged loads or response information is usually not adequate for structural wind engineering problems.

The LES turbulence model, the large amount of cells, the small time step size and the simulation duration all put high demands on the hardware that is performing the simulation. A

normal desktop computer is thus not capable of performing a simulation with this complexity, instead, a high-performance computing (HPC) cluster where the simulation can be run in parallel is required.

3 Description of the digital workflow

The digital workflow links parametric modelling and pre-processing, numerical wind simulations and computational structural analysis together in one complete process.

A plug-in is built for Grasshopper, a parametric design environment in the CAD software Rhino3, to make it possible to create and export geometry and analysis cases for CFD simulation fully parametrically. The plug-in also enables the user to automatically generate multiple analysis cases to be able to study different design parameters.

As previously explained, high-performance computing is essential for numerical wind simulations. Running the CFD analysis on multiple cores in parallel on an HPC cluster is therefore implemented as a natural step in the workflow. The operating system is here changed to Linux since Linux is well suited for high-performance computing, thanks to the scalability, efficiency and performance of the operating system.

For structural wind engineering one of the most important outcomes from the simulation, besides standard flow field visualization, is the prediction of wind loads. Both transient and equivalent static wind loads are automatically generated during runtime of the CFD analysis. The wind loads are then used as input for structural analysis and design in SOFiSTiK (a finite element analysis software).

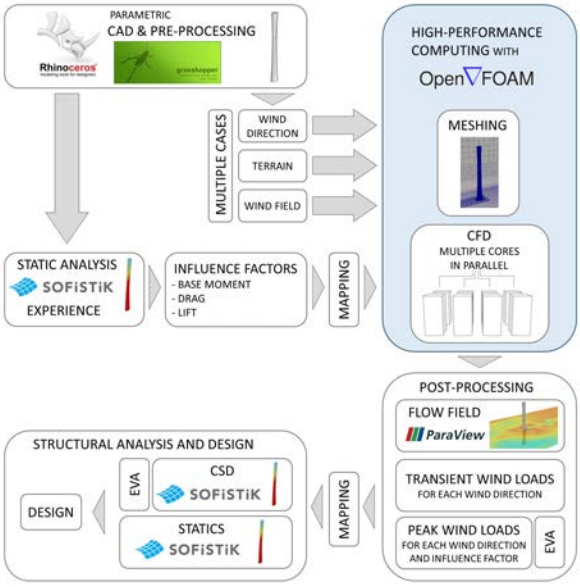


Figure 2: Workflow diagram.

3.1 Pre-processing

The analysis case is generated and pre-processed in Rhino3D and in Grasshopper. Using the developed Grasshopper plug-in one can assign the necessary settings for the simulation and export the geometry and the analysis case for both environments, the structural analysis and the flow simulation.

Using this parametric environment for pre-processing gives the possibility to easily change the setup of the analysis and to study how different parameters, e.g. wind direction and surrounding terrain, effects the wind flow and the structural design.

For structures being built in urban environments the best practice approach says that the structure should be analysed for wind directions every 10°-15°, which leads to 24-36 analysis cases. These analysis cases can for example automatically be generated using the plug-in in order to investigate how the different wind directions effects the design of the structure. Or, one can automatically generate different analysis cases with completely different surrounding terrains to investigate how the development of the surrounding urban space effects the wind loads on the structure. One could even include full scale city models to precisely analyse the wind flow and wind pressure at the specific location where the structure is being built, for predictions of pedestrian wind comfort.

An important part of the numerical wind tunnel analysis is to generate a wind field for the inlet boundary that accurately represents the statistics and the measurements of the geographical location. The parameters needed for generating such a wind field are assigned within one component of the plug-in.

3.1.1 Wind field generation

The generation of the wind field is based on a method initially developed by Mann [6] and further developed by Michalski [7, 8] in the context of wind simulation of lightweight structures.

The model describes a method of generating wind fluctuations synthetically where time and space correlated "frozen" wind fields are calculated based on statistical meteorological data. Velocity vectors are computed for a 3-dimensional point grid with $N_1 \times N_2 \times N_3$ grid points and with a grid spacing of $\Delta Li = Li/Ni$, where L_i $(i = 1, 2, 3)$ is the side lengths of the generated spacial filed. For further detailed information of the method the reader is referred to Mann [6] and Michalski [7, 8] .

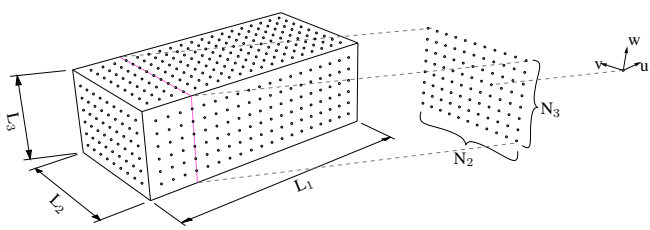


Figure 3: Schematic representation of the wind field generation.

3.2 Solving

OpenFOAM is an open source software for numerical analysis of continuum mechanics and it is used for solving the Navier-Stokes equations for the unsteady incompressible turbulent flows. OpenFOAM is a natural choice of software for the numerical simulations since it is the most used and most thoroughly validated open source software for CFD simulations and it is capable of running many advanced simulations and turbulence models.

The simulations are run in parallel on an HPC cluster. Running a simulation in parallel means that the case is divided into several parts which are all submitted to different computing processors for analysis and when partitioned correctly this will speed up the analysis. Parallel computing does not only offer shorter simulation times but it also makes it possible to run multiple simulations simultaneously, which is a necessity for investigating the influence of different design parameters.

3.3 Post-processing

Wind induced fluctuating pressures on structures are complex by nature and analysing this numerically generates a big data set of results. Two approaches of managing this data is implemented in the workflow.

In the first approach the recorded time history from the CFD simulation is applied as a transient wind load in a computational structural dynamics (CSD) simulation which solves the time varying structural responses, i.e. deflections accelerations, member forces and stresses. In the second approach equivalent, or effective, static wind load (ESWL) distributions are computed for different peak load effects by measuring the correlation of the pressure on different parts of the structure [1, 2, 3]. This approach is generally of special interest for structural engineers, since it produces quasi-static loads in a similar form as the loads found in codes and standards and because it requires standard static structural response simulations which are fast and cheap to perform even for multiple analysis cases.

3.3.1 Quasi static wind load generation

The generation of ESWL distributions is based on the load response correlation (LRC) method, derived by Kasperski and Niemann [4]. The method gives an ESWL for each desired design variable of the structure, e.g. maximum over-turning moment or maximum drag. The resulting equivalent static wind load can be expanded as follows:

$$\hat{p}_{LRC} = \bar{p} + w_B p_B + w_R p_R \tag{1}$$

$\bar{p}$ is the mean pressure on the structure. p_B is the background pressure produced by turbulent fluctuations with low frequencies, i.e. no dynamic response of the structure is present. p_R is the resonant pressure contribution resulting from inertial loads when eigenmodes of the structure is excited by the wind. w_B and w_R are weighting factors.

The resonant component is only of interest in special cases when the structure is especially flexible and has low eigenfrequencies. When the resonant contribution is negligible, the previous equation can be expanded in the following way:

$$\hat{p}_{LRC} = \bar{p} + g_{peak}\rho_{p_i,r}\sigma_{p_i} \tag{2}$$

It has been shown that wind velocity components has an almost Gaussian probability distribution. It can therefore be helpful to think of the previous equation as the mean pressure plus a weighting factor times the standard deviation, where the weighting factor is the product of the peak factor g_{peak} and the correlation factor $\rho_{p_i,r}$. g_{peak} depends on the probability distribution and is defined in an extreme-value analysis (EVA) of the time history. $\rho_{p_i,r}$ describes the correlation between the pressure at section i and the design variable [1, 3].

The mean value, the peak factor and the standard deviation are all variables that are relatively easy to obtain but the LRC coefficient on the other hand, requires further computations. The LRC coefficient is defined with the following formula:

$$\rho_{p_i,r} = \frac{\sum_{j=1}^{N} \beta_j \rho_{p_i,p_j} \sigma_{p_j}}{\left[\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N} \beta_i\beta_j \rho_{p_i,p_j} \sigma_{p_i}\sigma_{p_j}\right]^{1/2}} \tag{3}$$

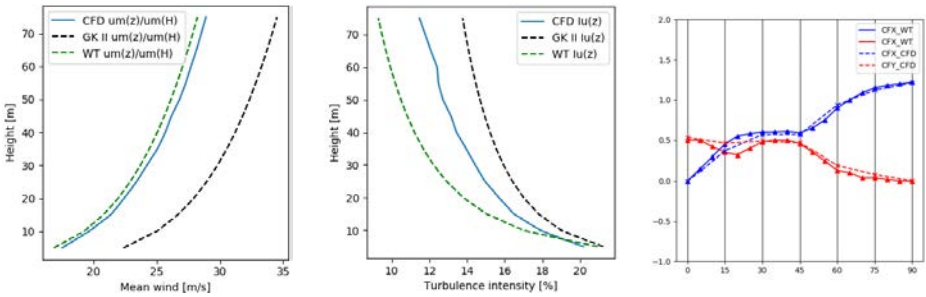
ρ_{p_i,p_j} is a basic statistical parameter that describes the correlation between the fluctuating pressure on section i and on section j. β is the influence factor that is separately defined by the structural engineer. It represents the influence that a unit load has on the design variable. Separate from the wind analysis the structural engineer needs to apply a unit load to each section i of the structure, one at the time, and record the response. This can be done either in a separate structural analysis or by hand and experience when the geometry is simple.

4 Application

A wind tunnel study of a 68 m high bridge column was used as a first test application.

The report from the wind tunnel study presents the mean wind profile and the turbulence intensity measured directly at the inlet of the tunnel. A simulation of an empty wind tunnel was therefore initially performed in order to show that these measurements of the wind field could be reproduced with sufficient accuracy. Wind probes were placed at the inlet in a 20 meters wide and 75 meters high grid with a spacing of 5 meters. The wind velocity was averaged in global Y direction and the wind properties was evaluated over the height of the grid. Figure 4 shows the comparison of the wind field parameters.

Seven analysis cases for different wind directions between 0 and 90 degrees where generated and simulated with the validated wind field as inlet boundary condition. In order to capture the separation of the flow around the column correctly the cases were carefully meshed, resulting in approximately 12 million cells for each analysis. 600 seconds of real-time was simulated over a total of 60.000 time steps for each case. To further validate the simulation aerodynamic force coefficients for the mean wind pressure of the entire column was evaluated and compared with those presented in the report (cf. figure 4c).

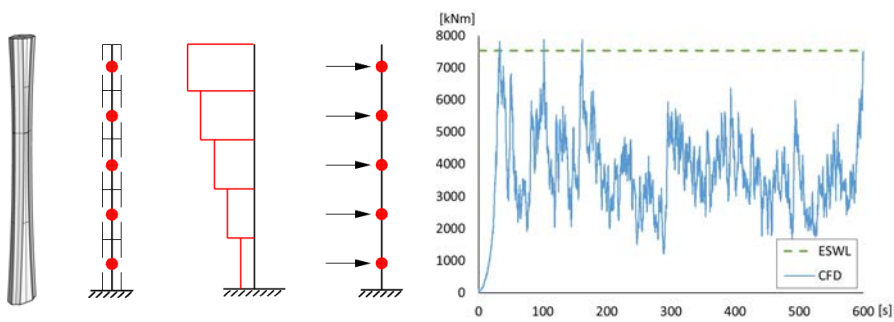


(a) (b) (c)

Figure 4: The mean wind profile and the turbulence intensity of the generated wind field are validated in **(a)** and **(b)**. The comparison of the c_f-values is shown in **(c)**

4.1 Structural static analysis

The column was represented with a simplified beam model in the structural analysis, which means that only the center line of the column was modelled and the respective intermediate cross-section of the column was assigned to each beam element. To obtain an evenly distributed equivalent wind load the column was split into 25 segments along the center line and the integrated force of each segment was measured at each segment's center point during the CFD analysis. That implies that the resulting equivalent wind load will be of the same type, i.e a point load at the center of each segment. Before the equivalent static wind load can be generated, the influence factor β needs to be defined by the engineer. In this case the maximum base bending moment was of interest and a unit load was therefore applied to each segment one by one while the base bending moment was recorded. In trivial cases like this the influence factor can easily be defined without structural analysis since the base moment in this case is the same as the vertical distance from the base to each center point. However, for a more complex structure with a more complex design variable a separate structural analysis can be necessary.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figure 5: The CAD geometry is shown in **a**, a schematic representation of the beam model, the influence factor and the equivalent wind load is shown in **(b)**, **(c)** and **(d)** and the base moment comparison is shown in **(e)**.

A structural analysis was performed with the generated wind load as input in order to evaluate base moment. The ESWL resulting base moment was compared with the time history of the base moment recorded in the CFD analysis (cf. figure 5e). It is noted that the ESWL value is in the range of the peaks in the time history. This is expected since depending on the evaluated peak factor used in equation 2 the generated ESWL represents a wind with a certain return period and with a certain probability of exceedence, meaning that depending on the peak factor there is a higher or lower probability to observe peak values that exceed the ESWL value.

5 Conclusions

The experience of using a numerical wind tunnel for analysis of civil engineering structures is small in comparison to the experience of using a traditional wind tunnel. However, a digital alternative to the classical wind tunnel will offer new design possibilities, since thanks to the parametric and flexible workflow it can be used in early design stages of projects which the traditional wind tunnel can not. This means that the design of the structure can be adapted in a smart and aerodynamic way and not only by sizing up the structural members. However, continued research, development and validation needs to be done in order to build up the experience and to show that the numerical wind tunnel produces reliable and accurate predictions.

References

[1] J. Holmes. *Wind loading of structures*. 2001.

[2] J. Holmes. Modern techniques for effective wind load distributions on large roofs. 2012.

[3] J. Holmes. Effective wind load distributions for large roofs, with incorporation of resonant components. 2016.

[4] M. Kasperski and H.-J. Niemann. The lrc (load-response-correlation) method: a general method of estimating unfavourable wind load distributions for linear and non-linear structural behaviour. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1992.

[5] R. Löhner et al. Recent advances in computational wind engineering and fluid-structure interaction. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2015.

[6] J. Mann. Wind field simulation. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 13, 1998.

[7] A. Michalski. *Numerische Simulation Leicheter Flächentragwerke in Einer Numerisch Generierten Atmosphärischen Grenzschicht*. PhD thesis, 2010.

[8] A. Michalski et al. Validation of the computational fluid-structure interaction simulation at real-scale tests of a flexible 29m umbrella in natural wind flow. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2011.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Winderregte Schwingungen von Beleuchtungsmasten an Verkehrswegen – Bemessung und Gegenmaßnahmen

Mathias Clobes[1], Klaus Thiele[2]

[1]*EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH*
[2]*Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig*

Zusammenfassung: Im Zuge des Ausbaus der BAB 7 bei Hamburg wird ein Abschnitt mit auskragenden Beleuchtungsmasten ausgestattet. Wirbelerregte Querschwingungen in höheren Moden sind dabei maßgebend für deren Dimensionierung. Zur Einhaltung der geforderten Ermüdungssicherheit sind höhere Dämpfungsmaße notwendig als erfahrungsgemäß für solche Tragwerke vorausgesetzt werden können. Um die hochfrequenten Schwingungen zu bedämpfen, wurde die Wirksamkeit eines Impulsdämpfers im Laborversuch vorab bestimmt.

1 Einleitung

1.1 Beschreibung des Bauvorhabens

Im Zuge des Ausbaus der BAB 7 zwischen dem AD Bordesholm und südlich des AD HH Nordwest von vier auf sechs bzw. acht Fahrstreifen, wird der Streckenabschnitt mit Straßenbeleuchtung ausgestattet. Hierzu werden zwisch+en den km 144+916 und km 149+330 insgesamt ca. 160 Stk. Beleuchtungsmaste in Stahlbauweise errichtet.

Die Anfälligkeit von Lichtmasten hinsichtlich Ermüdung unter Windeinwirkung wurde bereits in der Vergangenheit auch durch experimentelle Untersuchungen bestätigt [1], [2].

Die Konstruktion der Beleuchtungsmaste besteht aus einem 3° von der Fahrbahn weg geneigten Mast, mit biegesteif angeschlossenen, im Radius R=30m gebogenem Ausleger, siehe **Abbildung 1**. Die Masthöhen betragen bis ca. h=11 m bei einer Auslegerlänge von bis zu l=9,6 m. Die Profile von Mast und Ausleger bestehen aus Kreishohlprofilen der Stahlfestigkeitsklasse S235. Der Anschluss der Maste an die Gründungskonstruktion erfolgt über Köcherfundamente. Im Regelfall erfolgt die Gründung über in den Boden eingespannte Einzelbohrpfähle.

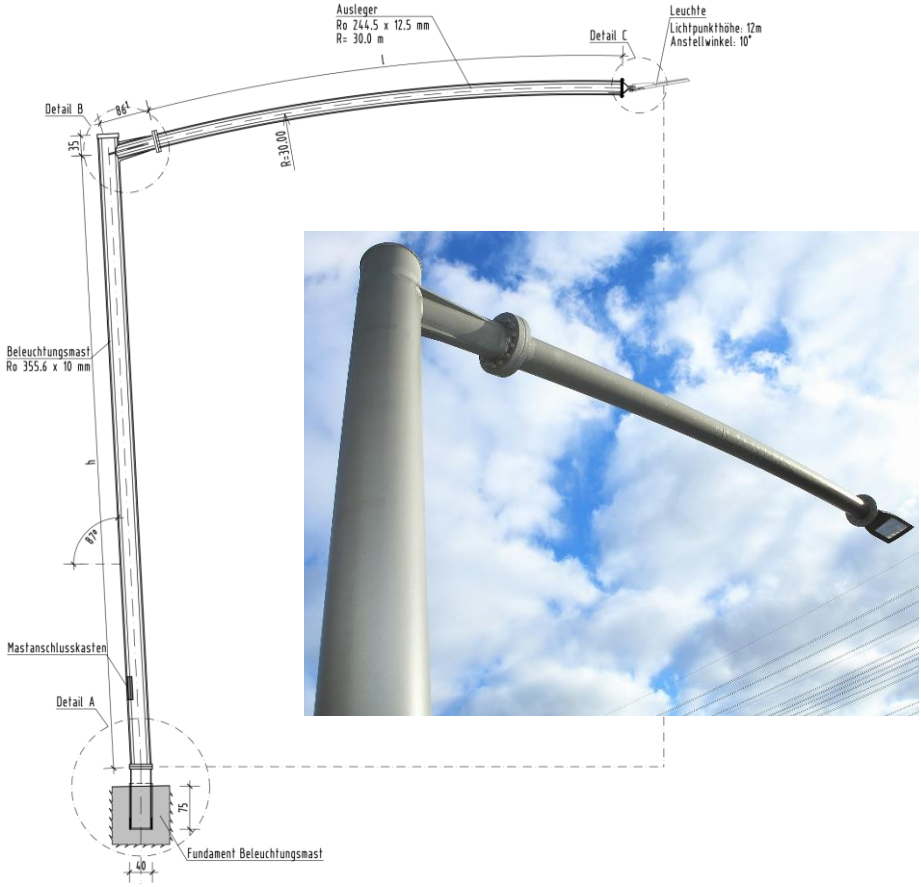


Abbildung 1: Mastansicht, Auszug aus Planungsunterlagen, Foto, EHS

1.2 Tragwerksbemessung und -konstruktion

Maßgebend für die strukturelle Auslegung der Maste ist der Nachweis der Ermüdung unter Wirbelerregung. Aufgrund der vergleichsweise „kleinen“ Durchmesser von Mast und Ausleger sind unter Beachtung der Kombination von Schwingfrequenz und damit einhergehender großer Lastwechselzahl einerseits, sowie der kritischen Windgeschwindigkeit andererseits, ausschließlich höhere Schwingungsmoden, mit in der Regel mehreren Schwingungsknoten in Mast und/oder Ausleger maßgebend, siehe **Abbildung 2**.

Die Annahme starrer Einspannung in die Pfahlkopfplatte führte nach einer Parameterstudie zu ungünstigeren Beanspruchungen und wurde wegen der Unsicherheit in den Bodenkenngrößen als maßgebender Fall für die Tragwerksbemessung zu Grunde gelegt.

Grundsätzlich ist eine resonante Tragwerkserregung infolge Wirbelablösung sowohl am Mast, als auch am Ausleger möglich. Wirbelablösung am Mast kann je nach resonanter Eigenform zu einer horizontalen, oder vertikalen Schwingung des Auslegers führen.

Die Nachweise wurden nach dem Verfahren 1 der DIN EN 1991-1-4 geführt, dem sog. Wirklängenmodell. Mit diesem Verfahren ist es möglich, beliebige höhere Eigenformen sowie ggf. gleichzeitiger Wirbelablösung in unterschiedlichen Durchmesserbereichen im Nachweis zu erfassen.

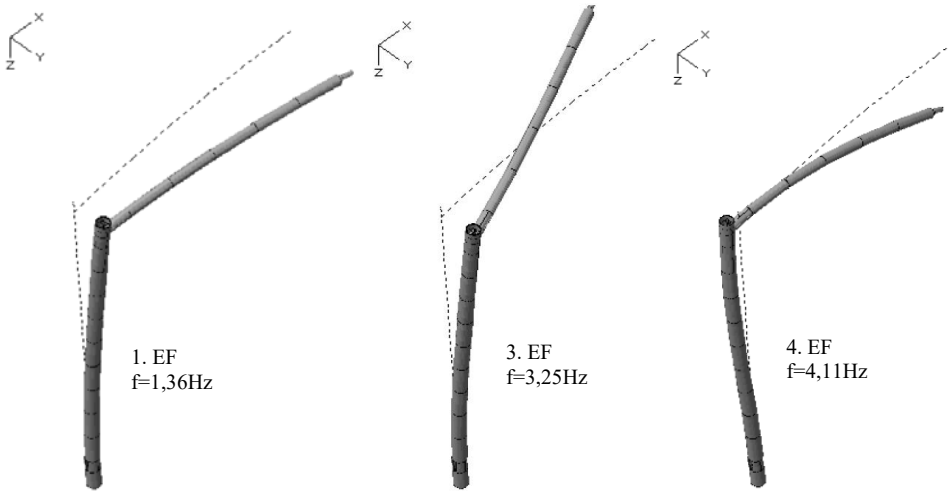


Abbildung 2: Grundschwingungsform und schädigungsrelevante Eigenformen
Beispielmast h=9,9 m, l=7,2 m

Um die Möglichkeit gleichzeitiger Wirbelablösung an Mast und Ausleger zu prüfen, wurde die Breite des Synchronisationsbereichs nach DIN EN 1991-1-4, sowie die untere und obere kritische Windgeschwindigkeit wie folgt bestimmt:

$$v_{crit,lo} = (1-0{,}1)\cdot v_{crit} \;\; ; \;\; v_{crit,hi} = (1+0{,}2)\cdot v_{crit} \tag{1}$$

Gleichzeitige Wirbelablösung an Mast und Ausleger konnte damit für alle untersuchten Lichtmaste ausgeschlossen werden. Die berechneten Amplituden der Schwingungen unter resonanter Wirbelablösung liegen dabei stets im Bereich weniger Millimeter.

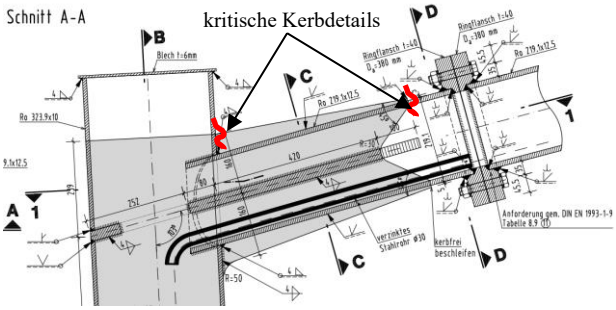


Abbildung 3: kritische Kerbdetails am Anschluss des Auslegers

Trotz einer ermüdungsgerechten Konstruktion der Stahlbaudetails konnte der Nachweis der Ermüdungssicherheit für die geforderte Entwurfslebensdauer von 30 Jahren nicht geführt werden. Wegen der in den oberen Eigenformen großen Schwingspielzahlen hätte hierzu die

Konstruktion signifikant verstärkt werden müssen, um die Nennspannungen unter den Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit zu drücken.

An einzelnen Masten, aber nur für bestimmten Eigenformen waren log. Dämpfungsdekremente von δ=0,020 für eine Erfüllung des Ermüdungsnachweises an bestimmten Konstruktionsdetails notwendig, siehe **Abbildung 3**. Es erschien daher wirtschaftlicher, dass in den Nachweisen für alle Schwingungsformen angesetzte log. Dämpfungsdekrement von δ=0,012 nach DIN EN 1991-1-4, zunächst in-situ messtechnisch zu überprüfen und dann ggf. zusätzliche Dämpfungsmaßnahmen vorzunehmen.

2 Auslegung eines Schwingungsdämpfers

Im Auftrag der Bauherrschaft wurden Voruntersuchungen zur Wirksamkeit und Umsetzbarkeit geeigneter Varianten von Schwingungsdämpfern durchgeführt. Die zu dämpfenden Schwingungen der Lichtmaste sind ausschließlich hochfrequent und reichen von ca. 3 Hz bis 13 Hz. In der Regel sind bei den Lichtmasten nur eine, oder zwei benachbarte Schwingungsformen hinsichtlich der Schädigung maßgebend.

Als Schwingungsdämpfer können über Feder- und Dämpferelemente an das Hauptsystem gekoppelte Massen eingesetzt werden. Hierdurch wird das mechanische Modell eines Schwingungsdämpfers unmittelbar in der Konstruktion umgesetzt, indem die Feder z.B. durch vorgespannte Spiralfedern oder durch die Rückstellwirkung eines Pendels und die Dämpfer z.B. durch Stoßdämpfer oder andere viskos dissipative Bauteile realisiert wird. Nachteilig bei dieser Konstruktion ist zum einen der notwendige Platzbedarf für die Relativbewegung der Masse oder die Ermüdungsempfindlichkeit der Spiralfedern. Es wurde deshalb eine Dämpfervariante gewählt, die als wartungsfrei angesehen werden kann.

2.1 Impulsdämpfer

In einem Behälter angeordnete Kugeln rollen bei einer Schwingung hin und her, stoßen an die Wandung des Behälters, wodurch es zu einem Impulsaustausch zwischen den Kugelmassen und der umhüllenden Konstruktion kommt. Die Richtung der Impulse wirkt idealer Weise der Schwingungsrichtung entgegen, so dass je Schwingungsperiode zwei Impulse in entgegengesetzter Richtung auftreten.

Unterschieden werden können dabei Dämpfer mit einer Kugel je Behälter (IMD=Impact Mass Damper), oder solche mit mehreren Kugeln in einem Behälter (PID=Particle Impact Damper). Bei Letzteren kommt es zusätzlich noch zu Kollisionen der Kugeln untereinander, siehe **Abbildung 4**.

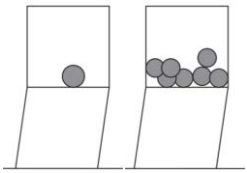


Abbildung 4: Prinzip Kugel-Impulsdämpfer aus [4], links IMD, rechts PID

Impulsdämpfer auf Basis anschlagender Massen z. B. „System Fette“, werden seit Jahrzehnten erfolgreich zur Reduktion wirbelerregter Querschwingungen bei Schornsteinen eingesetzt. Der Vorteil der PID liegt in der einfacheren Bauweise, da nicht für jede Kugel ein separater Behälter hergestellt werden muss. Darüber hinaus ist durch die untereinander auftretenden Kollisionen der Kugeln und das damit verbundene „chaotische“ Verhalten eine breitbandigere Wirkung des Dämpfers zu erwarten. Hinzu kommt, dass PID vollkommen Wartungsfrei sind und einfach auf das Tragwerk abgestimmt werden können. Nachteilig bei den PID ist, dass deren mechanisches Verhalten nicht vertretbarem Aufwand einer direkten numerischen Simulation zugänglich ist.

Über den baupraktischen Einsatz und Versuche von PID berichtet u.a. PETERSEN in [3]. Hier werden zur Abwehr Regen-Wind-induzierter Schwingungen von Hängern an Stabbogenbrücken PID eingesetzt.

2.2 Entwurf und Vorbemessung eines PID

Im Rahmen des Entwurfs eines PID ist man für eine vereinfachende rechnerische Behandlung auf eine Überführung in einen äquivalenten Impulsdämpfer mit einer Kugel (IMD) auf Basis von Analogiebetrachtungen angewiesen, siehe **Abbildung 5**. Über solche Analogiebetrachtungen und deren experimentelle Absicherung wird u.a. von LU ET AL. in[5], [6]sowie von PAPALOU & MASRI in [7] berichtet.

Basis für die Ableitung des äquivalenten IMD sind identische Kugelmassen und Packungsdichten ρ von PID und IMD, wobei die Packungsdichte der Quotient aus Kugel- und Behältervolumen ist. Nach einer Überführung des PID in einen äquivalenten Impulsdämpfer (IMD) kann die Auslegung des Dämpfers auf Basis der Arbeiten von POPPLEWELL & LIAO sowie MASRI erfolgen [8], [9]. Es liegt damit das mechanische Modell nach **Abbildung 6** vor.

In [8] wird eine geschlossene Lösung des vorstehenden Modells unter harmonischer Fremderregung bereitgestellt. Hieraus lässt sich das für eine minimale Antwortamplitude x notwendige optimale Dämpferspiel d bestimmen. Behälterabmessungen und Kugelanzahl des PID können dann so gewählt werden, dass das Dämpferspiel des äquivalenten IMD dem optimalen Dämpferspiel nach [8] entspricht.

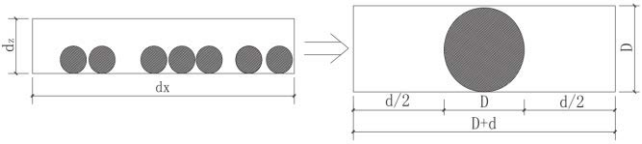


Abbildung 5: PID und äquivalenter IMD aus [5]

3 Laborversuche

3.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Am Institut für Stahlbau der TU Braunschweig wurden erste Vorversuche zur Prüfung der Wirksamkeit eines Impulsdämpfers durchgeführt, um Unsicherheiten in der rechnerischen

Auslegung zu quantifizieren. **Abbildung 7** zeigt den Versuchsaufbau im Labor des Instituts für Stahlbau.

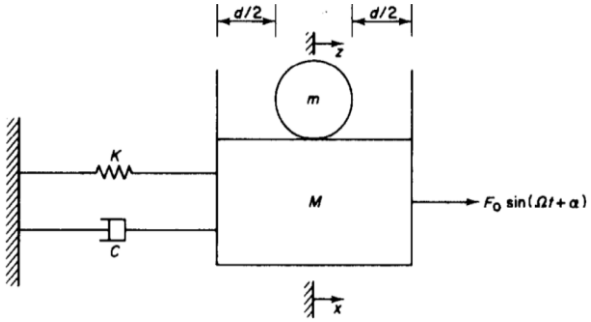


Abbildung 6: Prinzip Impulsdämpfer aus [8]

An einem starren Metallrahmen hängt ein mit Federstählen abgehängter Schwingtisch. Der Schwingtisch nimmt den Schwingungsdämpfer im Originalmaßstab auf und kann mittels zusätzlicher Spiralfedern horizontal verspannt werden kann. Hierdurch kann ein Frequenzbereich von 3 Hz bis 10 Hz für den Schwingtisch erreicht werden, womit der Bereich der ermüdungsrelevanten Schwingungen für die Lichtmaste weitgehend abgedeckt wird. Gemessen werden die horizontalen Beschleunigungen des Schwingtisches in Ausschwingversuchen. Hierbei wurden verschiedene Parameter wie Schwingfrequenz, Kugelanzahl, Behältergröße und Masse des Schwingtisches variiert.

Abbildung 7: Schwingtisch mit Dämpfermodell, 3-lagig mit Doppelkammer

3.2 Versuchsauswertung und -ergebnisse

Die Bestimmung der Wirksamkeit des Kugeldämpfers erfolgt vereinfachend ausschließlich auf Basis eines im Experiment bestimmten log. Dämpfungsdekrementes δ_{ges} für den Schwingtisch. Von diesem Wert wird die Eigendämpfung des Versuchsaufbaus von δ=0,015 abgezogen.

Abbildung 8 zeigt das Ergebnis eines Ausschwingversuchs mit optimierter Kugelanzahl. Deutlich sichtbar ist das Abknicken der Messkurve nach ca. 1,5 Sekunden im linken Bild, hier ist die Schwingamplitude so klein, dass keine Kugelkollisionen mit der

Dämpferwandung mehr stattfinden. Das rechte Bild zeigt den für die Dämpfungsermittlung verwendeten Messabschnitt. Der Amplitudenbereich für die entspricht im Mittel dem Arbeitsbereich für den Lichtmast unter Wirbelerregung.

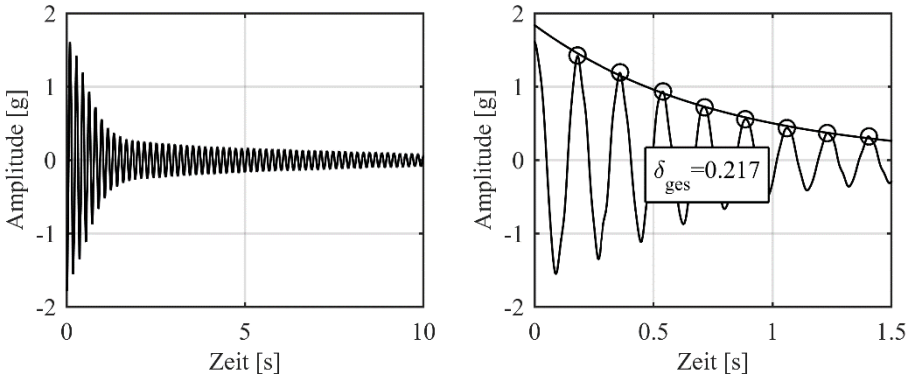


Abbildung 8: Ausschwingversuch, f=6,0Hz, 2x20 Kugeln ∅25mm, ρ=40,4%, μ=m/M=11%

Auf Basis der theoretischen Betrachtungen nach [8] am äquivalenten IMD unter stationärer Erregung ergibt sich bei gleichen Dämpferparametern ein vielfach höherer Wert für die erreichbare Dämpfung, als im Ausschwingversuch gemessen werden kann. Dies kann auf den Unterscheid zwischen den abnehmenden Amplituden im Ausschwingversuch und der Annahme stationärer Bedingungen in [8] zurückgeführt werden.

Der in den Versuchen nachgewiesene Dämpfungseffekt des PID genügt aber auch im Originalmaßstab bei vielfach höheren modalen Massen und bei praktisch realisierbaren Massenverhältnissen von μ=1% bis 2%, um das notwendige Dämpfungsdekrement von δ_{ges}=0,02 zu erreichen. Die Abweichung zwischen der theoretischen optimalen Dämpferauslegung und den Versuchsergebnissen wurde im Rahmen des Dämpferentwurfs als Sicherheitsbeiwert berücksichtigt.

Zusammenfassung

Für geplante Lichtmaste konnte eine ausreichende Ermüdungssicherheit unter wirbelerregten Querschwingungen rechnerisch unter Ansatz normativer Werte für die Dämpfung nicht nachgewiesen werden. Für den Fall, dass sich im Rahmen von in-situ Messungen keine ausreichende Dämpfung nachweisen lässt, wurden Impulsdämpfer (PID) entworfen und der Entwurf im Rahmen von Vorversuchen messtechnisch überprüft.

Hierbei zeigten sich deutliche Abweichungen zwischen Dämpfungsmaßen, die in Ausschwingversuchen bestimmt wurden und solchen aus Berechnungen unter stationärer Erregung äquivalenter Impulsdämpfer (IMD). Diese Abweichungen sollen in weiteren Versuchsreichen näher untersucht und auch quantifiziert werden.

Da für die Lichtmaste nur geringe Dämpfungen von maximal δ_{ges}=0,02 benötigt werden, konnte die Eignung des PID für den vorgesehenen Anwendungszweck prinzipiell bestätigt werden.

Literatur

[1] PEIL, U.; BEHRENS, M.: Fatigue of tubular steel lighting columns under wind load. Wind & Structures, Vol 5, S. 463-478, 2002

[2] NCHRP Report 469: Fatigue-resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports, 2002

[3] PETERSEN, C.: Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau. 2001

[4] LI, K.; DARBY, A. P.: Modelling a buffered impact damper system using a spring-damper model of impact. 2009

[5] LU, Z. ET AL.: Particle impact dampers: Past, present and future. Structural Control and Health Monitoring, Wiley & Sons, 2017

[6] LU, Z. ET AL.: Experimental and analytical study on the performance of particle tuned mass dampers under seismic excitation. Earthquake Engng Struct. Dyn., S. 697-714, 2017

[7] PAPALOU, A.; MASRI, F.: Performance of Particle Dampers under random Excitation. Transactions of the ASME, Vol 118, S. 614-618, 1996

[8] POPPLEWELL, N.; LIAO, M.: A simple design procedure for optimum impact dampers. Journal of Sound and Vibration, S. 519-526, 1991

[9] MASRI, S. F.: General Motion of Impact Dampers. The Journal of the acoustical Society of America, S. 229-237, 1969

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Extreme und langzeitige Windbelastungen von Fassaden

Frank H. Kemper

Center for Wind and Earthquake Engineering (CWE), RWTH Aachen University

Zusammenfassung: Für die Planung anspruchsvoller Bauvorhaben ist die Prognose abgesicherter Extremlasten, die auf die Fassadenflächen im Bemessungssturm einwirken, unerlässlich. Von besonderer Bedeutung ist dabei, wie der Begriff Extremlast definiert ist und wie entsprechende Kennwerte gewonnen werden können. In besonderen Fällen, beispielsweise bei Ermüdungsgefahr oder einer Zeitabhängigkeit der Materialkennwerte, ist auch die langzeitige Belastung von Bedeutung.

1 Einleitung

Jegliche Form der Windlasteffekten von Bauwerken wird durch die fluktuierenden Oberflächendrücke hervorgerufen, die infolge der Umströmung der Bauteile entstehen. Die Art und Weise, wie die Luftströmung dabei durch den Baukörper selbst, oder durch benachbarte Bauteile und Bauwerke beeinflusst wird, hat einen Einfluss auf die Druckamplitude und dessen Vorzeichen.

Zur Identifikation von realistischen Lasteffekten für die Planung und Bemessung von Bauwerksfassaden müssen somit eine Reihe von Aspekten berücksichtigt werden:

- Windangebot am Standort
- Umgebungssituation des Baukörpers
- Form und Gestalt des Bauwerks
- Anfälligkeit für dynamische Effekte

Die drei erstgenannten Punkte sind unweigerlich für die Bewertung der Lastwirkungen in geeigneter Form zu erfassen. Hierzu stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung, auf die im Abschnitt 2 mit Blick auf den Standortwind und im Abschnitt 3 mit Blick auf das

aerodynamische Verhalten näher eingegangen wird. Für die extreme Lastsituation am Baukörper ist sind die charakteristischen äußeren (engl. *external, 'e'*) Lastwerte, abhängig von der Position i am Baukörper und der Anströmrichtung Θ wesentlich:

$$\hat{w}_{pe,i}(\Theta) = q_p \cdot \hat{c}_{pe,i}(\Theta) \;\; \text{bzw.} \;\; \check{w}_{pe,i}(\Theta) = q_p \cdot \check{c}_{pe,i}(\Theta) \tag{1}$$

Dabei steht q_p für den Böengeschwindigkeitsdruck am Standort und $c_{pe.i}$ für den aerodynamischen Druckbeiwert an der äußeren Fassadenseite am Ort i. Mit $\hat{c}_{pe}$ und $\check{c}_{pe}$ ist dann der jeweils statistisch abgesicherte maximale bzw. minimale Wert gemeint.

Allgemeinhin wird für die zu berücksichtigenden Fassadenlasten die Abhängigkeit der Anströmrichtung Θ vernachlässigt und somit nur mit den einhüllenden Last- bzw. aerodynamischen Beiwerten gerechnet. Im Rahmen dieses Aufsatzes soll aber bewusst auf die tatsächlichen Abhängigkeiten eingegangen werden, da auch nur bei deren Kenntnis überhaupt eine sichere Bestimmung der Einhüllenden Lastwerte möglich ist.

Der in der Aufzählung letztgenannte Punkt stellt eher eine Ausnahmesituation für die Fassadenlasten dar. Nichts desto trotz gibt es durchaus Grenzbereiche, bei denen eine genauere Untersuchung geboten ist. Hierauf wird im Abschnitt 4 eingegangen.

2 Böengeschwindigkeitsdruck am Standort

Die Windbelastung, die sich an den Oberflächen der Baukörper im Verlaufe seiner vorgesehenen Standzeit einstellt, ist zunächst davon abhängig, an welchem Standort sich das Bauwerk befindet. Alle wesentlichen Kenngrößen, die zur Beschreibung der standortbezogenen Windeinwirkungen verwendet werden, wie zum Beispiel die maximale mittlere Windgeschwindigkeit, die Böenwindgeschwindigkeit sowie die Auftretenshäufigkeit von Geschwindigkeiten und Richtungen, hängen von der geographischen Lage und der regionalen Topographie ab.

Zur Modellierung der Windbelastungen an einem Standort werden in Deutschland Windzonenkarten und Geländemodelle verwendet, die diesen Einflüssen Rechnung tragen sollen. Es ist dabei üblich, dass der Einfluss der Windrichtungen vernachlässigt wird. Mit Blick auf die Bemessung der Gebäudehülle bedeutet dies, dass in der Regel die maßgebende Windgeschwindigkeit für alle Windrichtungen angesetzt wird.

Die Auswertung der Referenzgeschwindigkeit (definiert in Geländekatekorie 2, Höhe 10m, Wiederkehrperiode 50 Jahre) am Standort des Bauwerks, kann anhand von Messdaten, die an ordentlichen Messstationen erhoben wurden, erfolgen. Der Deutsche Wetterdienst DWD stellt solche Daten aus seinem umfangreichen Messnetz mittlerweile kostenfrei zur Verfügung.

Mit Blick auf die Eignung einer Messstation für einen konkreten Standort ist zu klären, ob die räumliche Distanz zwischen Erfassungsstation und geplantem Bauwerk akzeptabel ist und ob es topographische Besonderheiten gibt, die die Übertragung beeinträchtigen könnten.

Die vorhandenen Messdaten werden richtungsbezogen klassiert und auf Messfehler analysiert. Anschließend erfolgt die Bestimmung der richtungsbezogenen Jahresextrema. Schließlich kann die Extremwertstatistik vorgenommen werden. Hierzu wird die *BLUE, best linear*

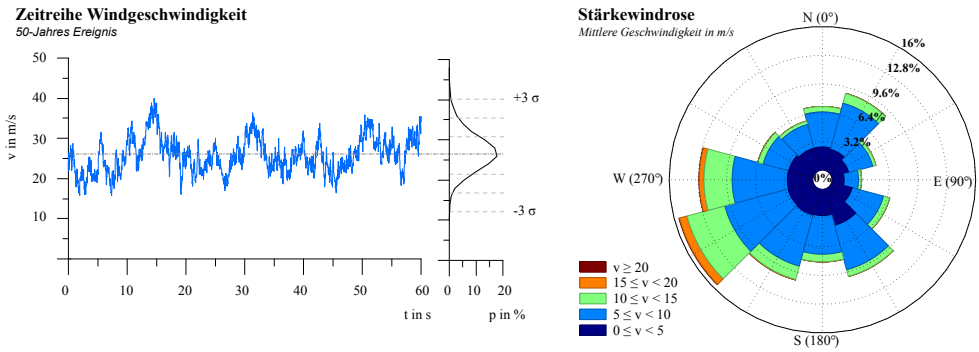


Abbildung 1: Exemplarische Zeitreihe einer Windgeschwindigkeit und statistisch ausgewertete Stärkewindrose

unbiased estimator-Methode mit ihren unterschiedlichen Varianten (Lieblein, Cook etc. - Quellen in [8] genannt), je nach Datenbasis empfohlen. Alternativ die *POT, peak over threshold* Methode, bei der extreme Einzelereignisse einen geringeren Einfluss auf das Prognoseergebnisse haben, verwendet werden (s. dazu ebenfalls [8]).

Für Standardfälle sind die Angaben der Windlastzonenkarte nach EN 1991-1-4:2010/NA für Deutschland völlig ausreichend. Sie wurden auf Basis der Untersuchungen in [3] erstellt. In der Neufassung des Eurocode EN 1991-1-4:2020 wird es zudem erstmalig eine Windzonenkarte für ganz Europa geben, hier musste zuvor noch auf die jeweiligen nationalen Anhänge zurückgegriffen werden.

Für richtungsabhängige Untersuchungen macht die detailierte Analyse von Standortwetterdaten auch bei vorhandenen Normwerten Sinn, da die Richtungsabhängigkeit allenfalls pauschal in den Normen berücksichtigt wird. In Bild 1 sind exemplarisch eine Windgeschwindigkeitszeitreihe (50-Jahres Wind) und eine statistisch ausgewertete Stärkewindrose für einen Standort gezeigt.

3 Extreme Windlasten

3.1 Statistische Methoden

Unabhängig davon, wie die Informationen über das aerodynamische Verhalten bestimmt werden - sei es experimentell im Windkanal oder auf Basis numerischer Simulation - ist eine angemessene statistische Auswertung der Daten notwendig.

Der gemäß Windlastnorm EN 1991-1-4 [2] definierte äußere Druckbeiwert (sei es $c_{pe,1}$ oder $c_{pe,10}$ für eine Referenzfläche von 1 bzw. 10m^2) ist ein sog. charakteristischer Beiwert. Gemäß EN 1990 [1] gilt somit: „Der charakteristische Wert der klimatischen Einwirkungen beruht auf der 98-%-Nicht-Überschreitungsfraktile der Extremwertverteilung der wesentlichen zeitveränderlichen Basisvariablen für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode dieser Basisvariablen von 50 Jahren.“

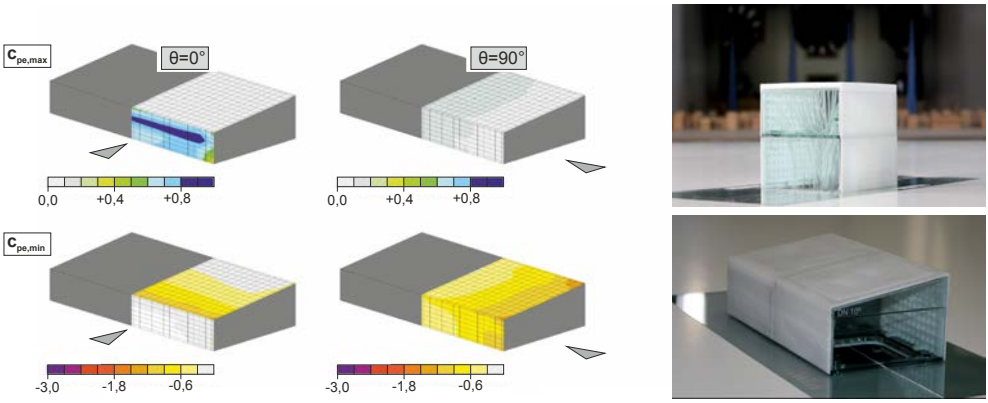


Abbildung 2: Beispielhafte Darstellung von gemessenen Fassadendrücken aus unterschiedlichen Richtungen anhand einfacher Windkanalmodelle

Es kommt hier in besonderer Weise zum Tragen, dass die Windlast eine veränderliche Einwirkung ist. Diese Veränderlichkeit resultiert zum einen aus den wechselnden und schwankenden Windgeschwindigkeiten im Zustrom des Bauwerks (Anströmturbulenz) und andererseits aus den turbulenten Ablösungen am Baukörper selbst (Körperturbulenz). Allgemein ist hier auch die Rede vom Übertragungs- oder aerodynamischem Admittanzverhalten.

Die in EN 1990 [1] genannten „wesentlichen zeitveränderlichen Basisvariablen“ für die Windbelastung von Bauwerken sind deshalb gleichsam die Windgeschwindigkeit und der Oberflächendruck – die geforderte Nicht-Überschreitensfraktile bezieht sich folglich auf die kombinierte Wirkung aus beiden beschriebenen Schwankungskomponenten. Entsprechend müssen beide Schwankungsanteile auch analysiert werden können.

Die Frage, wie genau diese statistische Absicherung für Windlasten vorzunehmen ist, wurde in den vergangen Jahrzehnten häufig behandelt und ist auch Teil aktueller Forschungsarbeiten. Im wesentlichen ist die Aufgabe vergleichbar zur statistischen Absicherung der Windgeschwindigkeit, wie in Abschnitt 2 beschrieben. Dabei geht es zu dem auch um Vertrauensintervall und somit um den Umfang und die Qualität der Datengrundlage. Eine aktuelle Untersuchung hierzu liegt mit [4] vor. Im folgenden Abschnitt wird näher darauf eingegangen.

3.2 Charakteristische Lastbeiwerte

Die natürliche Windströmung, die auf ein Bauwerk zuströmt, wird vom Baukörper – abhängig von seiner geometrischen Ausbildung – verdrängt und damit auch in seiner Charakteristik verändert. Die örtliche oberflächennahe Luftströmung und die entstehenden Druckfelder resultieren dementsprechend aus einer Überlagerung der zufälligen Windströmung und der durch Körperturbulenz und Verdrängung hervorgerufenen Effekte. Letztere werden allgemein unter dem Begriff der aerodynamischen Admittanz gefasst. Damit sind Übertragungsprozesse gemeint, die die Transformation von Anströmgeschwindigkeit in unterschiedliche

Abbildung 3: Beispiel für ein komplexes Windkanalmodell, Pro7Sat1 Media Campus, München

Arten von effektiven Belastungen beschreiben. Dies können beispielsweise Druck-, Kraft- oder Momenten-Effekte sein.

Grundsätzlich besteht für Druckbeiwerte eine Abhängigkeit von der abzubildenden Lastfläche. Dies liegt daran, dass der Wind aufgrund seiner Böigkeit und der am Bauwerk entstehenden turbulenten Ablösungen stark schwankend wirkt und die Korrelation dadurch bei steigender Flächengröße abnimmt. In der Eurocode Norm EN 1991-1-4 [2] wird dies durch die Angabe von zwei Beiwerten für die Flächengrößen von 1m^2 bzw. 10m^2 berücksichtigt. Das Korrelationsverhalten wirkt sich besonders bei großen Fassadenflächen unter Berücksichtigung ihres Tragverhaltens aus [6].

Für die Bestimmung von charkteristischen Druckbeiwerten sind heutzutage unterschiedliche Verfahren bekannt. Nicht mehr zeitgemäß im Bereich der Fassadenlasten sind Verfahren, die den Anforderungen an die Bestimmtheit des Sicherheitsniveaus nicht gerecht werden können (äqivalentes Böenkonzept oder Spitzenfaktormethode). Stattdessen werden statistische Methoden angewendet, die die Forderung nach der zugestandenen Auftretenwahrscheinlichkeit nachweislich erfüllen können. Dies sind Extremwertmethoden auf Basis entsprechend geeignet Rohdaten aus Windkanalversuchen oder aus numerische Simulation.

Neben der Forderung nach der bereits erwähnten Nicht-Überschreitensfraktile von 98% für die Tragwerkseffekte gibt die Norm EN 1990 [1] auch vor, dass die statistischen Unsicherheiten aufgrund einer begrenzten Zahl von Daten (Stichprobenumfang) berücksichtigt werden soll. Dies wird über ein gefordertes Vertrauensintervall von 75% näher spezifiziert. Diesem Aspekt sind viele Studien in der Vergangenheit nicht explizit nachgegangen, bzw. man hat sich auf ëine ausreichende Zahl"von Stichproben berufen. In [4] zeigt *Kasperski* eine Methodik auf, die einen entsprechenden Nachweis mithilfe entsprechender Anpassungsfaktoren erlaubt. Es handelt sich entsprechend um eine *BLUE* Methode, wie in Abschnitt 1 beschrieben.

Neben der beschriebenen Thematik gibt es aufgrund der starken räumlichen und zeitlichen Fluktuation der Druckfelder auf der Bauwerkshülle noch weitere Fragestellungen:

1. Die Lastkorrelation, das heißt der Grad der Gleichzeitigkeit der Lastextreme in benachbarten Flächen wird nicht erfasst. Dies ist insbesondere für die Dimensionierung von Tragwerksstrukturen mit großen Lasteinzugsflächen von Relevanz.

2. Die Berücksichtigung der ungünstigsten Windlastverteilung in Bezug auf den jeweils betrachteten Tragwerkseffekt stellt den Tragwerksplaner eigentlich vor eine unlösbare Aufgabe. Auch hier stellt sich deshalb die Frage nach einer ungünstigsten, jedoch realistischen Lastverteilung.
3. Die Richtungsabhängigkeit der aerodynamischen Beiwerte ist in der Windlastnorm unzureichend berücksichtigt, da nur die ungünstigsten Beiwerte innerhalb eines Strömungssektors von $\Delta\Theta = \pm 45°$ angegeben sind.

Die Aufgabenstellung ist also, wenn man eine realistische Bewertung ermöglichen möchte, hochgradig komplex. Aus diesem Grund ist es auch alles andere als einfach, die notwendigen Daten in geeigneter Weise zu beschaffen und auszuwerten. Hier stehen einerseits klassische Windkanalversuche (s. Abbildungen 2 und 3) und anderseits aktuelle numerische Verfahren zur Verfügung. Beide Verfahren haben ihre Vor- und Nachteile. Wesentlich bei der Bestimmung von Fassadenlasten ist es aber, dass die Daten auch die für die Analyse einfließenden Daten auch die zuvor genannten Effekte abbilden können und Daten für die beschriebenen Methoden liefern können.

Neben den zuvor adressierten geschlossenen Fassaden gibt es ebenfalls Fassaden mit Porosität (z.B. Lochbleche, Seilgewebe, Drahtgewebe etc.), für die eine Windlastermittlung auf Basis der Norm schwierig möglich ist. Hierzu wurden in der Vergangenheit vom Verfasser ebenfalls Untersuchungen veröffentlicht, beispielsweise sei hier [5] genannt.

3.3 Einfluss strukturdynamischer Effekte

Mit strukturdynamischen Effekten ist hier gemeint, dass die Druckschwankungen, die auf die Struktur einwirken, zu resonant überhöhten Verformungen (Schwingungen) und Lasteffekten führen. Als anregende Mechanismen kommen unterschiedliche in Frage, auf die an dieser Stelle nicht im einzelnen eingegangen werden kann (Böenresonanz, Wirbelerregung, Selbsterregung).

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass ein ausreichend hohe Eigenfrequenz benötigt wird, um unerwünschte dynamische Effekte zu limitieren. Beispielsweise gibt EN 1991-1-4 [2] ganz pauschal eine Forderung für Fassadenelemente von 5 Hz an. Da heutzutage Im Fassadenbereich mit einer Vielzahl von neuen Systemen, z.B. segelähnlich vorgespannten Membranen etc. gearbeitet wird, sollte man mindestens in diesen Sonderfällen eine gezielte Überprüfung der Eigenfrequenzen vornehmen, zudem spielt auch die Dämpfung ein große Rolle. Dem Verfasser sind Schadensfälle bekannt, die auch oberhalb der genannten Frequenzgrenze bei schwach gedämpften Membransystemen auftraten.

4 Langzeitige Windlasteffekte

Möchte man näheren Einblick in die Häufigkeit von Fassadenbeanspruchungen und deren Wechselraten erlangen, so kommt man nicht umhin sich näher mit dem Admittanzverhalten

(s. Abschnitt 3) auseinanderzusetzen. Aufgrund der turbulenten Ablösungen an den Bauwerkskanten entstehen beispielsweise leeseitig von scharfen Bauwerkskanten stark verwirbelte Strömungsbereiche, die mit hohen Schwankungsanteilen in dem oberflächigen Drücken einhergehen. Diese Lastwechsel können derzeit nicht zutreffend beurteilt werden, da die Windlastnormen beispielsweise nicht einmal Angaben zu Mittelwerten und Standardabweichungen machen. Zudem bedarf eine genauere Auswertung im Rahmen von Betriebsfestigkeitsbewertungen auch einer tieferen analytischen Vorgehensweise, die auch statistische Momente höhere Ordnung in die Betrachtung einbezieht.

Anhand von vorliegenden Daten aus Windkanalversuchen, die im Rahmen eines umfangreichen Forschungsvorhabens zu industriellen Baukörpern durchgeführt wurden, sind mit Blick auf die hier formulierte Fragestellung gezielte Auswertungen durchgeführt worden. Dabei wurden die Druckschwankungen in unterschiedlichen Bereichen der Fassade eines Baukörpers und für unterschiedliche Anströmrichtungen bezüglich der Häufigkeit von Amplituden ausgewertet. Hierzu wurde die Rainflow-Analyse als Zählmethode verwendet, die auch auf der Beanspruchungsseite bei Betriebsfestigkeitsuntersuchungen von metallischen Werkstoffen verwendet wird.

Für den vorliegenden Beitrag wurden nun die im Zeitbereich vorliegenden Daten ausgewertet. Dabei wurde mit Blick auf das Nachweisformat zum einen analysiert, wie häufig die Amplituden der Druckbeiwerte in einem Referenzzeitraum von T=600s erreicht werden. In der Abbildung 4 (Links) ist ein entsprechendes Histogramm für eine zentrale Messstelle bei luvseitiger Anströmung dargestellt. Es wird deutlich, dass es innerhalb des Zeitraumes eine sehr hohe Druckfluktuation gibt, die größten Häufigkeiten aber mit moderaten Beiwerten im Bereich von $c_{pe} = 0{,}25$ einhergehen. Der für die luvseitig in der Normung festgelegte Beiwert von $c_{pe} = 1{,}0$ wird hier nicht mit einer nennenswerten Häufigkeit ausgegeben. Dies liegt daran, dass dieser höhere Beiwert aus einer Extremwertstatistik (s. Abschnitt 3) kommt, die mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von einmal in 50 Jahren abgesichert ist.

Zusätzlich zeigt die Abbildung 4 (Mitte) auch die Häufigkeiten der aufgetretenen Geschwindigkeiten der Beiwerte-Änderungen. Diese Information ist nach Kenntnis der Verfasser bislang noch nicht im Rahmen von Windkanalversuchen an Fassadenflächen bewertet worden.

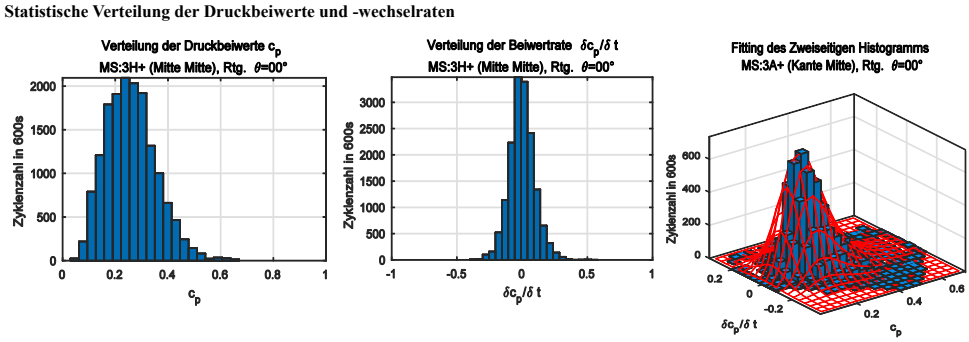


Abbildung 4: Darstellung der Häufigkeiten von Fassadendrücken (Links), der zugehörigen Wechselraten (Mitte) sowie zweiseitige Klassierung (Rechts) [6]

Sie wurde hier ermittelt, da das dauerhafte Tragverhalten von Klebstoffen auch eine zeitabhängige Komponente aufweist. Aus diesem Grund, ist die gezeigte Häufigkeitsverteilung wesentlich für die Entwicklung entsprechender Verfahren.

Die zuvor dargestellten Betrachtungen bilden lediglich ein 10-minütiges Windlastereignis ab (und zwar den 50-Jahres Bemessungswind). Das Gesamtlastkollektiv ergibt sich erst, wenn auch die Variabilität der Windgeschwindigkeiten am Standort und die Richtungsvariation richtig berücksichtigt wird. Die entsprechende Formulierung der kumulierten Zyklen lautet:

$$N(c_p,c_p') = \sum_u \sum_\Theta f(u,\Theta) \cdot n(c_p,c_p',u,\Theta) \tag{2}$$

Damit hat man eine vollständige Beschreibung der zu erwartenden Amplituden, der zugehörigen Lastgeschwindigkeiten und der Häufigkeiten innerhalb des vorgesehenen Bemessungszeitraumes. Weitere Ausführungen zu diesem Thema im Kontext von geklebten Fassaden können [7] entommen werden.

Literatur

[1] EN 1990:2012 Basis of Design. (2012)

[2] EN 1991-1-4:2012 Actions - Wind loading on structures. (2012)

[3] KASPERSKI, M. : A new wind zone map for Germany. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 90 (2002), S. 1271–1287

[4] KASPERSKI, M. ; YUAN-LUNG, L. : How to cope with statistical uncertainties due to a limited number of wind tunnel runs - an overdue solution for good wind tunnel practice. In: *ICWE 15 Conference, Beijing* (2019)

[5] KEMPER, F. H. ; FELDMANN, M. : Wind load assumptions for permeable cladding elements considering the installation context. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 184, S. 277–288

[6] KEMPER, F. H. ; FUNKE, A. ; KUHNHENNE, M. ; FELDMANN, M. : Bewertung von komplexen Windlasteinwirkungen auf die Gebäudehülle. In: *Stahlbau* 86, Nr. 10, S. 907–916

[7] KEMPER, F. H. ; LEDECKY, M. ; PASTERNAK, H. ; FELDMANN, M. : Zeitabhängige Windbeanspruchungen von geklebten Fassadenanschlüssen. In: *Bauingenieur* 92 (2017)

[8] PALUTIKOF, J. P. ; BRANSON, B. B. ; ADOCK, S. T.: A review of methods to calculate extreme wind speeds. In: *Meteorol. Appl.* 6 (1999), S. 119–132

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Neue Richtlinien für das Windingenieurwesen

Rolf-Dieter Lieb[1], Casimir Katz[2]

[1]*I.F.I. Institut für Industrieaerodynamik GmbH, Aachen*
[2]*SOFiSTiK AG, Oberschleißheim*

Zusammenfassung: Das Wind Engineering wird immer wichtiger. Die Neufassung der EN 1991-1-4 und der Klimawandel stellen alt bewährte Ansätze in Frage. Innovative Konstruktionen ergeben neue Belastungsfälle, die untersucht werden müssen.
Um die Qualität der angewandten experimentellen, wie zukünftig auch numerischer Methoden sicherzustellen, hat die WtG (Windtechnologische Gesellschaft e.V.) die Überarbeitung des im NA zitierten WtG-Merkblatts „Über Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik“ und die Erstellung einer neuen Richtlinie zu numerischen Verfahren vorangetrieben. Wir berichten über den aktuellen Stand.

1 Windingenieurwesen

Die Windtechnologie ist ein interdisziplinäres Fachgebiet und umfasst als weitgespannter Anwendungsbereich die Gebiete der

- Meteorologie
- Strömungslehre
- Statik und Dynamik
- Konstruktionslehre
- Betriebsfestigkeitslehre
- Messtechnik

Der Wind kann ausgedehnte Sach- und Personenschäden verursachen, er ist ferner verantwortlich für die Ausbreitung von Schadstoffen. Luftströmungen können günstig für die Belüftung aber auch unkomfortabel auf vielfältige Art sein. Alle diese Windfolgen haben Bedeutung beim Entwurf von Bauwerken einschließlich der Auslegung haustechnischer Anlagen (z. B. Klima- und Lüftungsanlagen).

1.1 Gründe für vertiefte Untersuchungen

In den meisten Fällen reichen für die statischen Belastungen die Windlastannahmen der Normen DIN EN 1991-1-4 und DIN EN 1991-1-4/NA aus, um ein Bauwerk mit angemessener Sicherheit zu entwerfen. Die Frage, ob ein Windkanalversuch oder eine numerische Simulation zu empfehlen oder sogar zu fordern ist, stellt sich immer dann, wenn die Beanspruchungen, die von Windkräften erzeugt werden, einen erheblichen Teil der Gesamtbeanspruchungen ausmachen oder wenn die Windlast zum Verlust des stabilen Gleichgewichts führen kann. Das gilt insbesondere für leichte Bauweisen oder flexible, schwingungsanfällige Konstruktionen sowie hohe Bauwerke. Die Normangaben sind stets konservativ abgefasst und treffen häufig nicht auf die individuelle Gestalt eines Bauwerks zu. Deshalb können ein Windkanalversuch und/oder numerische Untersuchungen empfehlenswert sein, um einen im Hinblick auf Baukosten und Sicherheit optimalen Lastansatz für den Entwurf zu erreichen. Eine solche Untersuchung wird zudem erforderlich, wenn der durch den Stand der Technik abgedeckte Erfahrungsbereich verlassen wird. Dies gilt für viele zusammengesetzte Gebäudeformen, kann aber auch bei Besonderheiten des statischen und dynamischen Verhaltens zutreffen, z.B. wenn Wind Schwingungen in mehreren Eigenfrequenzen anregen kann.

Darüber hinaus gibt es aber auch viele Problemstellungen, die in den Normen gar nicht im Detail geregelt sind. Dazu gehören

- Windlasten parallel zu Fassaden oder auf Anbauteile (z.B. PV-Aufdachanlagen) sowie an zusammengesetzten Baukörpern
- Sondereffekte der Windlasten im Zusammenwirken mehrere Gebäude (z.B. Düseneffekte, Windschattenwirkungen, Wirbelschleppen, etc.)
- Windgeschwindigkeitsverteilungen zur Ermittlung des Windkomforts sowie als Grundlagen zur Berechnung von Stofftransport (Rauch, Schadstoffe etc.).
- Strömungsfelder infolge thermischer Effekte (ggf. in Verbindung mit Strahlungsmodellen zur Bestimmung der Oberflächentemperaturen).
- Kopplungen von dynamischem Bauwerksverhalten mit der Strömung (Fluid-Struktur-Interaktion (FSI), Wind-Wellen-Interaktion)

1.2 Die Windtechnologische Gesellschaft WtG

Die Windtechnologische Gesellschaft wurde am 6. Juli 1987 anlässlich der "7th International Conference on Wind Engineering" in Aachen gegründet. Als gemeinnütziger Verein mit Sitz in Aachen hat sie sich die Förderung der Windtechnologie im deutschen Sprachraum (für Deutschland, Österreich und die Schweiz) zum Ziel gesetzt, hat aber auch Mitglieder aus anderen Nachbarstaaten. Neben der Organisation regelmäßiger wissenschaftlicher Tagungen beschäftigt sich die WtG mit der Zuarbeit zu Normenausschüssen und hat in der Vergangenheit das oben genannte Merkblatt zur Windkanalanwendung herausgebracht, das im Nationalen Anhang zum Eurocode als Referenzliteratur für die Eigenschaften der Windkanäle zitiert wird.

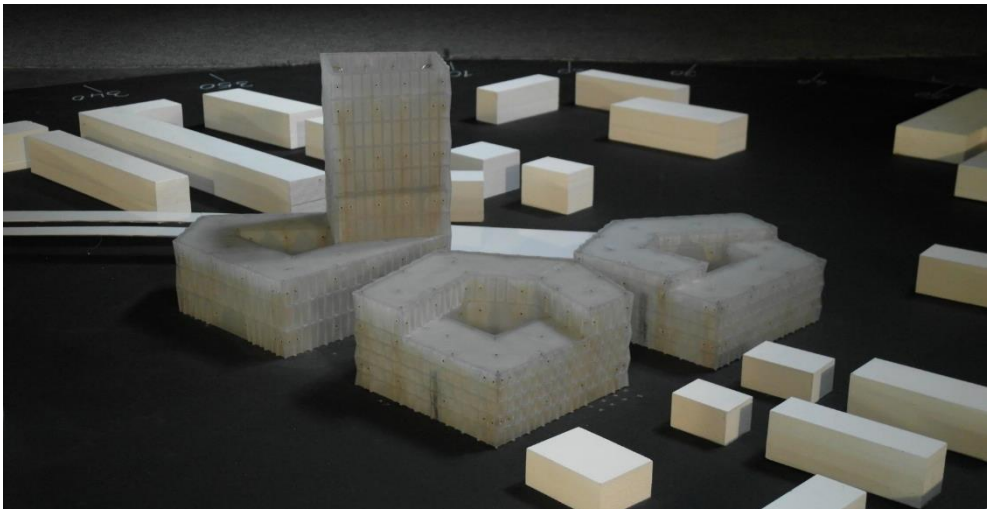
Die WtG hat in den letzten Jahren begonnen, diese Richtlinie zu überarbeiten und zwei weitere Richtlinien zu Untersuchungen des Windkomforts und zu numerischen Verfahren im Windingenieurwesen zu erarbeiten, da auch ein Fokus der aktuellen Neufassung der EN 1991-1-4 ist, weitere Vorgaben zur Anwendung von Windkanalversuchen und numerischen Verfahren zu geben. Parallel sind in den letzten Jahren in anderen Ländern (USA, Japan) separate Richtlinien und Normen zur Regelung dieser Sektoren erschienen, so dass sich ein

international anerkannter Stand der Technik sehr viel klarer herauskristallisiert, als das zum Zeitpunkt der Abfassung des ursprünglichen Merkblatts der Fall war.

2 Richtlinien und Merkblätter der WtG

Im Gegensatz zu einer Norm, die manchmal sehr stringente Regeln enthält, definiert eine Richtline Regeln, die angewendet werden sollen, um qualitätsvolle Ergebnisse zu erhalten. Sie kann im Zuge einer anderen Vorschrift als verbindlich erklärt werden, hat aber für sich allein noch keine Rechtskraft. Im Gegensatz zu einer Norm, bei der man sich zumindest in Deutschland bemüht, Lehrbuchwissen zu vermeiden, soll eine Richtlinie oder vor allem ein Merkblatt auch Dinge erklären, die nicht allgemein bekannt sind. Die drei WtG-Merkblätter richten sich daher sowohl an Ingenieure und Architekten, die einen Windkanalversuch oder numerischen Untersuchungen durchführen lassen und die Ergebnisse anwenden als auch an Betreiber von Windkanälen oder Anwender numerischer Berechnungen zur Ermittlung von Strömungswirkungen im Bereich der Bauwerksbelastung.

2.1 WTG-Merkblatt über Windkanalversuche in der Bauwerksaerodynamik



Das Merkblatt stellt eine Überarbeitung des 1996 erschienenen WtG-Merkblatts Nr. WtG 001/1996 über „Windkanalanwendungen in der Gebäudeaerodynamik“ [1] dar. Sie soll einerseits Ingenieure und Architekten unterstützen, die einen Windkanalversuch durchführen lassen und die Ergebnisse anwenden. Es soll andererseits für die ausführenden Untersuchungsstellen, die Windkanalbetreiber, eine gemeinsame Basis zur Verfügung stellen im Hinblick auf Mess-, Skalierungs- und Auswertemethoden für Versuche in Grenzschichtwindkanälen. Insofern ist das vorliegende Merkblatt auch an Anwender von in Windkanalversuchen ermittelten Ergebnissen und als Leitfaden an Windkanalbetreiber gerichtet.

Das Merkblatt enthält Leitlinien für die Durchführung von Windkanalversuchen in der Bauwerksaerodynamik. Es behandelt experimentelle Untersuchungen über die Windwirkungen an starren oder schwingfähigen Bauwerken. Ziel solcher Untersuchungen ist es, zuverlässige Auslegungsdaten für die Tragkonstruktion oder einzelne Konstruktionsteile und für die Bekleidungen (Dach, Fassaden, etc.) zu gewinnen. Daher ist der Einsatz von Grenzschichtwindkanälen, d.h. von solchen Windkanälen, in denen der natürliche Wind in geeigneter Weise maßstäblich simuliert wird, diesem Merkblatt zugrunde gelegt. Häufig werden Windkräfte auch durch orographische Besonderheiten am Bauwerksstandort oder durch die umgebende Bebauung erheblich beeinflusst. Daher werden zusätzlich auch Verfahren zur Untersuchung großräumiger und lokaler Windfelder eingeschlossen.

2.1.1 Eigenschaften der Anströmung

In der Vergangenheit wurden lediglich die Geschwindigkeitsprofile für verschiedene Rauigkeitsklassen unterschieden sowie das dazu überwiegend inverse Profil der Turbulenzintensität in Strömungsrichtung. Mit der Neufassung der Richtlinie werden umfangreichere Daten bezüglich auch der Querrichtungen der Turbulenz, der zulässigen Abweichungen im Messquerschnitt sowie der Turbulenzspektren und turbulenten Längenmaße ergänzt.

In den erläuternden Abschnitten wurden die aktuellen Ansätze für die Eigenschaften der Anströmung aus der Meteorologie sowie der kommenden Neufassung des Eurocode bereits integriert.

2.1.2 Allgemeine Anforderungen an Grenzschichtwindkanäle

Die bereits nach dem bisherigen Merkblatt durchgeführten Ringversuche hatten eine weitgehende Übereinstimmung der statischen Windlastergebnisse sichergestellt. Infolge der Erkenntnisse aus neuerer Literatur werden nun zusätzliche Anforderungen an die einzuhaltenden Eigenschaften gestellt, um vermehrt auch dynamische Windlastergebnisse vergleichen zu können.

2.1.3 Messgeräte und Messverfahren

Die Liste der Messgeräte und Messverfahren wird mit der neuen Ausgabe des Merkblatts dem Stand der Technik angepasst. Dabei werden auch die Anforderungen an z.B. die Abtastfrequenzen und Umrechnungen von Modell- auf Originalmaßstab präzisiert und erweitert.

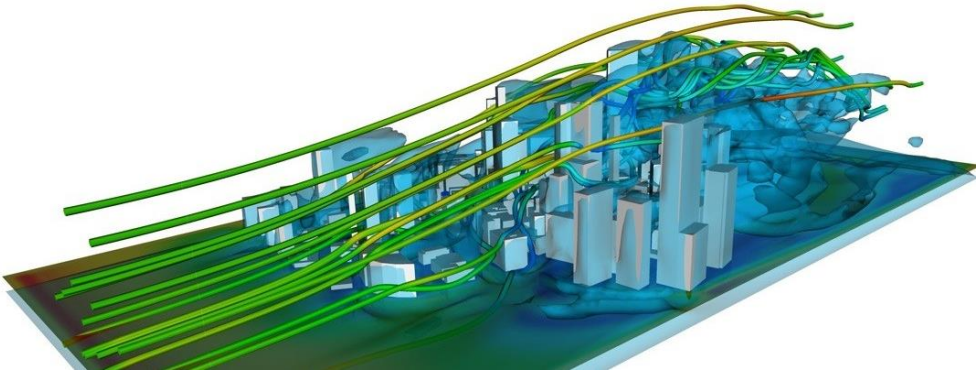
2.1.4 Interpretation der Windkanalergebnisse für den Entwurf

In diesem Kapitel findet man eine umfassende Darstellung welche Daten für quasistatische und dynamische Beanspruchungen benötigt werden und wie man diese aus den Messreihen des Versuchs erhalten kann.

2.1.5 Inhalt des Windkanalversuchsberichts

Mit der Neufassung des Merkblatts für Windkanalversuche werden die Anforderungen an die Dokumentation solcher Versuche erstmals deutlich formuliert, da in der Vergangenheit die Berichte für den Anwender oft gar keine Prüfung der verwendeten Randbedingungen erlaubten, da diese schlichtweg selten dokumentiert waren. Dies soll auch die Vergleichbarkeit der Versuchsdurchführungen verschiedener Marktteilnehmer verbessern.

2.2 WTG-Merkblatt über numerische Methoden in der Bauwerksaerodynamik



Das Merkblatt soll Ingenieure und Architekten unterstützen, die numerische Windsimulationen durchführen lassen und die Ergebnisse anwenden wollen. In der Fachwelt hat sich dafür die Abkürzung CFD (Computational Fluid Dynamics) etabliert. Es soll andererseits für die ausführenden Untersuchungsstellen, die Ersteller der Berechnung, eine gemeinsame Basis zur Verfügung stellen im Hinblick auf Modellierungs- und Auswertemethoden für Simulationen in der atmosphärischen Grenzschicht. Es kann und soll weder die Beschäftigung mit den Grundlagen der Strömungsmechanik noch die Verantwortung des Ingenieurs für seine Berechnungsergebnisse ersetzen.

Das Merkblatt enthält Leitlinien für die Durchführung von numerischen Simulationen in der Bauwerksaerodynamik. Für numerische Berechnungen muss die verwendete Software verifiziert sein, d.h. es muss durch den Hersteller sichergestellt sein, dass die Gleichungen korrekt implementiert wurden. Sie muss aber durch den Anwender auch hinsichtlich der Eignung für das vorliegende Problem validiert werden. Der Anwender muss sich also darüber klarwerden, ob er die richtigen Gleichungen löst, d.h. das richtige numerische Modell gewählt hat. Das klingt einfacher als es ist, da die vollständige Beschreibung turbulenter Strömungen, wie sie für Windwirkungen typisch sind, nach den Navier-Stokes-(Differential-)Gleichungen mehr Unbekannte enthalten als mit den Erhaltungssätzen der Physik bestimmt werden können. Daher sind für jeden CFD-Code eine teilweise Modellierung der Turbulenzeigenschaften mit zusätzlichen empirischen Gleichungen und/oder eine Vereinfachung des Turbulenzmodells erforderlich. Hierzu liegen zwar über 40 Jahre Forschungsergebnisse vor, deren Anwendbarkeit aber oft engen Grenzen unterliegt.

Eine solche Validierung sollte an Hand von Versuchen oder Naturmessungen erfolgen, in bestimmten Fällen werden auch Referenzdaten aus ausgesuchten Windkanälen hierfür verwendet. Mit entsprechender Erfahrung kann ein Anwender dies auch mit bereits erfolgten ähnlichen Problemstellungen belegen.

Die Anforderungen an die Ergebnisse einer CFD-Berechnung können in drei Gruppen eingeteilt werden:

- Qualitative Aussagen über eine Strömung, die mit experimentellen Methoden nicht oder nur aufwändig ermittelbar sind, die Anforderungen an die absolute Genauigkeit sind dabei eher gering

- Inkrementelle Änderungen die sich bei einer Parameterstudie ergeben. Man geht davon aus, dass sich dann die Fehler teilweise herauskürzen. Dies ist unter Umständen auch als Vorstudie zu einem Windkanalversuch sinnvoll.
- Absolute Werte, bei denen die geforderten Genauigkeiten sich aus der Bemessungsaufgabe ableiten. Dabei müssen charakteristische Werte ermittelt werden, die eine von der Norm geforderte Versagenswahrscheinlichkeit erreichen.

Diese Anforderungen können nicht mit allen numerischen Verfahren gleichermaßen erreicht werden, zudem spielt unter Umständen auch die Extremwertstatistik der Auswertung der Einzelergebnisse eine nicht unerhebliche Rolle. Das Merkblatt wird daher die folgenden Kapitel umfassen:

2.2.1 Bemessung und Sicherheitskonzepte

Die Nachweise gemäß Eurocode erfolgen nach dem Teilsicherheitskonzept mit charakteristischen Werten. Damit stellt sich die Frage wie genau gerechnet werden muss und wie charakteristische Werte für eine dynamische stochastische Größe (Wind) so ermittelt werden können, dass das Bemessungskonzept nach Norm mit quasistatischen resultierenden Einwirkungen weiterarbeiten kann.

2.2.2 Die natürliche Anströmung

Wie beim Windkanal auch muss die Anströmung in der Berechnung so weit als möglich dem natürlichen Wind entsprechen. Das wird dadurch erschwert, dass numerische Modelle meist deutlich weniger Parameter aufweisen als der natürliche Wind. Die Windmodellierung die sowohl im Windkanal als auch für numerische Berechnungen in Anlehnung an die Normparameter angesetzt wird, stellt dabei eine wesentliche Vereinfachung der realen Meteorologie dar.

2.2.3 Modellbildung

Ein numerisches Modell umfasst eine Modellierung der dreidimensionalen Geometrie inklusive der Rauigkeiten der Oberflächen und unter Vernachlässigung so mancher Details. Wie beim Windkanal auch sind verschiedene Grenzwerte bei der erforderlichen Abmessung und der Modellierung des Umfelds des Berechnungsgebietes zu beachten.

Hinzu kommt ein Modell der Strömung, dass turbulente viskose Strömungen abbilden soll. Eine direkte Lösung der Gleichungen ist für die im Windingenieurwesen vorkommenden Reynoldszahlen nicht möglich, so dass manche kleinskalige Effekte nicht simuliert, sondern nur modelliert werden können. Dazu sind verschiedene Modelle verfügbar, die für verschiedene Effekte in der Strömung jeweils optimiert wurden.

Zu jeder Simulation gehören auch Randbedingungen. Außer der numerischen Grenzschicht ist insbesondere das Verhalten der Strömung an Wänden und Ablösepunkten ein sehr komplexes Problem.

2.2.4 Numerische Umsetzung

Nahezu jede Numerik ist eine Näherungslösung. Daher muss der Konvergenz wie auch der Güte der Berechnung ein besonderes Augenmerk zugewendet werden. Der Einfluss der Netzeinteilung wie auch die mögliche Abhängigkeit von der Größe des numerischen

Zeitschritts bei instationären Berechnungen und dessen Auswirkungen auf eventuelle spektrale Filterungen müssen überprüft werden.

2.2.5 Dokumentation

Damit Ergebnisse einer Berechnung durch Dritte nachvollzogen oder bewertet werden können, sind detaillierte Informationen zum verwendeten Programm und den konkreten Eingabedaten sowie zum verwendeten Rechenverfahren und der gewählten Diskretisierung in Raum und ggf. Zeit erforderlich.

2.2.6 Verifikation und Validierung

Es ist nicht nur sicher zu stellen, dass das Programm richtig rechnet (Verifikation) sondern auch dass die Ergebnisse mit der Wirklichkeit bzw. dem angestrebten Simulationszweck entsprechen. Das Merkblatt sieht hier entsprechende Regeln vor, wie eine solche Validierung durchzuführen ist. Dies umfasst neben der eigentlichen Bewertung der Ergebnisse letztendlich auch Hinweise zum Nachweis entsprechender Fachkenntnisse. Eine Validierung muss sich immer am Einzelfall orientieren, eine Übertragung auf andere Fragestellungen ist in diesem Gebiet nur selten möglich.

2.2.7 Simulationsergebnisse für den Entwurf

Wenn eine numerische Berechnung anstelle eines Windkanalversuches verwendet werden soll, so sind natürlich die gleichen Anforderungen an die Auswertung und Bewertung der Ergebnisse zu richten wie dort. Spannend wird die Frage, welche Schlussfolgerungen aus einer vereinfachten Berechnung im Vorentwurf für spätere Planungsschritte gezogen werden können.

2.2.8 Validierungsdaten

Im Anhang des neuen Merkblattes der WtG zu numerischen Berechnungen sollen auch geeignete Validierungsdaten mit entsprechenden Hinweisen zu deren Verwendungsmöglichkeiten aufgenommen werden.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Überarbeitung der Windkanalrichtlinie liegen langjährige Erfahrungen vor, die „nur“ noch zusammengestellt und aufgeschrieben werden mussten. Zudem haben sich die Anwender von Windkanalversuchen über Jahre mit Ringversuchen untereinander abgeglichen. Jedoch beeinflussen auch die Entwicklungen der neuen Normen die Anforderungen an die moderne Versuchstechnik nicht unerheblich.

Die Methode CFD ist zwar bei der Untersuchung von Strömungen an sich seit langem ein erprobtes Verfahren. Aber bei der numerischen Ermittlung von Lastannahmen liegen noch sehr wenig Erfahrungen vor. In manchen Ländern ist diese Methode sogar grundsätzlich nicht zugelassen, in anderen ist eine Anwendung mit entsprechender Validierung jedoch erlaubt. Um hier für Deutschland eine vernünftige Beurteilungsgrundlage zu schaffen, erarbeitet die WtG aktuell das Merkblatt „

In beiden Anwendungsfällen werden die Merkblätter der WtG wichtige Akzente setzen.

Literatur

[1] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG E.V., WTG-MERKBLATT NR. WTG 001/ 1996 – WINDKANALVERSUCHE IN DER GEBÄUDEAERODYNAMIK, AACHEN, 1996

[2] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG E.V., WTG-MERKBLATT – WINDKANALVERSUCHE IN DER GEBÄUDEAERODYNAMIK, AACHEN, STAND 2019

[3] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG E.V., WTG-MERKBLATT – WINDKOMFORT IM STADTRAUM, AACHEN, STAND 2019

[4] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG E.V., WTG-MERKBLATT – ÜBER NUMERISCHE METHODEN IN DER BAUWERKSAERODYNAMIK, AACHEN, STAND 2019

[5] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., DIN EN 1990:2010: EUROCODE: GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG, BEUTH-VERLAG, 2010

[6] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., DIN EN 1991-1-4:2010-12: EUROCODE 1: EINWIRKUNGEN AUF TRAGWERKE – TEIL 1-4: ALLGEMEINE EINWIRKUNGEN – WINDLASTEN, BEUTH-VERLAG, 2010

[7] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: NATIONALER ANHANG – NATIONAL FESTGELEGTE PARAMETER – EUROCODE 1: EINWIRKUNGEN AUF TRAGWERKE – TEIL 1-4: ALLGEMEINE EINWIRKUNGEN – WINDLASTEN, BEUTH-VERLAG, 2010

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Advancements in vortex particle methods for aeroelastic analysis of line-like structures

Guido Morgenthal, Igor Kavrakov, Samir Chawdhury

Institute of Structural Engineering, Chair of Modelling and Simulation of Structures, Bauhaus Universität Weimar.

Abstract: The paper presents numerical extensions of Vortex Particle Methods (VPM) for aeroelastic analysis of line-like structures such as long-span bridges. The pseudo-3D VPM is a coupled algorithm that considers the structural behaviour in 3D with flow modelled in 2D. This multi-strip model is able to predict the changes in vorticity flow due to the variation of cross-section along the longitudinal axis. To model inflow fluctuations, the wind field is modelled externally, converted into vortex particles, and finally, they are released in the free stream to introduce turbulence to the downstream section. As an application study, the flutter and buffeting analysis of Great Belt bridge is briefly presented. Another extension is presented for 2D VPM to model large-displacement fluid-structure interaction (FSI) of thin-walled flexible systems. A structural solver based on corotational finite element method is coupled with the 2D VPM to model geometrically nonlinear effects. The flow-induced interaction of T-shape cantilever and flexible membrane roof of a building have been presented.

1 Introduction

Modelling of flows past bluff or moving bodies is very much challenging. Experimental studies are always considered as standard procedures, however the advantages that make the numerical methods increasingly popular are their ability to predict the full-scale aerodynamic behaviour and clear visualization of interesting flow phenomena around bluff or moving flexible bodies. The numerical approaches such as the VPM have gained significant interest in recent years, particularly in the direction of bluff body aerodynamics. The VPM is principally based on the particle discretisation of the vorticity field in a Lagrangian form of the governing Navier-Stokes equations. It has been found to be computationally very efficient for solving 2D FSI problems over the grid-based methods. Initially, the immersed boundary techniques were implemented for the VPM for simulation of flows past bluff bodies of complex geometry [13, 14, 15] for analyses of complex aerodynamic phenomena in long-span bridges. The

technique of seeding vortex particles was implemented further within the mentioned solver to model inflow turbulence for buffeting analyses [3, 2, 8, 9].

2 Advancements in Pseudo-3D Vortex Methods

The high computational cost to conduct a complete 3D CFD analysis inspired advances in the Pseudo-3D approaches that capture the 3D structural behaviour, while modelling the fluid in 2D. The laminar Pseudo-3D Vortex Method attempts to include the structural behaviour in 3D while modelling the fluid in 2D by planes (strips) along the span by employing the strip assumption (cf. Fig. 1, left). It was first used for bridges by Morgenthal and McRobie [12], including further extensions in terms of GPU programming [11] and free-stream turbulence [8]. The structural dynamics can be advanced in both physical or reduced (modal) coordinates (cf. Fig. 1, right). With this, several improvements can be made, despite the simplification of the 3D flow effects. These improvements include: (i) varying cross-sectional geometry along the structure, (ii) varying mean wind speed for each section and most importantly, (iii) the inclusion of an arbitrary number of structural modes which are necessary for adequate representation of 3D structural behaviour.

In case of laminar free-stream, it is reasonable to assume that the self-excited forces are fully correlated over one element, as noted by Scanlan [19]. However, the energy transfer between modes can severely affect the flutter limit and VIV amplitudes, and thus, it is necessary to consider the 3D dynamic behaviour of the structure. For long-span bridges, particular applications of the laminar free-stream Pseudo-3D vortex methods can be the estimation the VIV response and flutter analysis.

The VIV response can be a critical criterion for the serviceability limit state and is typical for deep concrete box girders. As an example, Pseudo-3D analyses were performed on the Niterói bridge by Morgenthal et al. [11]. This bridge is a multi-span double-box concrete girder with a main span of 300 m (cf. Fig. 2, left). The fluid was discretised using 8 strips for two conditions, with and without traffic, and the VIV response was determined. Figure 2 (right) depicts instantaneous velocity field during lock-in. Additionally, the RMS amplitude of the vertical displacements (h_{rms}) at lock-in was validated to the full scale observations presented by Battista and Pfeil [1], yielding good correspondence (cf. Fig. 3, left).

For the ultimate limit state, flutter can be governing. Flutter analysis with high spatial resolution was performed on the Great Belt Bridge by Kavrakov and Morgenthal [7]. With an

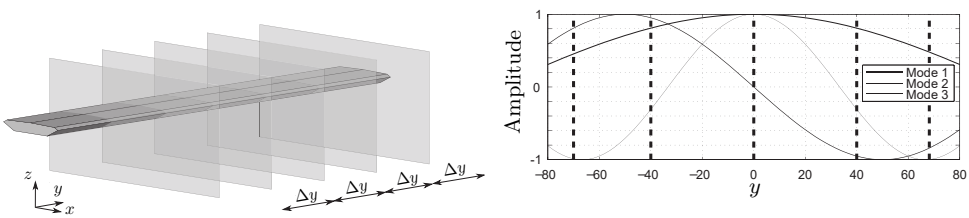


Figure 1: Schematic of the Pseudo-3D method: Multi-strip arrangement along the line-like structure (left) and dynamic representation of the structure through its modes (right).

aerodynamically shaped cross section (cf. Fig. 1, left), the Great Belt Bridge extends with a total span of 2694m, including a main span of 1624m and side spans of 535m. A total of 50 fluid strips and 22 deck modes were used for the Pseudo-3D analysis. The critical flutter speed was determined under laminar free-stream and the results were compared with both experimental results for a taut strip model (cf. Larsen [10]) and semi-analytical results for the linear unsteady aerodynamic model [7]. Figure 3 (right) presents the results, where the semi-analytical results are computed at varying angle of incidence α and then interpolated

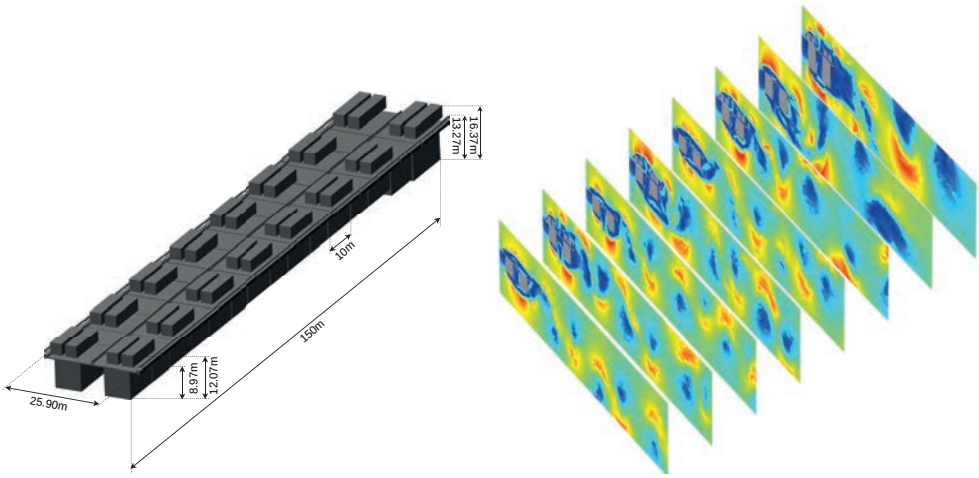


Figure 2: Vortex-induced vibrations of the Niterói bridge: Schematic of the Pseudo-3D model with traffic (one half of main span) (left) and instantaneous velocity fields of the CFD strips (right).

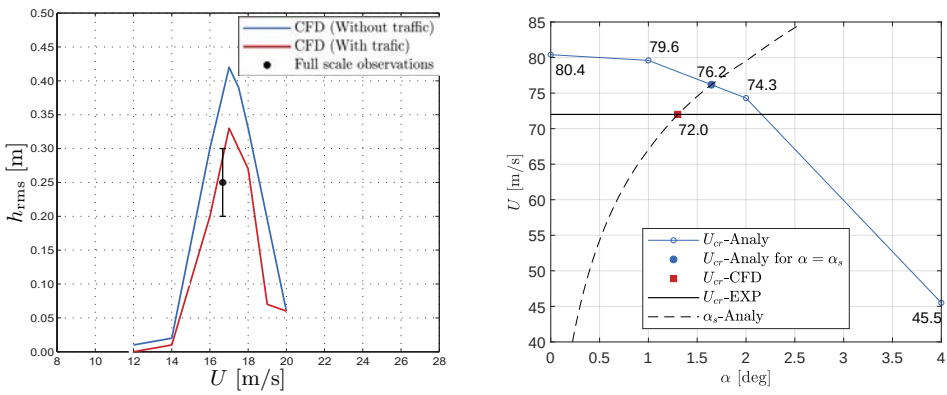


Figure 3: Results from VIV and flutter analyses: Comparison of RMS vertical displacements (h_{rms}) of the VIV analysis of Niterói Bridge for the configurations tested, including full scale observations with confidence interval (cf. Battista and Pfeil [1]) (left). Critical flutter velocity U_{cr} of the Great Belt Bridge including CFD, semi-analytical (at different angle of attack α, including static equilibrium angle α_s), and experimental results (cf. Larsen [10]) (right) .

at the angle of attack for a static equilibrium α_s. This contribution is included automatically for the CFD and experimental results. As it can be seen from the figure, the CFD results correspond well with the experiments. Using the Psuedo-3D Vortex Method, the post-flutter behaviour can be captured as well in terms of LCO. Figure 4 represents two instantaneous particle maps at maximum rotation during LCO, where the contribution of the bending and torsional modes is apparent.

In the case of free-stream turbulence, the 3D effects of the flow are perplexing. In 2D, generating spatially correlated velocities on a sampling ladder upstream of the section and converting them in terms of particles in the fluid domain simulates free-stream turbulence with prescribed statistics (cf. Fig. 5, left). This method is named velocity-based turbulence generation and was developed for 2D by Prendergast [17] and was verified on numerous occasions (cf. e.g. [18, 9]). Kavrakov and Morgenthal [8] combined this method with the laminar Pseudo-3D vortex method, which effectively enabled Pseudo-3D aeroelastic analyses with turbulent free-stream (i.e. buffeting analysis). By means of analytical derivations and numerical experiments, it was shown in [8] that the span-wise coherence between strips of the forces

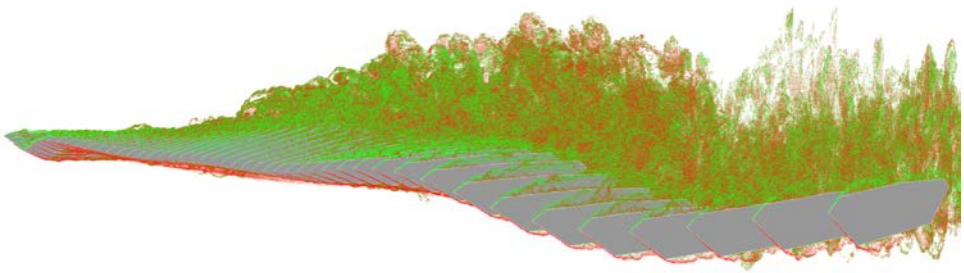


Figure 4: Instantaneous particle maps of the Great Belt Bridge during limit cycle oscillation from Pseudo-3D CFD flutter analysis.

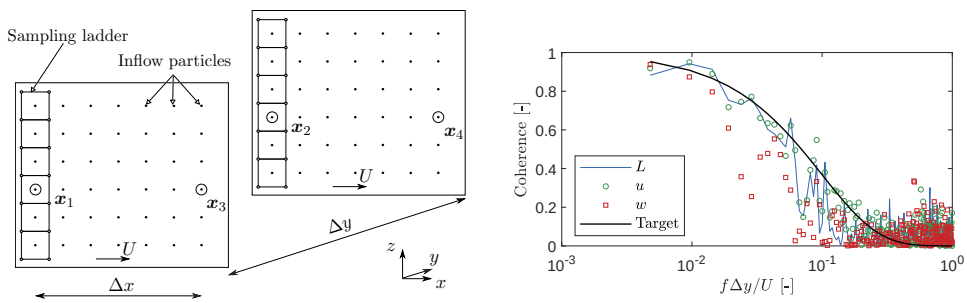


Figure 5: Turbulent Pseudo-3D Vortex Method: Concept for two strips at distance δy including sampling ladders and position of inflow particles convected by the mean velocity U (left). Coherence from a CFD simulation of the lift force L (simulation with bridge deck), longitudinal u and vertical fluctuations w (simulation without bridge deck) between two points ($\boldsymbol{x}_3$ and $\boldsymbol{x}_4$), dependent on the frequency f (right). The target coherence is according to Vickery [20].

and wind fluctuations is retained within the fluid domain (cf. Fig. 5, right). High resolution buffeting analysis using 50 strips was performed on the Great Belt Bridge at a wind speed of U=30 m/s and turbulence intensity of 11% for the longitudinal and 6% for the vertical fluctuations (cf. Fig. 6 for an instantaneous particle map). The results were compared to the results from a semi-analytical analysis using the standard linear unsteady model. The comparison was performed in a statistical manner by using 20 random 10-minute wind records for the semi-analytical analysis, yielding good correspondence (cf. Fig. 7).

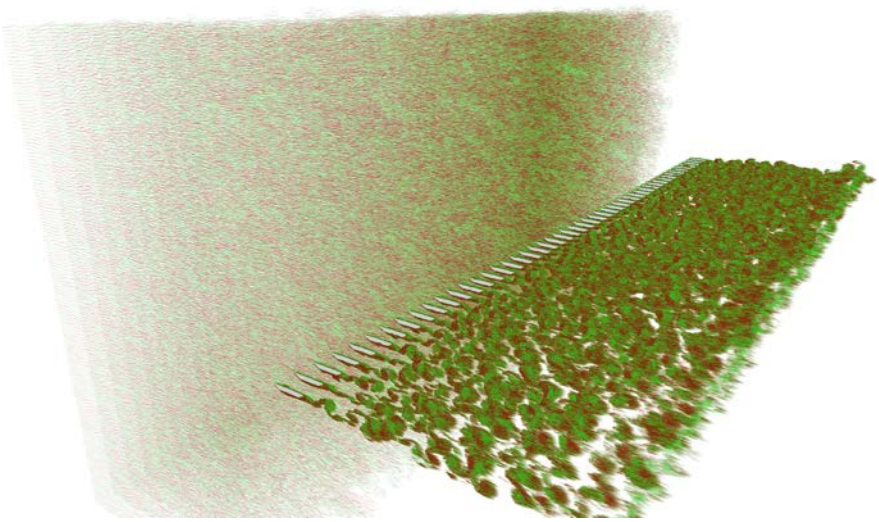


Figure 6: Instantaneous particle map of Great Belt Bridge from Pseudo-3D buffeting analysis.

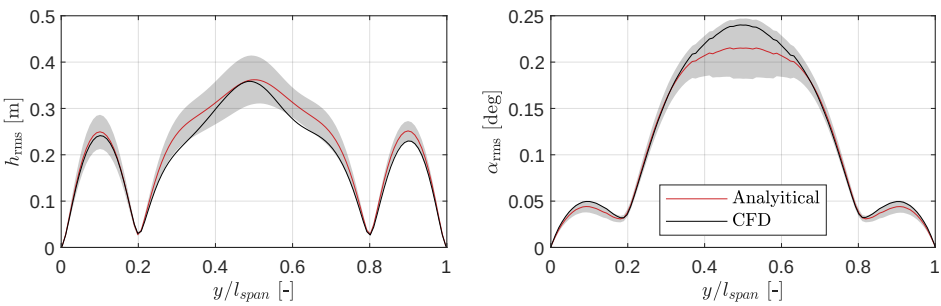


Figure 7: Pseudo-3D buffeting analysis of Great Belt Bridge at a wind speed U =30 m/s: RMS vertical displacements h_{rms} (left) and rotation α_{rms} (right). The results for the CFD model are compared with semi-analytical linear unsteady model. The shaded area defines the 99% confidence interval of the displacements for the analytical model of 20 independent analysis using randomly generated 10-minute wind time-history fluctuations.

3 Fluid-structure interaction of thin-walled systems

FSI problems are frequently encountered in many areas of civil, mechanical, aerospace and biomechanical engineering. The 2D VPM has been coupled with corotational finite element methods (FEM) to perform coupled aeroelastic interactions of thin-walled structures. At each time step the nodal forces are calculated from fluid pressure distribution on the surface panels and supplied to the structural solver. The nodal displacements are projected to surface panels and panel velocities to update the boundary conditions. The details of the method, validation studies, and its several application can be found in [4, 5].

3.1 Aeroelastic fluttering of T-shaped cantilever plates

Aeroelastic instabilities such as the flutter vibration phenomenon are caused by so-called self-excited aerodynamic forces. If aerodynamic forces feed energy into the structure, they act like negative aerodynamic damping which, when it exceeds the mechanical damping, leads to unstable system behaviour. Such vibrations can be used for small-scale energy harvesting [16]. The energy harvesting mechanism from an T-shaped cantilever is presented in Fig. 8. The vibration of the cantilever causes a relative movement between magnets and coils, and thus induces current flow through the circuit. Fig. 9 shows the flow around coupled motion of simulated reference T-shaped cantilever [4]. In wind tunnel, the flutter of the reference T-shaped cantilever initiated at 4 m/s under the mechanical damping only. Fig. 10 shows the numerical identification of flutter for the modelled T-shaped cantilever beam.

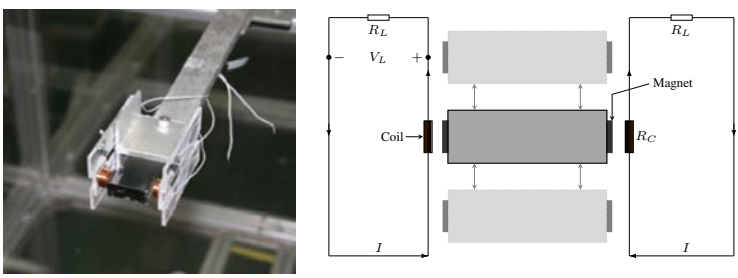


Figure 8: The flutter-induced vibration of T-shaped cantilever for electromagnetic energy harvesting: prototype harvester (left), and circuit diagram (right).

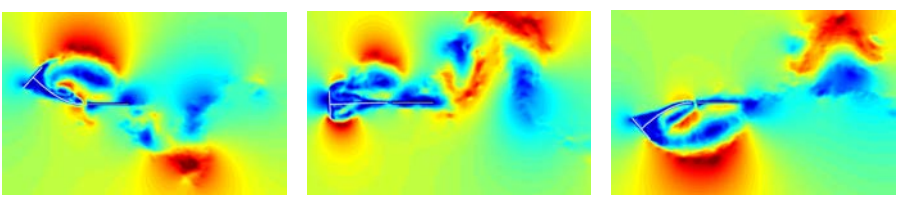


Figure 9: Instantaneous velocity fields around oscillating response T-shaped cantilever system.

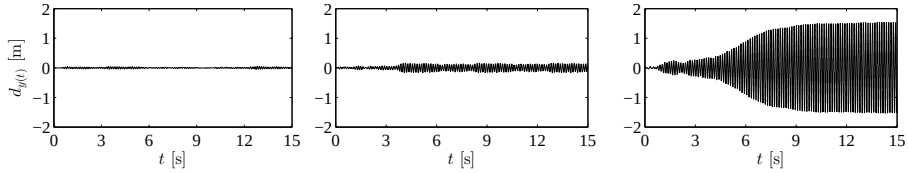


Figure 10: Identification of critical onset flutter wind speed of the reference T-shaped cantilever based on the vertical tip displacement: (left) 2 m/s, (middle) 3 m/s, and (right) 4 m/s.

3.2 Flow over a building with elastic membrane roof

This is a FSI example of an elastic membrane roof system that deals with viscous fluid flow around a building, interacting with nonlinear vibrations of the membrane roof prestressed by gravity loads. It is motivated by a reference FSI case study in which a monolithic coupled approach was modelled using space–time finite elements [6]. A schematic of the modified problem is shown in Fig. 11. The surface boundary layer is modelled by considering thin plates. Here, the free stream flow velocity U_∞ is considered 13.75 m/s.

In order to model the ground surface before and behind the building, two rectangular thin-plates are considered. Overall, 658 panels have been used for this simulation. The flexible roof is discretised into 50 beam elements. According to the reference study, the horizontal and non-prestressed membrane roof is considered to be loaded by 32 % of the dead load. Initially, a static analysis of the membrane roof, building and surrounding surface boundaries is performed to understand the vortex shedding pattern. The total number of particles are found to be in between 110,000 and 130,000. The study results are summarized in Fig. 12. The vortices stay for some times behind the building and increase until the diameter exceeds the building height. The mean plus/minus one standard deviation profiles shows the generation of vorticity behind the building. The dominant frequency of the monitored vertical flow velocity at $x = 25$ m and $y = 5.3$ m is found to be 0.125 Hz.

Now, the flexible membrane roof is considered only for geometrically nonlinear structural dynamics. A more or less periodical system behaviour occurs after 35 s with frequencies of 0.9–1.0 Hz, and the vertical displacements of the membrane at the centre (d_y at point B) are found to be 15–20 cm (see Fig. 13). The response amplitudes and the frequencies are found to be very much similar as they were mentioned in the reference study.

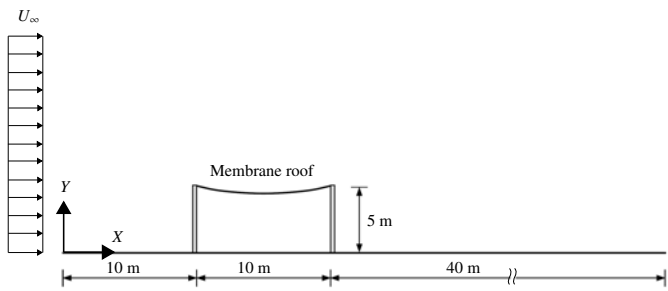


Figure 11: The schematic of uniform flow over a membrane roof of a building.

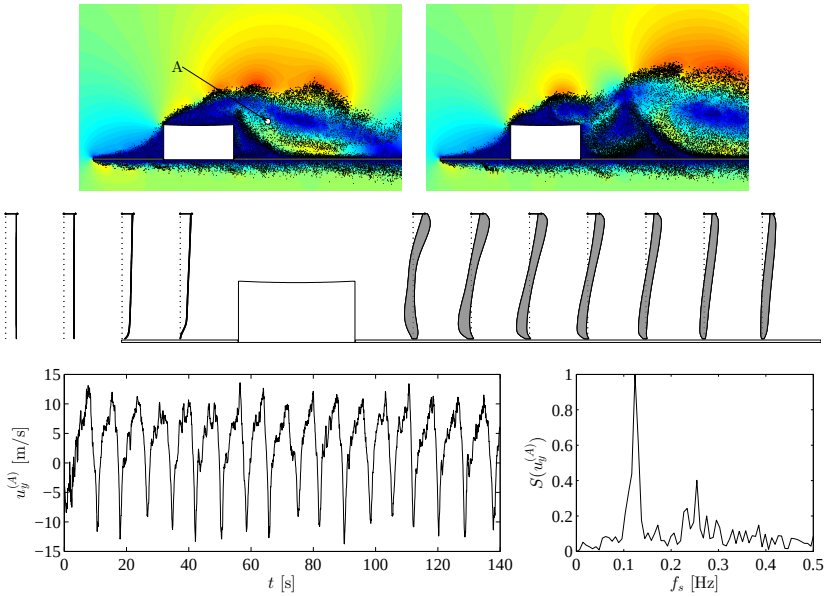


Figure 12: Simulation of flow around the rigid building with flexible roof: Separation of flow at leading edge, whereas the vortex shedding occurs at trailing edge (top). The statistical velocity profiles $(\bar{u_y} \pm \sigma_{u_y})/U_\infty$ at the monitored sections under $U_\infty = 13.75$ m/s (middle). The time history of the vertical flow velocity behind the building (monitored point A) (left) and the frequency spectrum of the velocity signal (right).

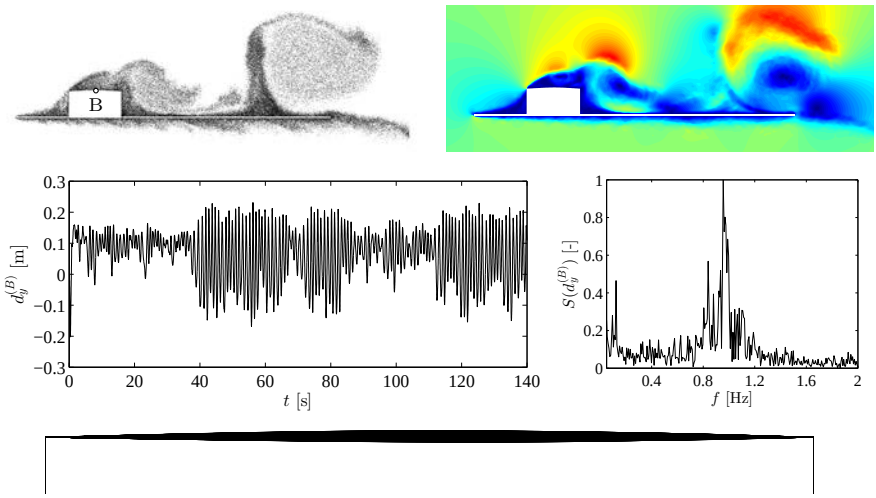


Figure 13: Aeroelastic response of flexible membrane roof at flow velocity 13.75 m/s (displacement is positive upward): The particle map and corresponding flow fields (top). A point "B" is marked at the roof centre where the vertical displacements ($d_y^{(B)}$) are monitored. The displacement time history and corresponding frequency spectrum (middle). The envelope of the dynamic responses of the membrane roof (bottom).

4 Conclusion

The paper has presented several advancements to the vortex methods for aeroelastic response analysis of line-like structures. The laminar and presented turbulent Pseudo-3D VPM provide a new framework to unveil some of the nonlinear and local non-stationary effects for wind-bridge interaction. Utilizing the Pseudo-3D VPM, the vortex shedding, local turbulence effects and aerodynamic nonlinearities are inherent in a 2D manner. Thus, this provides an advantage over the reduced-order (semi-analytical) aerodynamic model, especially for high amplitudes of oscillation and severe wind conditions. It is indented that the method is considered from a modelling aspect, rather than as a simulation, serving as a compromise between the limitations of the semi-analytical models and high computational demand of the 3D CFD simulations. The coupled extension of 2D VPM has shown its ability to simulate large-displacement FSI simulations of thin-walled systems. The nonlinear response of the T-shaped system has been well predicted when compared to the flutter limit in the wind tunnel experiment. The flexible behaviour and coupled dynamic response of roof under the consideration of prestressing due to dead load are also well modelled when compared to a reference study. The method has represented its potential to handle FSI problems in which a partially flexible system can be influenced additionally by the rigid bodies in incoming flow.

References

[1] BATTISTA, R. ; PFEIL, M. : Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niterói bridge by dynamic control devices. In: *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 84 (2000), S. 273–288

[2] CHAWDHURY, S. ; MILANI, D. ; MORGENTHAL, G. : Modeling of pulsating incoming flow using vortex particle methods to investigate the performance of flutter-based energy harvesters. In: *Computers & Structures* 209 (2018), S. 130–149

[3] CHAWDHURY, S. ; MORGENTHAL, G. : Flow reproduction using Vortex Particle Methods for simulating wake buffeting response of bluff structures. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 151 (2016), S. 122–136

[4] CHAWDHURY, S. ; MORGENTHAL, G. : Numerical simulations of aeroelastic instabilities to optimize the performance of flutter-based electromagnetic energy harvesters. In: *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* 29 (2018), Nr. 4, S. 479–495

[5] CHAWDHURY, S. ; MORGENTHAL, G. : A partitioned solver to simulate large-displacement fluid–structure interaction of thin plate systems for vibration energy harvesting. In: *Computers & Structures* 224 (2019), S. 106110

[6] HÜBNER, B. ; WALHORN, E. ; DINKLER, D. : A monolithic approach to fluid–structure interaction using space–time finite elements. In: *Computer methods in applied mechanics and engineering* 193 (2004), Nr. 23-26, S. 2087–2104

[7] KAVRAKOV, I. ; MORGENTHAL, G. : A Comparative Assessment of Aerodynamic Models for Buffeting and Flutter of Long-Span Bridges. In: *Eng.* 3 (2017), S. 823–838

[8] KAVRAKOV, I. ; MORGENTHAL, G. : Aeroelastic analyses of bridges using a Pseudo-3D vortex method and velocity-based synthetic turbulence generation. In: *Eng. Struct.* 176 (2018), S. 825–839

[9] KAVRAKOV, I. ; MORGENTHAL, G. : A synergistic study of a CFD and semi-analytical models for aeroelastic analysis of bridges in turbulent wind conditions. In: *J. Fluids Struct.* 82 (2018), S. 59–85

[10] LARSEN, A. : Aerodynamic aspects of the final design of the 1624m suspension bridge across the Great Belt. In: *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 48 (1993), S. 261–285

[11] MORGENTHAL, G. ; CORRIOLS, A. ; BENDIG, B. : A GPU-accelerated Pseudo-3D vortex method for aerodynamic analysis. In: *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 125 (2014), S. 69–80

[12] MORGENTHAL, G. ; MCROBIE, F. : A comparative study of numerical methods for fluid-structure interaction analysis in long-span bridge design. In: *Wind Struct.* 5 (2002), S. 101–114

[13] MORGENTHAL, G. ; WALTHER, J. H.: An immersed interface method for the vortex-in-cell algorithm. In: *Computers & structures* 85 (2007), Nr. 11-14, S. 712–726

[14] MORGENTHAL, G. : Aerodynamic analysis of structures using high-resolution vortex particle methods. In: *PhD thesis, University of Cambridge* (2002)

[15] MORGENTHAL, G. : Advances in numerical bridge aerodynamics and recent applications. In: *Structural engineering international* 15 (2005), Nr. 2, S. 95–95

[16] PARK, J. ; MORGENTHAL, G. ; KIM, K. ; KWON, S.-D. ; LAW, K. H.: Power evaluation of flutter-based electromagnetic energy harvesters using computational fluid dynamics simulations. In: *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* 25 (2014), Nr. 14, S. 1800–1812

[17] PRENDERGAST, J. : *Simulation of 2D unsteady wind by a vortex method*, Cambridge University, Diss., 2007

[18] RASMUSSEN, J. T. ; HEJLESEN, M. M. ; LARSEN, A. ; WALTHER, J. H.: Discrete vortex method simulations of the aerodynamic admittance in bridge aerodynamics. In: *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 99 (2010), S. 776–785

[19] SCANLAN, R. H.: Amplitude and turbulence effects on bridge flutter derivatives. In: *J. Struct. Eng.* 123 (1997), S. 232–236

[20] VICKERY, B. J.: On the reliability of gust loading factors. In: *Proc. of Tenchincal meeting concerning wind loads on buildings and structures*. Maryland, USA, 1969, S. 93–104

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Prognose der Ermüdung bei Wirbelerregung am Beispiel einer Stahlkonstruktion

Hans-Jürgen Niemann[1], Rüdiger Höffer[2], Francesca Lupi[2], Wolfgang Hubert[1]

[1]*Ingenieurgesellschaft Niemann & Partner, Bochum*
[2]*Ruhr-Universität Bochum, Windingenieurwesen und Strömungsmechanik (WISt),*

Zusammenfassung:

Bei Windanströmung auf Stabtragwerke tritt häufig quasi-periodische Wirbelablösung auf. Sie führt bei kritischen Windgeschwindigkeiten in der Konstruktion zu periodischen Spannungsschwingspielen. Der Nachweis der Ermüdungslebensdauer wird erforderlich. Die wesentlichen Einflussparameter betreffen die Struktur, ihre dynamische Kopplung mit der Erregung sowie das Windklima. Dargestellt werden die verfügbaren Berechnungsmodelle und ihre Weiterentwicklung. Ein Beispiel zeigt die Auswirkungen der Modellannahmen auf die Prognose. Die Arbeiten wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft unterstützt (Projektnummer 426322127 / LU2439/1-1).

1 Einführung

Bei stabartigen Baukonstruktionen oder Bauteilen kann im natürlichen Wind Wirbelerregung auftreten. Sie führt zu fluktuierenden Liftkräften quer zur Windrichtung. Diese hängen vom Querschnittsprofil ab. Ihre Frequenz ist proportional zur Windgeschwindigkeit, die ihrerseits im natürlichen Wind wegen seiner Turbulenz merklich schwankt, im Mittel im Maße der Turbulenzintensität. Die Erregerfrequenz gerät bei üblichen Eigenfrequenzen bereits bei geringen, d.h. häufigen Windgeschwindigkeiten in Resonanz mit einer Eigenfrequenz der Struktur. Es entstehen mehr oder weniger lang andauernde Strukturschwingungen. Diese synchronisieren bei hinreichender Amplitude die Erregerfrequenz über einem gewissen Bereich von Geschwindigkeitsschwankungen. Der Effekt ist umso größer, je größer die Amplitude, d.h. je geringer die Dämpfung ist. Ermüdungsversagens ist möglich und ein Nachweis der Ermüdungslebensdauer wird erforderlich. Die derzeit gültige Windlastnorm [2] gibt zwei Berechnungsverfahren für die Schwingamplituden und eines für die Anzahl der Schwingspiele pro Jahr an. Das Verfahren 1 behandelt Wirbelresonanz als eine harmonische Schwingung. Es erfasst die aeroelastische Rückkopplung durch eine gedachte Wirklänge entlang der Stabachse, über die eine völlig synchrone Erregung angenommen wird. Die

Wirklänge hängt von der Amplitude ab [7]. Das Verfahren 2 berechnet die Standardabweichung der Verschiebung mit der Spektralmethode und erfasst die Rückkopplung durch eine aerodynamische Dämpfung, die negativ ist und damit die Strukturdämpfung mindert [10]. Die Berechnungsergebnisse der beiden Verfahren für die Amplituden und damit auch für die Ermüdungslebensdauer können stark voneinander abweichen [4]. Dieser Umstand war die Motivation dafür, für die aerodynamische Dämpfung einen neuen Ansatz zu entwickeln, der das Modell genauer an experimentelle Ergebnisse anpasst.

2 Phänomene bei Wirbelerregung und Wirbelresonanz

Periodische Wirbelablösung tritt an vielen Querschnittsformen auf, sie erzeugt periodische Liftkräfte. Deren Frequenz f_s ist proportional zur Windgeschwindigkeit v und zum Kehrwert der Querschnittsbreite d:

$$f_s = St\, v/d \tag{1}$$

Die Strouhalzahl St, der Proportionalitätsfaktor, ist eine Eigenschaft der Querschnittsform. Resonanz mit einer Eigenfrequenz f_i tritt bei einer kritischen Windgeschwindigkeit $v_{crit,i}$ ein:

$$v_{crit,i} = d\, f_i/St \tag{2}$$

Die Amplitude der Stabschwingung ist durch die *äquivalente Masse* der Schwingungsform i und die *Strukturdämpfung* δ_s bestimmt. Die Scrutonzahl Sc fasst beide Eigenschaften zusammen:

$$Sc = 2\delta_s \cdot m_{äqu,i}/\rho d^2 \tag{3}$$

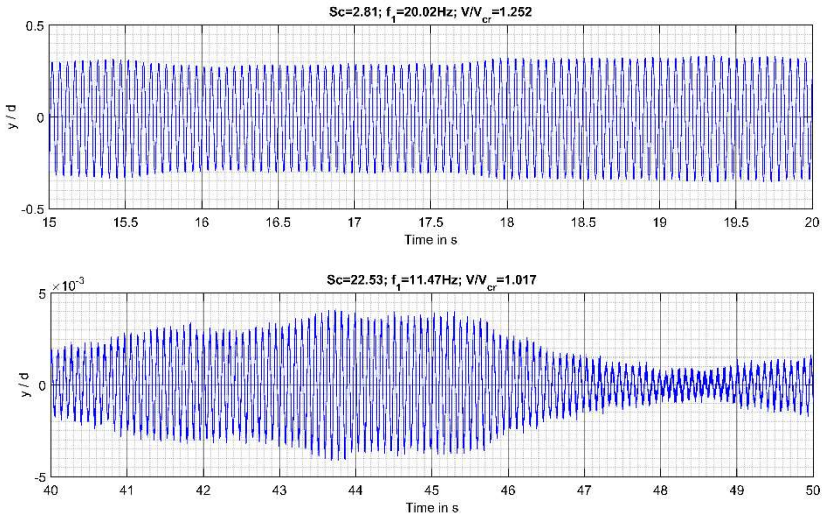


Abbildung 1: Schwingungen eines schlanken Zylinders bei zwei Scrutonzahlen im Windkanalversuch im Resonanzbereich; Amplitude bei Sc=22,53 größer skaliert.

Experimente in einem Grenzschichtwindkanal zeigen die Auswirkungen der Scrutonzahl auf das Schwingverhalten, s. Abbildung 1. Ein geringer Wert von Sc = 2,81 ergibt weitgehend harmonische Bewegungen mit großen Amplituden. Sie werden maximal, wenn die Windgeschwindigkeit im Versuch in der Nähe der kritischen liegt, nicht notwendigerweise gleich ist. Die Maximalamplitude ist im Beispiel $y_{max}/d = 0{,}35$, die Standardabweichung $\sigma_y/d = 0{,}22$. Der Spitzenfaktor ist demnach $y_{max} / \sigma_y = 1{,}64$, was typisch für weitgehend harmonische Schwingungen ist. Eine große Scrutonzahl von 22,53 ergibt geringe Amplituden bei harmonischen Bewegungen, deren Amplituden jedoch stochastisch schwanken. Die Maximalamplitude tritt bei $f_s = f_i$ auf. Sie beträgt $y_{max}/d = 0{,}0045$, die Standardabweichung $\sigma_y/d = 0{,}0014$, der Spitzenfaktor ergibt sich zu $y_{max} / \sigma_y = 3{,}17$. Abbildung 2 zeigt den Durchlauf der Windgeschwindigkeit durch den Resonanzbereich. Man erkennt insbesondere bei kleinen Scrutonzahlen, dass er deutlich verbreitert ist. Hier steuert die Schwingung in der Eigenfrequenz die Erregung, d.h. die Strouhalzahl ist nicht länger konstant (Lock-in Bereich).

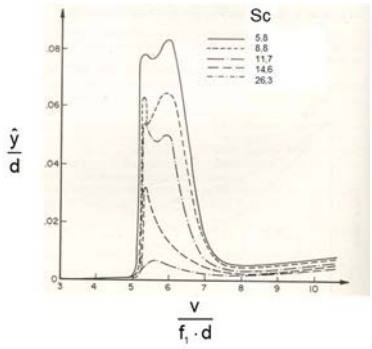


Abbildung 2: Formen des „Lock-in“ - Durchlaufs der Windgeschwindigkeit durch den Resonanzbereich bei unterschiedlichen Scrutonzahlen, Wooton [11]

Die *Scrutonzahl* beherrscht die Größe der Amplitude und die Form des Resonanzdurchlaufs bei Lock-in, s. Abbildung 2. Jedoch haben weitere Parameter wesentlichen Einfluss auf die Maximalamplituden.

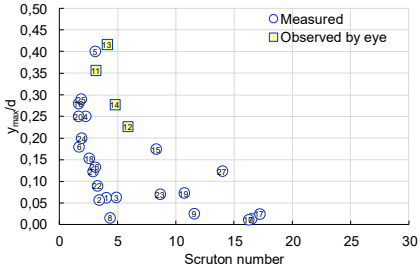


Abbildung 3: Beobachtete bzw. gemessene Querschwingungsamplituden von Schornsteinen [4]

Feldbeobachtungen von wirbelerregten Schornsteinschwingungen machen dieses deutlich, s. Abbildung 3. Bei gleicher Scrutonzahl unterscheiden sich die Amplituden häufig um ein Vielfaches. *Eine* Ursache ist die unvermeidliche *Unschärfe* bei Bestimmung der Strukturdämpfung, die im konkreten Fall durch die Abstrahldämpfung in den Baugrund

vergrößert wird. Zusammenstellungen gemessener Dämpfungsdekremente δ finden sich in den bautechnischen Normen. Sie gelten für die Grundbiegeeigenform. Die kleinsten Werte in der Windlastnorm findet man für geschweißte Stahlschornsteine mit δ = 0,012. Messwerte [9] ergaben δ = 0,009. Bei Messungen an einer Bogenkonstruktion aus geschweißten Stahlrohren wurden in 4 Grundbiegeschwingungsformen Dämpfungswerte zwischen δ = 0,0015 und 0,0050 festgestellt. Es empfiehlt sich, bei kritischem Ermüdungsnachweis unter das Normniveau zu gehen, um die konkrete Auswirkung der Dämpfung auf die Ermüdungslebensdauer zu bewerten. Weiterhin vermindert geringe *Windturbulenz* die Bandbreite der Wirbelerregung und erhöht dadurch die Amplituden bei Wirbelresonanz. Die Turbulenzintensität ist gering über glattem Gelände und bei stabiler thermischer Schichtung der Atmosphäre. Bei einem Schornstein beobachtete man nach vielen problemlosen Betriebsjahren unerwartet Schwingepisoden mit großen Amplituden. Wahrscheinliche Ursache war, dass eine Frostwetterlage mit stabiler thermischer Schichtung aufgetreten war, die zu einer geringen Turbulenz geführt hatte. Der Effekt ist erheblich im Bereich von mittleren Scrutonzahlen zwischen 10 und 30. Bei Sc = 20 wächst die Amplitude um den Faktor 9 an, wenn I_v von 0,24 auf 0 abfällt, [6]. Je nach Scrutonzahl kann eine Prognose über die Schichtungstypen der Atmosphäre und damit der Turbulenzintensität geboten sein. Für die *Strouhalzahl St* gibt es in den Normen Wertetabellen für kreisförmige und kantige Querschnitte sowie für Brückenquerschnitte. Bei Kreisquerschnitten wird St = 0,18 angenommen. Tatsächlich hängt St von der *Reynoldszahl* und der *Oberflächenrauigkeit* ab. Die Annahme erfasst den unterkritischen Re-Zahlbereich, im überkritischen Bereich steigt St auf 0,45 an, im transkritischen sinkt sie wieder auf rund 0,25 ab. Die Oberflächenrauigkeit verschiebt die Re-Zahlen der 3 Bereiche im Vergleich zur glatten Oberfläche. Infolgedessen können bei gegebenen Werten von Eigenfrequenz, Durchmesser und Oberflächenrauigkeit andere Werte von St als der o.a. unterkritische von 0,18 maßgebend werden. Der *aerodynamische Erregerkraftbeiwert* hängt von der Querschnittsform und ggf. von der Reynoldszahl ab. Er variiert zwischen 0,2 und 2,3. Die *Anzahl N der Spannungsschwingspiele* bestimmt das Ausmaß der Ermüdung. Sie wird als konstant während eines 10-min Intervalls der Windgeschwindigkeit angenommen. Die Anzahl der Spannungsschwingspiele in T Jahren an einer bestimmten Stelle des Tragwerks bei Wind aus dem Richtungssektor Φ ist

$$\mathrm{N}_{\mathrm{E}\Phi}(\Phi) = \mathrm{T} \cdot f_i \cdot \mathrm{h}(\Phi) \cdot \mathrm{p}(v_a \leq v \leq v_b) \tag{4}$$

wenn die Windgeschwindigkeit mit der Wahrscheinlichkeit p im Lock-in Bereich vorliegt und die Windrichtung mit der Häufigkeit h(Φ) im Windrichtungssektor Φ. Die zugehörige Spannungsamplitude hängt von der Windrichtung ab. Der Beitrag zur Schädigung ist daher für jeden Richtungssektor zu bestimmen und die Schadenssumme aller Sektoren zu addieren.

3 Berechnungsmodelle für Ermüdungsnachweise

Die Behandlung als harmonische Erregung (Verfahren 1 der Windlastnorm) benutzt einen Erregerkraftbeiwert c_{lat} sowie für die Erfassung der Rückkopplung die sog. Wirklänge [7]. Der aerodynamische Beiwert ist als Standardabweichung des Zeitverlaufs der Erregung bestimmt. Die Wirklänge enthält einerseits den Spitzenfaktor für den Zusammenhang zwischen Standardabweichung und Amplitude sowie die Zunahme der Korrelation bei anwachsender Schwingamplitude. Die Spektralmethode (Verfahren 2 der Windlastnorm,

nach Vickery [10]) behandelt die Wirbelerregung nicht als rein harmonische Kraft, sondern als ein stochastisches Signal mit einer dominanten Frequenz, der Wirbelablösungsfrequenz. Hier besteht das Modell für das aeroelastische Problem der Wirbelresonanz nicht aus einer amplitudenabhängigen Erregung, sondern aus einer amplitudenabhängigen aerodynamischen Dämpfung. Sie wirkt zusätzlich zur Strukturdämpfung des Bauwerks infolge Material, Verbindungen und Gründung, sie ist im Resonanzfall negativ und erhöht daher die Schwingamplituden. Die aerodynamische Dämpfung variiert mit der Schwingamplitude und mit der Windgeschwindigkeit im Verhältnis zur kritischen Windgeschwindigkeit (v/v_{crit}). Sie ist dann eine Funktion zweier Parameter. Sofern nur die maximale Schwingamplitude im Lock-in Bereich interessiert, kann die Abhängigkeit von (v/v_{crit}) unbeachtet bleiben, so dass sich die aerodynamische Dämpfung auf eine amplitudenabhängige Kurve reduziert. Anhand der Standardabweichung wird dann die maximale Amplitude unter Berücksichtigung eines Spitzenfaktors ermittelt. Dieses Verfahren ist theoretisch begründet. Jedoch besteht die Problematik darin, die Abhängigkeit der aerodynamischen Dämpfung von der Schwingamplitude realistisch zu beschreiben, da dieser Zusammenhang die Prognose der Schwingamplitude erheblich beeinflusst. Die aerodynamische Dämpfung δ_a wird in ähnlicher Weise wie die Scrutonzahl Sc der Strukturdämpfung durch den aerodynamischen Dämpfungsparameter K_a ausgedrückt. K_a ist positiv definiert, falls die aerodynamische Dämpfung δ_a negativ ist:

$$K_a = -\frac{1}{2\pi} \cdot \frac{m_{äqu,i} \cdot \delta_a}{\varrho \cdot d^2} \tag{4}$$

In Anlehnung an den Van-der-Pol Schwinger schlägt Vickery [10] ein parabolisches Verhalten des K_a-Parameters vor. Dieses Verhalten wurde in mehreren Windlastnormen weltweit übernommen, einschließend des Eurocodes [2].

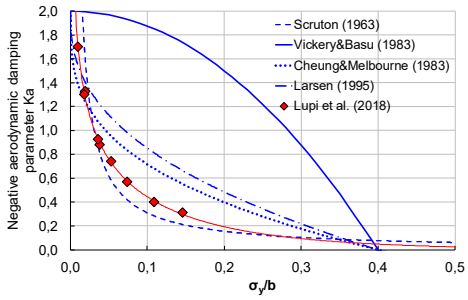
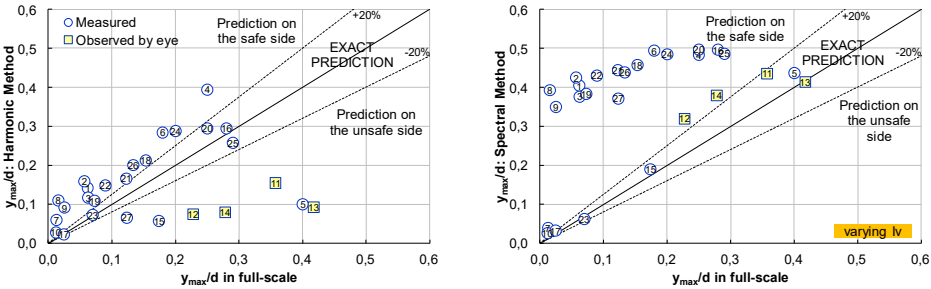


Abbildung 4: Verläufe der Kurve der aerodynamischen Dämpfung in der Literatur

Christopher Scruton hat bereits 1963 einen hyperbolischen Verlauf für K_a vorgeschlagen, s. Abbildung 4. Aeroelastische Versuche im Grenzschichtwindkanal der Ruhr-Universität Bochum haben diese Vorstellung experimentell hinterlegt, s. [5] (Lupi et al, 2018). Anhand der Versuche wurde ein Vorschlag für den Verlauf von K_a entwickelt, der in Abbildung 4 dargestellt ist. Die Experimente zeigen, dass der aerodynamische Dämpfungsparameter schon bei kleinen Amplituden erheblich abnimmt. Die zwei Verfahren werden hier für die Berechnung der Schwingamplituden bei 27 gebauten Schornsteinen aus der Literatur angewendet, bei denen wirbelerregte Schwingungen beobachtet oder gemessen wurden, [4]. Die Abbildung 5 vergleicht die Prognosen der beiden Verfahren für (y_{max}/d) mit den Beobachtungen bzw. Messungen. Das harmonische Verfahren (a) ist in meisten Fällen realistisch, jedoch in 25% der Fälle auf der unsicheren Seite. Im Gegensatz dazu ist das

spektrale Verfahren (b) sogar in turbulenter Strömung erheblich konservativ. Für 80% aller Schornsteine ergibt es eine Schwingamplitude ca. 0,3d - 0,5d.



(a) (b)

Abbildung 5: Vergleich von rechnerischen mit gemessenen Schwingamplituden von 27 Schornsteinen nach (a) harmonischer Methode [7] und (b) Spektralmethode [10].

Die Abbildung 6 zeigt die Hochrechnung der maximalen Schwingamplituden der 27 Schornsteine nach dem Spektralverfahren mit der vorgeschlagenen neuen K_a-Kurve [5] aus Abbildung 4. Die Überschätzung durch die parabolische Kurve ist beseitigt, in zwei Fällen bleibt eine merkliche Unterschätzung des Messwerts bestehen.

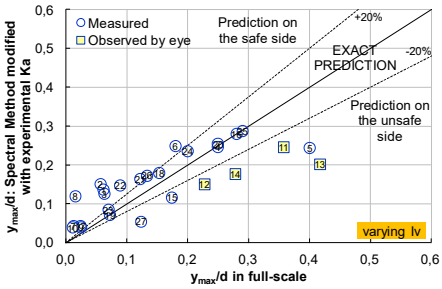


Abbildung 6: Hochrechnung der maximalen, normierten Schwingamplituden von 27 Schornsteinen nach Spektralverfahren mit Berücksichtigung der experimentellen K_a-Kurve [5] in Abbildung 4.

4 Vorherrschende Ermüdung in Oberschwingungen – ein Beispiel

Das folgende Beispiel behandelt einen konischen Flutlichtmast mit polygonalem Querschnitt in Stahlbauweise. Die Masthöhe ist 28 m. Die Querschnittsbreite des 16-Ecks nimmt von 1100 mm am Boden auf 450 mm ab. Die Schlankheit, hier definiert als mittlere Querschnittsbreite zu Masthöhe, ist 1:36. Die Biegeeigenformen schwingen in zwei festgelegten Richtungen: EF 1 und 3 schwingen in der Leuchtenebene (in der Windrose 32,5° bzw. 212,5°); EF 2 und 4 schwingen normal zur Leuchtenebene (in der Windrose 122,5° bzw. 302,5°). Die rechnerischen Eigenfrequenzen nehmen mit wachsender Knotenanzahl der Oberschwingungen zu, s. Tabelle 1, Spalte 3. Die Rechenwerte wurden experimentell verifiziert. Ebenso wurden die Dämpfungsdekremente δ in den Eigenformen mit Hilfe von Ausschwingversuchen bestimmt. Es zeigte sich, dass das Dekrement δ in der ersten und

zweiten Oberschwingung gegenüber der Grundschwingung wider Erwarten erheblich geringer ist, s. Tabelle 1, Spalte 4.

1	2	3	4	5	6
Eigen-form	Beschreibung	Eigen-frequenz in Hz	log. Dekre-ment δ	max Amplitude in cm	bei Wind aus Sektor
1	Biegegrundschwingung in der Leuchtenebene	0,686	0,015	0,84	302,5°
2	Biegegrundschwingung quer zur Leuchtenebene	0,718	0,015	0,85	212,5°
3	1. Oberschwingung in der Leuchtenebene	3,729	0,007	2,06	302,5
4	1. Oberschwingung quer zur Leuchtenebene	3,978	0,007	2,47	212,5

Tabelle 1: Maximale Schwingamplituden bei Resonanzerregung in 4 Schwingungsformen

Bei den höheren Eigenformen muss die Möglichkeit einer Erregung in mehreren Bereichen der Mastachse berücksichtigt werden, im Beispiel zwischen den Schwingungsknoten und am freien Ende. Das gelingt mit dem harmonischen Verfahren 1, das daher hier verwendet wird. Tabelle 1, Spalte 5, zeigt das sprunghafte Anwachsen der maximalen Amplituden in den jeweils ersten Oberschwingungen im Vergleich zu den Grundschwingungsformen.

		1. Oberschwingung Eigenform 4				
Sektor	Sektor	y_{max}	$\Delta\sigma$	$N_{E,i}$	$N_{R,i}$	D_i
Nr.	°	*cm*	*N/mm²*	-	-	
1	32,5°	2,47	68,18	0,00E+00	4,04E+05	0,0000
2	62,5°	2,14	59,04	1,12E+04	6,22E+05	0,0180
3	92,5°	1,24	34,09	0,00E+00	3,23E+06	0,0000
4	122,5°	0,00	0,00	0,00E+00	Inf	0,0000
5	152,5°	1,24	34,09	0,00E+00	3,23E+06	0,0000
6	182,5°	2,14	59,04	0,00E+00	6,22E+05	0,0000
7	212,5°	2,47	68,18	3,77E+05	4,04E+05	0,9326
8	242,5°	2,14	59,04	1,68E+06	6,22E+05	2,7051
9	272,5°	1,24	34,09	6,48E+05	3,23E+06	0,2005
10	302,5°	0,00	0,00	2,24E+04	Inf	0,0000
11	332,5°	1,24	34,09	3,02E+05	3,23E+06	0,0934
12	2,5°	2,14	59,04	3,45E+04	6,22E+05	0,0555
					$D_{d,x}$ =	4,0055

Tabelle 2: Berechnung der Schädigungssumme in der Eigenform 4 für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren: NE - Schwingspielzahl der Spannung; NR - ertragbare Schwingspielzahl

Die Schwingungen werden bei (fast) allen Windrichtungen angeregt, solange die Windgeschwindigkeit im kritischen Lock-in Bereich liegt. Bei Schräganströmungen ist die Wirkung der Erregerkraft jedoch im Maße des Winkels zwischen Lastangriff und

Schwingungsrichtung reduziert. Tabelle 2 zeigt die Amplituden y_{max}. in 12 Sektoren. Aus den Amplituden berechnet man die Belastungen der Struktur durch die Massenkräfte und daraus die einwirkenden Spannungen $\Delta\sigma$, s. Tabelle 2. Deren Häufigkeit N_E ist bestimmt durch die Häufigkeit, mit der die kritische Windgeschwindigkeit in den Sektoren der Stärkewindrose auftritt. Die ertragbare Lastspielzahl N_R wird für den betrachteten Kerbfall gegenübergestellt und man erhält den Schädigungsanteil D_i. Für die realistische Ermüdungsprognose benötigt man die statistische Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeit in jedem Windrichtungssektor. In Tabelle 2 ist für die Eigenform 4 die Berechnung der Schädigung zusammengefasst. Demnach wird rechnerisch eine Ermüdungslebensdauer von 12,5 Jahren erreicht. Für die Eigenform 2, die Grundschwingung, ergibt sich dagegen eine unbegrenzte Lebensdauer. Hätte man nur die Grundschwingung untersucht, wäre die Ermüdungsanfälligkeit nicht erkennbar gewesen.

Literatur

[1] CHEUNG, J.C.K.; MELBOURNE W.H. Aerodynamic damping of a circular cylinder in turbulent flow at high Reynolds numbers. Proc. of the 8th Australasian Fluid Mechanics Conference, Newcastle, 1983.

[2] DIN EN 1991-1-4:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten, Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010.

[3] LARSEN, A., A generalized model for assessment of vortex-induced vibrations of flexible structures. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 57 2-3, 1995, S. 281-294.

[4] LUPI, F.; NIEMANN; H.-J.; HÖFFER, R. A novel spectral method for cross-wind vibrations: Application to 27 full-scale chimneys. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 171, 2017, S. 353-365.

[5] LUPI, F.; NIEMANN, H.-J.; HÖFFER, R. Aerodynamic damping model in vortex-induced vibrations for wind engineering applications. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 174, 2018, S. 281-295.

[6] Niemann, H.-J, Höffer, R. International Standardization of Wind Actions on Chimneys, CICIND Research Project (International Committee for Industrial Construction), 2013.

[7] RUSCHEWEYH, H.; SEDLACEK G. Crosswind vibrations of steel stacks. - critical comparison between some recently proposed codes. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Volume 30, Issues 1–3, 1988, S. 173-183.

[8] SCRUTON C. On the Wind-excited Oscillations of Stacks, Towers and Masts. Proc. International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington, UK, 1963.

[9] VERWIEBE, C.; BERGER, G.W. Gemessene Dämpungsdekremente von Stahlschornsteinen und deren Bewertung in Hinblick auf die Bauart. Stahlbau, Vol. 69, No 1, 1999.

[10] VICKERY, B.J.; BASU, R.I. Across-wind Vibrations of Structures of Circular Cross-section. Part I: Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 12, S. 49–73, 1983.

[11] WOOTON, L.R. The Oscillations of Large Circular Stacks in Wind. Proc. Inst. Civ. Eng. 43, 1969, S. 573-598.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Windbelastung und dynamische Reaktion von großflächigen, leichten Dachtragwerken

Tobias Wacker, Jürgen Wacker

Wacker Ingenieure GmbH, Wind Engineering Consultants, Gewerbestraße 2, D-75217 Birkenfeld, Deutschland, www.wacker-ingenieure.de

Zusammenfassung: Windlasten auf großflächige, leichte Dachtragwerke werden nach heutigem Stand der Technik projektspezifisch in Windkanaltests ermittelt. Simultane Winddruck-Zeitreihenmessungen an der Dachober- und Dachunterseite ermöglichen die Berechnung instationärer Windlastverteilungen, deren Wichtigkeit für die Ermittlung der bemessungsrelevanten Windlastfälle aufgezeigt wird. Die zeitabhängigen Windlastverteilungen dienen auch als Basis für Simulationen windbedingter resonanter dynamischer Reaktionen großer, leichter Dächer. Diesbezüglich wird gezeigt, dass neben der zur Grundeigenfrequenz des Daches gehörigen Modalform auch zu höheren Eigenfrequenzen gehörige Schwingungsmoden windbedingt angeregt werden können und folglich bei der statischen Bemessung zu berücksichtigen sind. Weiterhin wird verdeutlicht, dass die Definition nur eines konstanten dynamischen Lasterhöhungsfaktors für das Dach (meistens) nicht zielführend ist.

1 Einführung

Großflächige leichte Dachtragwerke wie beispielsweise Stadionüberdachungen sind in aller Regel sehr weit gespannt oder weit auskragend, sehr leicht und haben in den meisten Fällen eine geometrisch anspruchsvolle Formgebung (siehe Abb. 1).

Für die statische Bemessung weit auskragender bzw. weitgespannter großflächiger leichter Dachtragwerke sind Windlasten oftmals die bemessungsrelevanten Einwirkungen. Zusätzlich zu den Windlasten sind die Trägheitskräfte infolge windbedingter dynamischer Reaktionen des Daches zu berücksichtigen.

In den einschlägigen Windlastnormen, z.B. [1], sind für solche Dächer keine direkt verwendbaren Angaben zu finden. Dies gilt sowohl für die Windeinwirkungen als auch für die windbedingte dynamische Reaktion des Daches. Es entspricht dem Stand der Technik,

die Bemessungswindlasten für großflächige leichte Dachtragwerke projektspezifisch in einem Windkanalversuch zu ermitteln. Durch Kopplung der Windkanaltestergebnisse mit den Strukturparametern des Daches können außerdem die windbedingten dynamischen Reaktionen des Daches und die damit einhergehenden Massenkräfte berechnet werden.

Das prinzipielle Vorgehen bei der Durchführung von Windkanaltests zur Untersuchung bauwerksaerodynamischer Fragestellungen ist mittlerweile weitgehend standardisiert (siehe auch [2]). Dennoch gibt es auch heute noch große Unterschiede, was die Durchführung, Auswertung und Aufbereitung von Windkanaltests anbelangt.

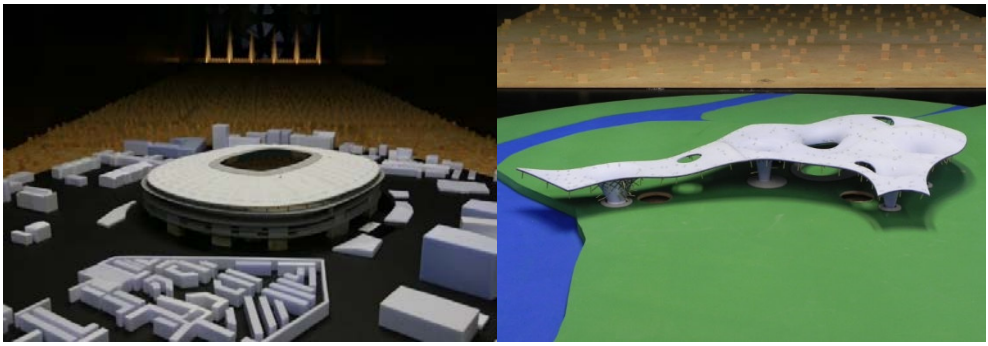


Abbildung 1: Großflächige, leichte Dächer (Windkanalmodelle Wacker Ingenieure)

In [3] wird beschrieben, wie solche Untersuchungen dem heutigen Stand der Technik entsprechend durchgeführt werden. Insbesondere wird dort aufgezeigt, wie sehr sich der Modellbau, die Messungen im Windkanal, die Auswertung der Messdaten und die Aufbereitung der Windlasten im Laufe der Jahre weiterentwickelt haben.

Ein wesentliches Merkmal dem Stand der Technik entsprechender Windkanaltests ist die simultane Messung von Winddruckzeitreihen p(t) innerhalb der interessierenden Dachfläche bzw. Lasteinwirkungsfläche. Die hieraus berechenbaren zeitabhängigen Windlastverteilungen dienen a) als Basis für die Festlegung bemessungsrelevanter Windlastfälle und b) als Basis für Simulationen windbedingter resonanter dynamischer Reaktionen des Daches.

Nachfolgend soll die Wichtigkeit der Kenntnis zeitabhängiger Windlastverteilungen für die Ermittlung der letztendlich bemessungsrelevanten Windlastfälle großer, leichter Dächer aufgezeigt werden.

Weiterhin werden einige Aspekte der Berechnung windbedingter resonanter dynamischer Reaktionen großer, leichter Dächer beleuchtet, deren Berücksichtigung bei der statischen Bemessung solcher Dächer relevant sein kann.

2 Charakteristik der Windlasten auf großflächige leichte Dachtragwerke

Am Beispiel eines Stadiondaches soll die Charakteristik der Windlasten auf großflächige leichte Dachtragwerke aufgezeigt werden. Die Windlasten wurden im Windkanaltest ermittelt. Hierzu wurde die zu untersuchende Überdachung als Druckmessmodul ausgebildet, so dass die zeitabhängigen Winddrücke p(t) auf der Dachober- und Dachunterseite simultan als Funktion der Windrichtung direkt gemessen werden konnten.

Üblicherweise werden die Winddrücke p(t) mit dem dynamischen Druck q(H) der ungestörten Anströmung in (maximaler) Dachhöhe normiert:

$$c_p(t) = p(t)/q(H) \quad .$$

Werden die strömungsphysikalischen Ähnlichkeitsgesetze und die messtechnisch notwendigen Randbedingungen eingehalten, sind die im Modellversuch gemessenen dimensionslosen Winddruckbeiwerte $c_p(t)$ für die Überdachung direkt auf die Großausführung des Stadiondaches übertragbar.

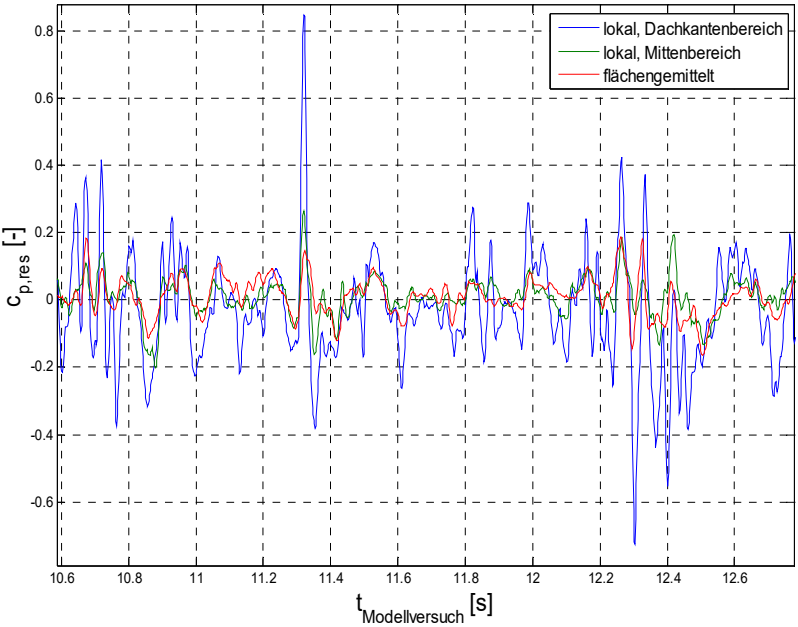


Abbildung 2: Typische Zeitreihen der dimensionslosen lokalen und flächengemittelten Winddruckbeiwerte $c_{pres}(t)$ für ein Stadiondach

Wie in [3] bereits beschrieben schwanken Windlasten zeitlich und räumlich sehr stark. In Abb. 2 sind typische Zeitreihen der dimensionslosen lokalen resultierenden Winddrücke $c_{pres}(t)$ (resultierend = Differenz der oberseitigen und unterseitigen Winddrücke) an der

Dachkante und im Mittenbereich des Daches dargestellt. Es wird deutlich, dass im Kantenbereich aufgrund der Strömungsablösung vom Dach die Windlastschwankungsanteile deutlich ausgeprägter sind als im Dachmittenbereich. Ursächlich hierfür ist die Ablösung der Strömung an den Dachkanten und die dadurch erzeugte bauwerksinduzierte Turbulenz.

Die dritte in Abb. 2 dargestellte Zeitreihe repräsentiert die Windkraft auf eine größere Teilfläche des Stadiondaches. Sie wurde durch flächengewichtete Superposition der lokalen Winddruckzeitreihen gewonnen und weist signifikant kleinere Schwankungsanteile auf. Es wird deutlich, dass bei Betrachtung der flächengemittelten Windkräfte oder gar der globalen Gesamtwindkräfte die kleinskaligen Wirbel nicht ins Gewicht fallen bzw. weitgehend aufgrund des nichtgleichzeitigen Auftretens eliminiert werden.

In Abb. 3 ist die Winddruckverteilung $c_{pres}(t)$ auf ein Stadiondach für unterschiedliche Zeitschritte t_1, t_2 und t_3 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Windlasten aufgrund der turbulenten Schwankungsanteile zu einem bestimmten Zeitpunkt t_1 deutlich soglastig sein können, während sie bei unveränderten Randbedingungen zu einem anderen Zeitpunkt t_2 eher drucklastig oder – trotz Symmetrie, was die Geometrie anbelangt - sehr asymmetrisch (t_3) sind.

Die obigen Ausführungen verdeutlichen, dass es zur adäquaten Berücksichtigung der zeitlichen und räumlichen Schwankungen der Windlasten wichtig ist, a) hinreichend lange Winddruckzeitreihen zu messen (und nicht nur Mittelwerte und Standardabweichungen), und b) die Winddruckzeitreihen innerhalb der interessierenden Dachteilfläche und auf der Dachober- und Dachunterseite simultan zu messen.

Dies gilt insbesondere für solche Dachtragwerke, bei denen in großen Dachteilflächen die zeitlich gemittelten Windlasten betragsmäßig sehr klein sind und die bemessungsrelevanten Spitzenwindlasten eindeutig durch die turbulenten Schwankungsanteile dominiert werden.

Oftmals ist es erforderlich und durch simultane $c_p(t)$-Messungen möglich, mehrere turbulenzbedingte Windlastfälle für 1 Windrichtung bei ansonsten unveränderten Randbedingungen zu definieren.

Im Bedarfsfall können zusätzlich Einflussflächen bemessungsrelevanter Reaktionsgrößen berücksichtigt werden. In diesem Fall werden dann zusätzliche reaktionsgrößenbezogene Windlastfälle definiert (Einbeziehung des statischen Systems bzw. der Lastabtragung).

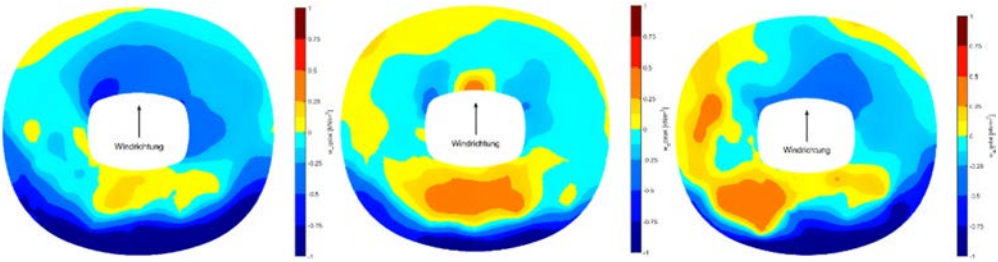


Abbildung 3: Typische Winddruckverteilungen $c_{pres}(t)$ auf dem Stadiondach zu 3 unterschiedlichen Zeitpunkten bei sonst unveränderten Randbedingungen: (t_1, links) Sog, (t_2, Mitte) Druck, (t_3, rechts) asymmetrische Lastverteilung (BLAU = Sog (nach oben), ROT = Druck (nach unten))

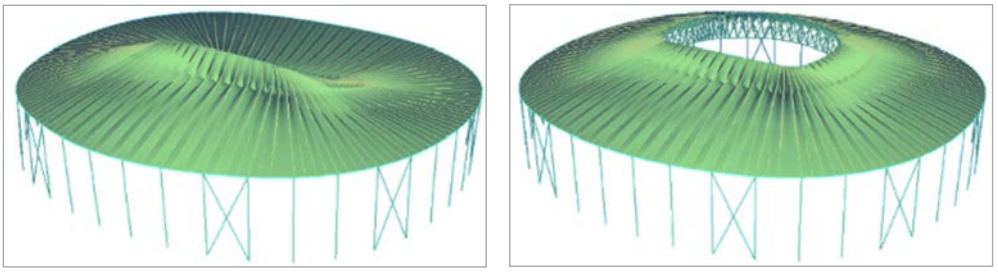
3 Windverursachte dynamische Reaktion der Überdachung

Großflächige, leichte Dachstrukturen sind in der Regel relativ weich. Für weiche Dachstrukturen gilt, dass bei der statischen Bemessung zusätzlich zu den reinen Windeinwirkungen auch windverursachte resonante Lasten (Massenkräfte), einhergehend mit der dynamischen Reaktion des Daches bei Windeinwirkung, zu berücksichtigen sind.

Oftmals sind hierbei böenerregte und durch Wirbelablösung an der Dachkante verursachte dynamische Reaktionen maßgebend. Die diesbezüglichen Berechnungsverfahren in der Norm (böenerregte Schwingungen) wurden originär für schlanke linienförmige Bauwerke (z.B. schlanke Türme) zur Berechnung dynamischer Windwirkungen in Windrichtung hergeleitet. Für großflächige, leichte Dachtragwerke sind aber in aller Regel dynamische Reaktionen in mehr oder weniger vertikaler Richtung, d.h. senkrecht zur Windrichtung, maßgebend. Die Wirbelablösung an den Dachkanten spielt eine wichtige Rolle und einfache normative Ansätze zur Berechnung der aerodynamischen Admittanz gelten nicht mehr. Des weiteren ist es so, dass die unteren Eigenfrequenzen der Dächer oftmals sehr eng beieinander liegen. Werden mehrere Schwingungsmoden durch Wind angeregt, ist das Normverfahren ohnehin nicht mehr (direkt) anwendbar.

Einige Aspekte der Berechnung der windbedingten dynamischen Reaktion einer großen Überdachung sollen am Beispiel eines im Windkanal getesteten Stadiondaches beleuchtet werden. Für die Untersuchungen wurde ein starres Modell der Überdachung verwendet. Die windverursachte dynamische Reaktion des Daches wurde zeitabhängig durch Kopplung der im Windkanal gemessenen Winddruckzeitreihen mit den Strukturparametern des Daches (Eigenfrequenzen und zugehörige Modalformen, Massenverteilungen) berechnet. Hier wurde eine nahezu konstante Massenbelegung über das Dach angenommen.

In Abb. 4 sind beispielhaft zwei für Bemessungszwecke relevante Modalformen des Daches dargestellt. Die zugehörigen Eigenfrequenzen sind typischerweise sehr niedrig sind (d.h. weiches Dach) und liegen eng beieinander.



asymmetrisch: $f_e = 0{,}36$ Hz rein vertikal: $f_e = 0{,}39$ Hz

Abbildung 4: Zwei bemessungsrelevante Modalformen des Daches und zugehörige Eigenfrequenzen (Schwingungsmoden 1 und 3)

Die windbedingte Anregung des in Abb. 4 rechts dargestellten Modes führt zu symmetrischen, d.h. gleichgerichteten Massenkräften auf der windzugewandten und windabgewandten Dachhälfte (hier betrachtet: Wind senkrecht zur Stadionlängsseite), während die Anregung des linken Modes zu antimetrischen Massenkräften führt.

In Abb. 5 sind für die beiden Moden die Zeitverläufe der wind- und massenkraftbedingten Auslenkungen im leeseitigen (oben) und luvseitigen (unten) Dachkantenbereich in Spielfeldmitte (Schwingungsbäuche der beiden betrachteten Moden) als Funktion der Zeit aufgetragen. Es wird deutlich, dass für die betrachtete Windrichtung (senkrecht zur Dachlängsseite) beide Moden durch Windeinwirkung tatsächlich angeregt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass in Abhängigkeit der Windrichtung unterschiedliche Schwingungsmoden angeregt werden können. Die windbedingte Anregung mehrerer Moden ist typisch bei umlaufenden Stadiondächern, aber auch allgemein ist bei großflächigen, leichten Dachtragwerken davon auszugehen – dies zeigen eigene Erfahrungswerte -, dass unterschiedliche Moden durch Wind angeregt werden können.

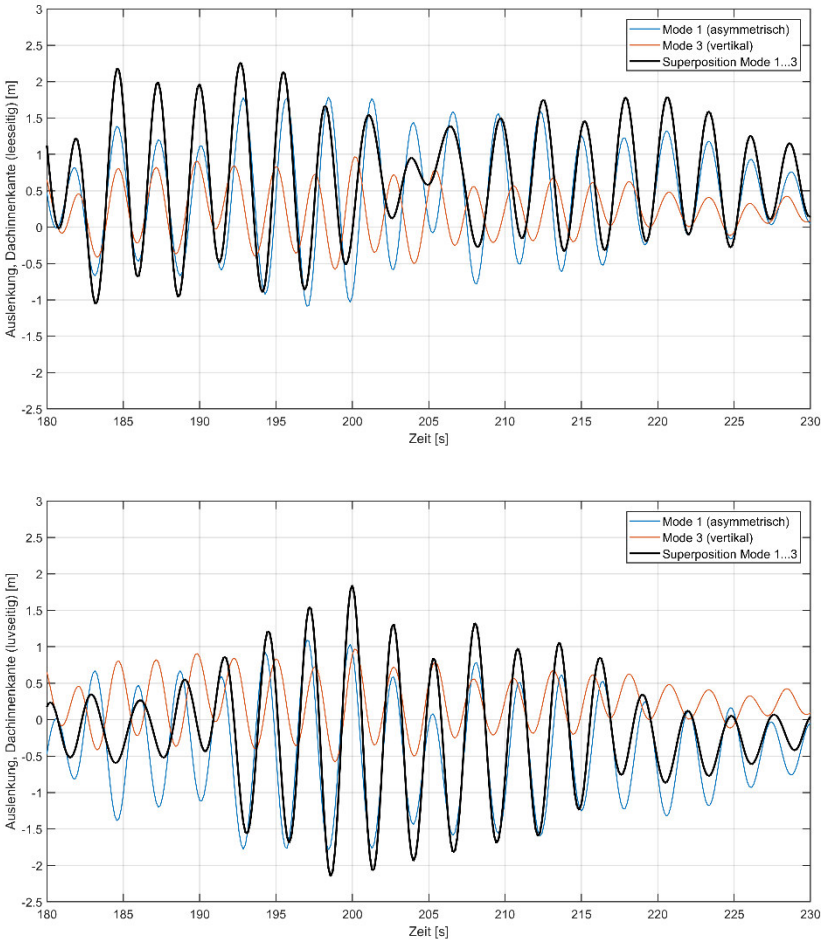


Abbildung 5: Die zu den 2 betrachteten Eigenfrequenzen bzw. Modalformen gehörigen zeitabhängigen wind- und massenkraftbedingten Auslenkungen sowie die zugehörigen superpositionierten Auslenkungen an der Dachkante (Mitte des Spielfeldes: oben – leeseitiger Dachkantenbereich; unten luvseitiger Dachkantenbereich)

Weiterhin ist in Abb. 5 dargestellt, wie der entsprechende Zeitverlauf bei Überlagerung der beiden windangeregten Moden aussieht. Aufgrund des (geringen) Unterschieds der Eigenfrequenzen der beiden Moden und der damit einhergehenden zeitlichen Änderung des Phasenversatzes der zugehörigen Auslenkungen stellt sich hinsichtlich der Auslenkungen bzw. der Massenkraftamplituden eine Art Schwebung ein. Es gibt an jeder Stelle des Daches Zeitpunkte, an denen sich die momentanen Auslenkungen und damit die Massenkräfte der beiden Moden addieren, während sie sich zu einem anderen Zeitpunkt an der gleichen Stelle (nahezu) kompensieren. Zum gleichen Zeitpunkt, an dem auf der Dachleeseite die maximalen Massenkräfte auftreten (Addition der beiden Moden), kompensieren sie sich weitgehend auf der windzugewandten Dachhälfte.

Werden tatsächlich beide Moden oder noch mehr Moden durch Windeinwirkung angeregt, führt dies zu einem bestimmten Zeitpunkt je nach betrachteter Stelle auf dem Dach zu völlig unterschiedlichen Massenkräften und auch zu veränderten Verhältnissen von Gesamtkraft (Windlast + Massenkraft, d.h. statische Ersatzlast) zu quasistatischer Spitzenwindlast. Hieraus folgt, dass die statischen Ersatzlastverteilungen über das Dach nicht durch Multiplikation der quasistatischen Spitzenwindlast mit einem konstanten Dynamikfaktor berechnet werden können. Die mit den resonanten dynamischen Windlasten einhergehenden Massenkräfte müssen vielmehr für jede Windrichtung und für jeden Lastfall als Verteilung über die Dachfläche berechnet werden.

Bezüglich der Quantifizierung der windbedingten dynamischen resonanten Lasten für eine großflächige, leichte Überdachung ist die Angabe bzw. Berücksichtigung nur eines konstanten Dynamikfaktors für alle Windrichtungen und Lastfälle nicht hinreichend und teilweise – insbesondere bei der Berücksichtigung von nur 1 Mode – zumindest in Dachteilflächen weit auf der unsicheren Seite liegend. Dies gilt insbesondere für nach unten gerichtete windbedingte statische Ersatzlasten, da in diesem Fall die quasistatischen Windlasten meist gering sind und die dynamischen resonanten Lastanteile dominant sind.

In obigem Beispiel wurde von einer nahezu konstanten Massenbelegung des Daches ausgegangen. Bei Stadiondächern beispielsweise kommt hinsichtlich der zusätzlichen windbedingten Trägheitskräfte erschwerend hinzu, dass durch Catwalk mit Technik (Lautsprecher, Videoscreen, Beleuchtung etc.) oftmals eine Massenkonzentration an der inneren Dachkante, d.h. im Bereich der Schwingungsbäuche, vorhanden ist. Diese kann in Dachteilflächen zu einer nochmaligen deutlichen Erhöhung der windbedingten Massenkräfte führen.

4 Fazit

Im Sinne einer sicheren und wirtschaftlichen Bemessung großflächiger, leichter Dachtragwerke ist es zielführend, die bemessungsrelevanten Windlastfälle auf der Basis von Windkanaltests zu ermitteln, in denen Winddruckzeitreihenmessungen simultan an der Dachober- und –unterfläche durchgeführt werden.

Üblicherweise sind für ein und dieselbe Windrichtung bei sonst unveränderten Randbedingungen unterschiedliche Windlastfälle (maximaler Sog, maximaler Druck, asymmetrische Lastfälle etc.) zu berücksichtigen.

Bei vielen großflächigen und leichten Dächern sind – zusätzlich zu den Windeinwirkungen (quasistatische Windlasten) - dynamische resonante Lastanteile wichtig oder sogar dominant.

Oft weisen die Dächer unterschiedliche (eng beieinander liegende) nieder-frequente Schwingungsmoden auf, die durch Windeinwirkung auch tatsächlich angeregt werden können und folglich bei der Berechnung der dynamischen resonanten Lasten (Massenkräfte) berücksichtigt werden müssen. Die Berücksichtigung lediglich der zur Grundeigenfrequenz gehörigen Modalform kann zu signifikanten Lastunterschätzungen führen.

Zur Berücksichtigung der mit der dynamischen Reaktion des Daches einhergehenden Massenkräfte ist es oftmals nicht ausreichend, nur einen einfachen (konstanten) dynamischen Lasterhöhungsfaktor für das gesamte Dach (und für alle Windrichtungen und Lastfälle) anzugeben. Vielmehr ist es wichtig, Windkräfte und Massenkräfte an jedem Punkt der Dachfläche zu überlagern und die hieraus resultierenden Gesamtkräfte als Verteilungen über das Dach (bzw. die relevante Lasteinwirkungsfläche) anzugeben.

Literatur

[1] DIN EN 1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. DIN EN 1991-1-4/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, 2010

[2] WTG MERKBLATT WTG-Merkblatt über Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik, Windtechnologische Gesellschaft WTG e.V. Deutschland – Österreich – Schweiz, 1994

[3] WACKER, J. Windkanaltests zur Ermittlung der Windlasten auf Stadiondächer. Stahlbau 81, Heft 6, 2012

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Nicht-lineare, semi-aktive Massendämpfer für komplexe Anforderungen moderner Hochhäuser

Felix Weber[1], Peter Huber[2], Johann Distl[3], Christian Braun[2]

[1]*Maurer Switzerland GmbH, Grossplatzstrasse 25, CH-8118 Pfaffhausen*
[2]*Maurer SE, Frankfurter Ring 193, D-80807 München*
[3]*Maurer Engineering GmbH, Frankfurter Ring 193, D-80807 München*

Zusammenfassung: Dieser Beitrag beschreibt die Optimierung von Massendämpfern mit quadratisch viskoser resp. Echtzeit-geregelter Dämpfung, um mit minimaler Pendelmasse die komplexen Anforderungen von Hochhäusern zu erfüllen, nämlich die Beschleunigungslimits für die 1- und 10-Jahreswinde zu gewährleisten und inakzeptabel große Pendelausschläge für den 700-Jahreswind resp. die maximale Erdbebenlast zu verhindern. Der Vergleich mit dem linearen TMD zeigt, dass dieser weniger effizient und weniger ökonomisch ist.

1 Einführung

Hochhäuser mit einer Eigenfrequenz der ersten horizontalen Biegeschwingung im Bereich von 0,08 Hz bis 0,25 Hz sind des Öfteren anfällig auf Wind-induzierte horizontale Strukturschwingungen. Um die Beschleunigungskriterien gemäß ISO 10137:2007 zu erfüllt, wird i.d.R. ein Tuned Mass Damper (TMD) im Bereich der obersten Stockwerke eingebaut. Bei Windanregung des Bauwerks beginnt die Pendelmasse zu schwingen und produziert so eine der Windkraft entgegengesetzt gerichtete Kompensationskraft, was die Schwingungen der Struktur reduziert [1, 2]. Für lineare TMDs sind optimale Auslegungsregeln für minimale Verschiebung und Beschleunigung der Struktur für harmonische und stochastische Anregungen bekannt [3]. Typischerweise werden aber bei Hochhäusern TMDs mit quadratisch-viskoser Dämpfung eingesetzt, um die maximale Pendelbewegung beim maximalen Wind für minimalen TMD-Einbauraum zu reduzieren. Im Gegensatz zu linear-viskoser Dämpfung müssen für die Erzeugung von quadratisch-viskoser Dämpfung Hydraulikzylinder eingesetzt werden. Dieser Artikel beschreibt, wie TMDs mit quadratisch-viskoser Dämpfung mittels nicht-linearer Simulation für Hochhäuser für minimalen Raumbedarf optimiert werden können. Zusätzlich wird ein adaptiver TMD vorgestellt, dank dessen erhöhter Effizienz die Pendelmasse reduziert werden kann, was den Einbauraum und die Kosten weiter reduzieren.

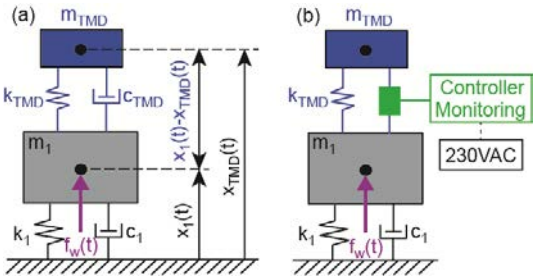


Abbildung 1: Struktur mit TMD mit passivem Hydraulikdämpfer mit linearer oder quadratischer Dämpfung (a); adaptiver TMD mit Echtzeit-geregeltem Hydraulikdämpfer (b)

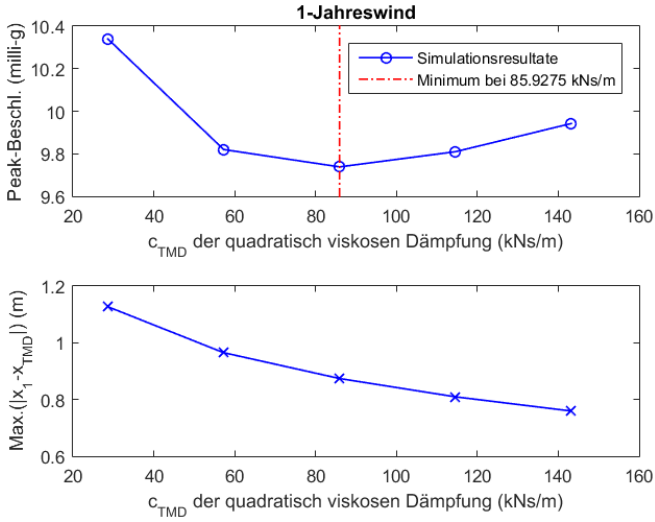


Abbildung 2: Optimierung von c_{TMD} des TMD mit quadratisch-viskoser Dämpfung für 1-Jahreswind

2 TMD mit quadratisch-viskoser Dämpfung

2.1 Nichtlineare Simulation Bauwerk mit TMD

Die gekoppelten Bewegungsgleichungen des TMD (Subscript TMD) mit quadratisch-viskoser Dämpfung und des Bauwerks in Modalkoordinaten (hier der Einfachheit auf eine modale Komponente beschränkt, Subscript 1) sind wie folgt gegeben (Abb. 1(a))

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 \dot{x}_1 = f_w + c_{TMD}\left(\dot{x}_{TMD} - \dot{x}_1\right)^2 + k_{TMD}\left(x_{TMD} - x_1\right) \tag{1}$$

$$m_{TMD} \ddot{x}_{TMD} + c_{TMD}\left(\dot{x}_{TMD} - \dot{x}_1\right)^2 + k_{TMD}\left(x_{TMD} - x_1\right) = 0 \tag{2}$$

mit folgenden Bedeutungen der verwendeten Variablen:

m_1, c_1, k_1 : modale Masse, viskoser Dämpfungskoeffizient, Steifigkeit der Struktur

$\ddot{x}_1$, $\dot{x}_1$, x_1 : Beschleunigung, Geschwindigkeit, Verschiebung der Struktur

f_w : Windkraft (der Einfachheit halber ist Erdbebenanregung weggelassen)

m_{TMD}, c_{TMD}, k_{TMD} : Masse, viskoser Dämpfungskoeffizient, Steifigkeit des TMD

$\ddot{x}_{TMD}$, $\dot{x}_1 - \dot{x}_{TMD}$, $x_1 - x_{TMD}$: Beschleunigung, Relativgeschwindigkeit, Relativverschiebung der TMD-Masse

2.2 Optimale natürliche TMD-Frequenz

Die optimale natürliche Frequenz fr_{TMD} des TMD für minimale Bauwerksbeschleunigung wird gemäß Massenverhältnis $\mu = m_{TMD} / m_1$ und Struktureigenfrequenz fr_1 wie beim linearen TMD angesetzt [3]

$$fr_{TMD} = \frac{fr_1}{(1+\mu)^2} \quad \left(fr_1 = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_1}{m_1}} \right) \quad \Rightarrow k_{TMD} = m_{TMD}\left(2\pi\, fr_{TMD}\right)^2 \tag{3}$$

2.3 Optimale lineare TMD-Dämpfung

Für <u>linear-viskose</u> Dämpfung ist der optimale viskose Dämpfungskoeffizient c_{TMD} für minimale Bauwerksbeschleunigung gemäß [3] wie folgt gegeben

$$\zeta_{TMD} = \sqrt{\frac{3\mu}{4(\mu+1)(\mu+2)}} \Rightarrow c_{TMD} = 2\zeta_{TMD}\, m_{TMD}\left(2\pi\, fr_1\right) \tag{4}$$

2.4 Optimale quadratisch-viskose TMD-Dämpfung

Für quadratisch-viskose Dämpfung <u>muss c_{TMD} zwingend mittels Simulation von Gl. (1, 2) für eine gewählte Windlast – i.d.R. der 1-Jahreswind – für minimale Bauwerksbe-beschleunigung optimiert werden</u>. Wie die Abb. 2 verdeutlicht, gilt nicht, dass ein möglichst großer Wert von c_{TMD} anzustreben ist – dies gilt auch für den linearen TMD.

3 Adaptiver TMD

3.1 Semi-aktives System

Bei dem hier vorgestellten adaptiven TMD wird der passive Hydraulikdämpfer durch einen semi-aktiven Hydraulikdämpfer ersetzt (Abb. 1(b), Abb. 3 links) [4, 5]. Die Ist-Kraft des semi-aktiven Hydraulikdämpfers wird über ein Bypassventil in Echtzeit auf ihre Soll-Kraft geregelt (Abb. 3 rechts). Der resultierende TMD ist ein semi-aktives System. Dies bedeutet, dass zwar Frequenz und Dämpfung des adaptiven TMD in Echtzeit auf ihre semi-aktiven

Soll-Werte geregelt werden können, jedoch kann der Hydraulikdämpfer mit Bypassventil die Pendelmasse nicht anregen, wie es bei einem aktiven TMD der Fall wäre. Die Vorteile des semi-aktiven Ansatzes sind:

- Der Leistungsbedarf für den Echtzeitrechner, die Sensorik und die Ansteuerung des Magnetventils ist sehr gering (~1 kW); bei einem aktiven System wäre der Leistungsbedarf x-fach grösser.
- Ein semi-aktiver TMD kann nicht instabil werden – aktive TMDs schon.

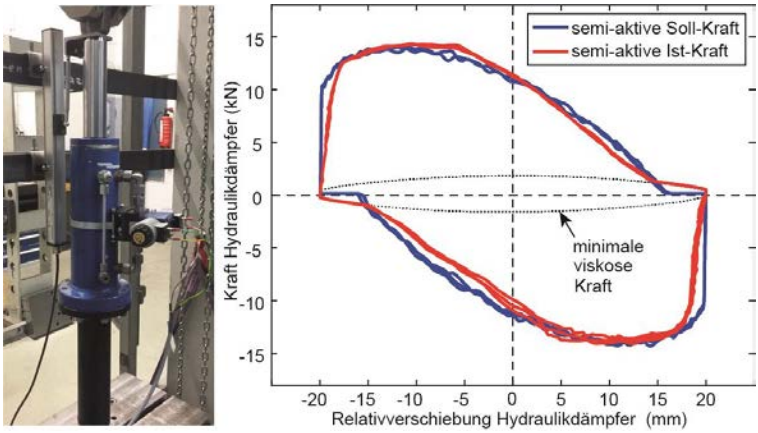


Abbildung 3: Hydraulikdämpfer mit Echtzeit-geregeltem Bypassventil und dazugehörige semi-aktive Dämpferkraft (ein Testfall)

3.2 Semi-aktives Regelgesetz

Die aktive Soll-Kraft wird im Echtzeitrechner basierend auf der gemessenen, horizontalen Bauwerksbeschleunigung und der gemessenen, horizontalen Relativbewegung der TMD-Masse wie folgt zum Zeitpunkt t_k (Abtastfrequenz 1000 Hz) berechnet

$$f_{Soll-Aktiv}(t_k) = -g_1\,\ddot{x}_1(t_k) + g_{TMD}\left(\dot{x}_1(t_k) - \dot{x}_{TMD}(t_k)\right)^{\alpha} \tag{5}$$

wo g_1 und g_{TMD} die Verstärkungsfaktoren (feedback gains) der Regelung darstellen und der Dämpfungsexponent α auf irgendeinen Wert gesetzt werden kann (nicht ganzzahlig, größer als 2). Der erste Term in Gl. (5) erzeugt die Windkompensationskraft und der zweite regelt die TMD-Relativbewegung. Da ein Hydraulikdämpfer mit Bypassventil nur dissipative Kräfte erzeugen kann, werden die aktiven Soll-Kräfte in Gl. (5) zu Null gesetzt

$$f_{Soll}(t_k) = \begin{cases} f_{Soll-Aktiv}(t_k) & : f_{Soll-Aktiv}(t_k)\left(\dot{x}_1(t_k) - \dot{x}_{TMD}(t_k)\right) \geq 0 \\ 0 & : f_{Soll-Aktiv}(t_k)\left(\dot{x}_1(t_k) - \dot{x}_{TMD}(t_k)\right) < 0 \end{cases} \tag{6}$$

3.3 Stabilität, Ausfallsicherheit, Monitoring

Der adaptive TMD ist inhärent stabil, da Hydraulikdämpfer mit Bypass-Ventil nur dissipative, also keine die Pendelmasse anregenden Kräfte erzeugen können. Bei

Stromausfall garantiert eine Mehrventiltechnologie, dass sich der adaptive TMD wie ein passiver TMD mit quadratisch-viskoser Dämpfung verhält. Mit dem Echtzeit-Regler (SPS) und den Verschiebungs- und Beschleunigungssensoren der Regelung ist auch ein wesentlicher Teil des Monitorings bereits inkludiert, welches beliebig erweiterbar ist.

4 Fallbeispiel

4.1 Betrachtete TMDs und deren Optimierung

Mittels Simulation des Differentialgleichungssystems Gl. (1, 2) werden Bauwerksbeschleunigung und TMD-Relativverschiebung für den linearen TMD, den TMD mit quadratisch-viskoser Dämpfung und den TMD mit adaptivem Hydraulikdämpfer mit reduzierter Pendelmasse, nämlich 90 % und 80 % von m_{TMD}, numerisch berechnet. Alle TMDs werden für die 1-, 10-, 50- und 700-Jahreswinde berechnet, um die Performanz in Abhängigkeit der Anregungskraft resp. Wiederkehrperiodendauer aufzuzeigen.

4.2 Modalparameter, TMD-Massenverhältnis, Peak-Beschleunigung

Die Struktur wird mittels der Modalparameter (typisches, windanfälliges Hochhaus) der ersten horizontalen Biegeschwingung abgebildet, auf welchen der TMD optimiert ist:

- Modale Masse: 60.000 Tonnen
- Eigenfrequenz: 0,125 Hz
- Modale Dämpfung: 1,5 % (üblicher Wert für Windlasten)

Die gemäß ISO 10137:2007 zulässige Peak-Beschleunigung gilt für den 1-Jahreswind und wird wie folgt berechnet

$$const. \cdot fr_1^{-0.455} \text{ in (milli-g)} \tag{7}$$

mit $const.$=4,08 für Wohngebäude und $const.$=6,12 für Bürogebäude, was im Fallbeispiel den zulässigen Wert von 10,29 milli-g ergibt. Das Massenverhältnis $\mu = m_{TMD} / m_1$ des TMD wird so angesetzt, dass die Peak-Beschleunigung der Struktur mit linearem TMD

$$mean\left(\ddot{x}_1(t)\right) \pm g_p \sqrt{mean\left(\ddot{x}_1^2(t)\right)} \tag{8}$$

wo g_p der sogenannte Peak-Faktor ist, der neben fr_1 auch von der Zeitdauer T_{max} der Beschleunigungszeitreihe abhängt

$$g_p = \sqrt{2 \cdot ln\left(fr_1 T_{max}\right)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot ln\left(fr_1 T_{max}\right)}} \tag{9}$$

die zulässige Peak-Beschleunigung Gl. (7) für den 1-Jahreswind gerade erfüllt. Dies führt auf das Massenverhältnis μ=1 % respektive m_{TMD}=600 Tonnen.

Tabelle 1: Peak-Beschleunigung und maximale TMD-Relativverschiebung der betrachteten TMD-Konzepte

TMD	m_{TMD} (t)	Wiederkehr-periodendauer (a)	Peak-Beschl. (milli-g)	TMD-Relativ-versch. (m)
ohne TMD	NA	1	18,0	NA
linear-viskos	600	1	10,0	0,82
quadratisch-viskos	600	1	**9,7**	0,87
adaptiv	540	1	**9,3**	0,94
adaptiv	480	1	**9,4**	1,09
ohne TMD	NA	10	30,0	NA
linear-viskos	600	10	16,8	1,37
quadratisch-viskos	600	10	16,6	1,27
adaptiv	540	10	16,6	1,22
adaptiv	480	10	16,6	1,49
ohne TMD	NA	50	42,0	NA
linear-viskos	600	50	23,5	**1,92**
quadratisch-viskos	600	50	23,9	1,60
adaptiv	540	50	24,5	1,32
adaptiv	480	50	24,3	1,61
ohne TMD	NA	700	55,0	NA
linear-viskos	600	700	30,7	**2,51**
quadratisch-viskos	600	700	32,2	**1,91**
adaptiv	540	700	34,0	**1,42**
adaptiv	480	700	33,5	**1,72**

4.3 Resultate

Die relevanten Kenngrößen des TMD sind Peak-Beschleunigung für 1-Jahreswind, um die maximal zulässige Beschleunigung gemäß ISO 10137:2007 zu garantieren, und die maximale TMD-Relativbewegung für den 700-Jahreswind, weil diese den Raumbedarf ergibt. Der Vergleich dieser Kenngrößen zeigt (Tab. 1, Abb. 4, Abb. 5):

- Die sehr große Relativbewegung (+30 % relativ zum quadratisch-viskosen TMD für 700-Jahreswind) des linear-viskosen TMD würde einen sehr großen Einbauraum bedingen, der aus ökonomischen Gründen i.d.R. nicht zur Verfügung steht.
- Falls aus Platzgründen die TMD-Masse nicht reduziert werden muss und die maximale Relativverschiebung nicht zu groß ist, dann stellt der passive TMD mit quadratisch-viskoser Dämpfung und 100 % m_{TMD} eine akzeptable Lösung dar.
- Der adaptive TMD vereint folgende Vorteile:
  1) Das Beschleunigungslimit für den 1-Jahreswind kann dank der Frequenz- und Dämpfungsregelung mit reduzierter TMD-Masse garantiert werden.
  2) Wenn die Regelung so ausgelegt wird, dass die Peak-Beschleunigung für den 10-Jahreswind gleich ist wie diejenige des quadratisch-viskosen TMD, dann

ist die Reserve für den 1-Jahres-Beschleunigungsgrenzwert des adaptiven TMD mit kleinerer Masse größer.

3) Dank der adaptiven Dämpfungsregelung kann die maximale TMD-Relativverschiebung um 26 % (90 % m_{TMD}) resp. 11 % (80 % m_{TMD}) im Vergleich zum quadratisch-viskosen TMD reduziert werden, und dies trotz der reduzierten TMD-Masse. Wegen der zusätzlichen Bedämpfung der Pendelmasse bei Windlasten mit Wiederkehrperioden von 50 Jahren und mehr verschlechtert sich zwar die Peak-Beschleunigung leicht (5,6 %) im Vergleich zum quadratisch-viskosen TMD, was aber bei diesen Windlasten nicht relevant ist.

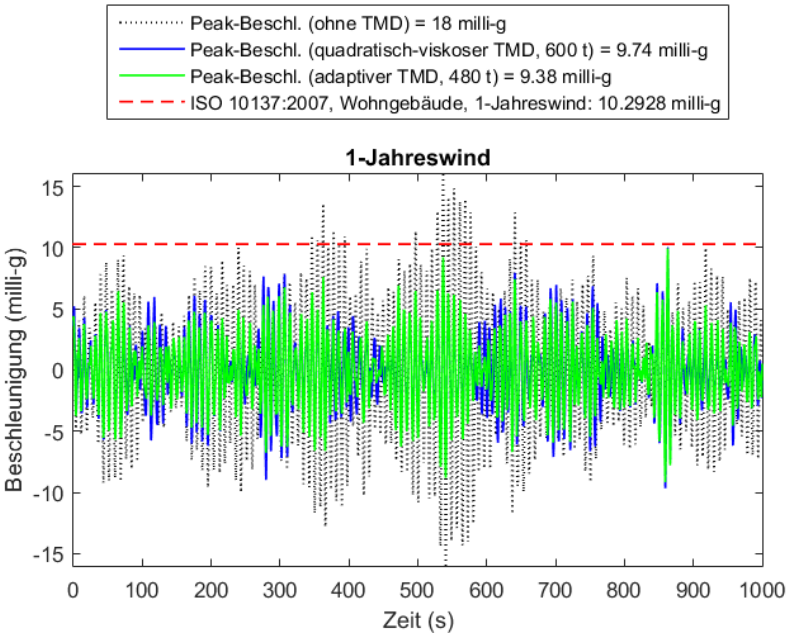


Abbildung 4: Simulierte Beschleunigungen der Struktur ohne TMD, mit quadratisch-viskosem TMD mit 100 % m_{TMD} und adaptivem TMD mit reduzierter TMD-Masse für den 1-Jahreswind

5 Zusammenfassung

Dieser Aufsatz zeigt, dass für Hochhäuser unter Windlasten entweder passive TMDs mit quadratisch-viskoser Dämpfung oder Echtzeit-geregelte adaptive TMDs eingesetzt werden müssen, da es mit linear-viskosen TMDs nicht möglich ist, das Beschleunigungslimit für den 1-Jahreswind zu erfüllen ohne dass dabei die TMD-Relativverschiebung für den 700-Jahreswind inakzeptabel groß wird. Muss aus Platzgründen der TMD-Einbauraum minimiert werden, damit maximal viel Raum vermieten resp. verkauft (Penthouse, Quadratmeterpreis bis 100.000 USD) werden kann, so stellt der TMD mit Echtzeit-geregelten Hydraulikdämpfern und reduzierter Pendelmasse eine ökonomische Lösung dar.

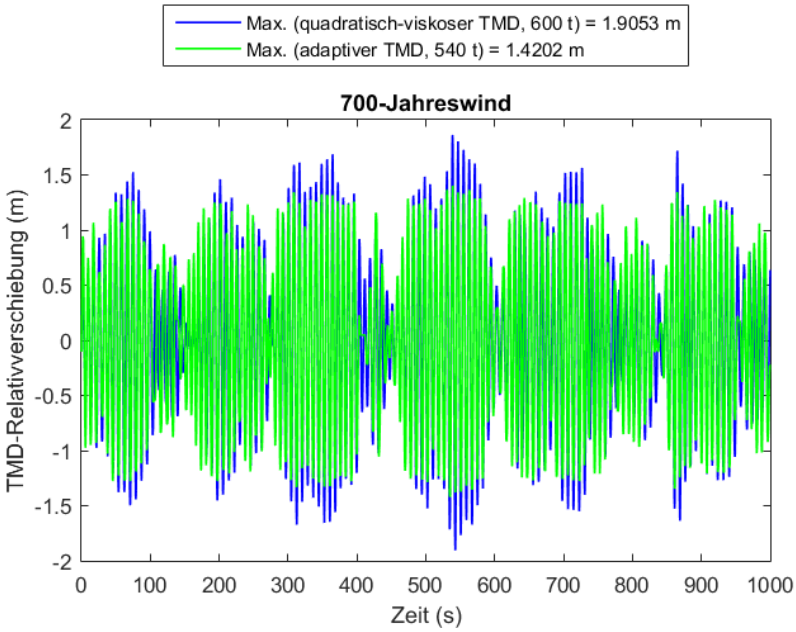


Abbildung 5: Simulierte Relativverschiebung des quadratisch-viskosen TMD mit 100 % m_{TMD} und adaptiven TMD mit reduzierter TMD-Masse für den 700-Jahreswind

Literatur

[1] FRAHM, H. Devices for damping vibrations of bodies. US Patent no. 989, 958, 1911.

[2] DEN HARTOG, J.P. Mechanical Vibrations. York, PA: McGraw-Hill Book Company, The Maple Press Company, 1934.

[3] ASAMI, T.; NISHIHARA, O. Closed-Form Exact Solution to H-inf Optimization of Dynamic Vibration Absorbers (Application to Different Transfer Functions and Damping Systems). Technical Briefs in Journal of Vibration and Acoustics, Vol. 125, 2003, 398-411.

[4] WEBER, F.; DISTL, J.; SPENSBERGER, S.; BENICKE, O.; HUBER, P.; BRAUN, C. New Real-Time Controlled Semi-Active Tuned Mass Damper for Human, Vortex and Wind Excitations. Proceedings of the International Footbridge Conference, Berlin, Germany, September 6-8, 2017.

[5] WEBER, F.; HUBER, P.; MICHALSKI, A.; DISTL, J.; BRAUN, C. New Reduced Mass Controlled TMD for Tall Building Vibration Mitigation. Proceedings of the CTBUH (Council on Tall Buildings and Urban Habitat) 2018 Middle East Conference, Dubai & Abu Dhabi, UAE, 20-25 October 2018.

Baustatik – Baupraxis 14, © 2020, Universität Stuttgart

Gekoppelte numerische Simulationen im Windingenieurwesen - Potenziale und Anwendungsszenarien

Roland Wüchner[1,2], Máté Péntek[1], Andreas Winterstein[1], Philipp Bucher[1], Kai-Uwe Bletzinger[1]

[1]*Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München, Arcisstr. 21, D-80333 München*
[2]*International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), C/ Gran Capità, s/n, Campus Nord UPC, 08034 Barcelona*

Zusammenfassung: Die numerische Simulation von windinduzierten Tragwerksantworten ist ein Teil des sogenannten Computational Wind Engineerings (CWE), das aktuell immer stärker auch in den Fokus der Baupraxis rückt. Auf Grund der komplexen Strömungsverhältnisse in der atmosphärischen Grenzschicht und insbesondere bei flexiblen und weitgespannten bzw. hohen Bauwerken sind die Modellierungs- und Simulationsaspekte sehr anspruchsvoll und es liegt im Allgemeinen ein multidisziplinäres Mehrskalenproblem vor. Einerseits erfordert die Erfassung der im jeweiligen Fall relevanten Charakteristika des natürlichen Winds eine Kopplung der Simulation der lokalen Windverhältnisse mit Modellen für die am Standort vorliegenden meteorologischen Verhältnisse. Andererseits müssen die im Zusammenhang mit dem Bauwerksverhalten direkt vorliegenden Wechselwirkungen adäquat abgebildet und simuliert werden. Letzteres beinhaltet die Interaktion zwischen den Strömungslasten und der Strukturbewegung im Rahmen der Aeroelastik sowie eine mögliche Kopplung von Strukturdynamik mit Systemen zur Schwingungsreduktion (wie z.B. semi-aktive Tilger und Schwingungsdämpfer). Im vorliegenden Beitrag werden anhand von zwei baupraktischen Beispielen die Potenziale der numerischen Simulation von gekoppelten Problemen im Windingenieurwesen aufgezeigt und diskutiert. Die inhärenten Vorteile der Simulation v.a. hinsichtlich der überall im Berechnungsgebiet verfügbaren Daten, der möglichen algorithmischen Kopplung von verschiedenen Disziplinen und der Behandlung von Modellen im Realmaßstab werden dabei deutlich.

1 Der numerische Windkanal

Die Prädiktion des Tragwerksverhaltens im Wind erfordert je nach Anwendungsfall eine unterschiedliche Modellierungstiefe bzgl. der Anströmsituation, der lokalen Windsimulation, der Strukturdynamik (gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Schwingungstilgern) und der potenziellen Kopplung zwischen Windströmung und Strukturdynamik. Die konzeptionelle Basis für die Erfassung von Windeffekten bei Bauwerken ist die sogenannte „Windlastkette“ nach Davenport [1,2]. Insbesondere bei großen und flexiblen Bauwerken können signifikante Deformationen sowie für die Nutzung oder die Bauwerkssicherheit abträgliche, dynamische Wechselwirkungseffekte auftreten. Typische Vereinfachungen in der Windmodellierung, der Struktur- und Strömungssimulation sowie die Vernachlässigung der Fluid-Struktur-Wechselwirkung sind in solchen Fällen meist nicht mehr zulässig. Die multidisziplinäre Fragestellung erfordert neben der Einzelfeldmodellierung auch das zielgerichtete Zusammenspiel der einzelnen Simulationskomponenten, was durch ein modulares Simulationskonzept mit klar definierten Schnittstellen und Kopplungsalgorithmen [3] möglich wird. Im Bereich der Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) sind dies die Behandlung von nicht-übereinstimmenden Oberflächennetzen am Kopplungsrand zwischen Strömungs- und Strukturlöser sowie die Auswahl von für den jeweiligen Anwendungsfall geeigneten Kopplungsmethoden, die eine möglichst hohe Effizienz bei gegebener numerischer Robustheit haben (z.B. explizite versus implizite Kopplungsverfahren [4,5,6]). Zur Ermittlung der windspezifischen Strömungsrandbedingungen für die CFD-Simulation des Windfelds um die Struktur sind verschiedene Herangehensweisen denkbar, die sich hinsichtlich numerischem Aufwand und erzielbarer Genauigkeit und Detaillierung bei der Beschreibung von Windfeldern signifikant unterscheiden [3,4]. Die aufwändigste Vorgehensweise zur Berechnung der schwankenden Einströmgeschwindigkeiten ist die Simulation der atmosphärischen Grenzschicht in einem langen, leeren Strömungskanal im Vorfeld des betrachteten Untersuchungsgebiets mit entsprechender Bodenrauigkeit. Der Aufwand dieser transienten CFD-Simulationen ist für baupraktische Zwecke mit mehreren Windbedingungen meist nicht vertretbar, weshalb die Generierung von synthetischen Windfeldern, die zeitlich und räumlich fluktuieren und die wesentlichen Charakteristika des natürlichen Winds abbilden (z.B. Turbulenzintensität, Verteilung der Spektren), eine effiziente und praxisorientierte Alternative. Die genannten Komponenten des numerischen Windkanals sind in Abb. 1 dargestellt, woraus sich auch die jeweiligen Kopplungen ableiten: Die fluktuierenden Windeinströmdaten werden durch eine separate Simulation, umgesetzt in einem „inlet generator“-Modul, erzeugt, wobei am Lehrstuhl für Statik, TUM die Windfelder basierend auf dem Modell nach J. Mann [7,8,9] berechnet werden. Hierbei werden für jeden Punkt der rot dargestellten Diskretisierung die drei fluktuierenden Komponenten der Windgeschwindigkeiten ermittelt. Diese werden dann mit dem mittleren Windgeschwindigkeitsprofil überlagert und dann auf das CFD-Netz am Einströmrand übertragen. Links unten in Abb. 1 ist ein vertikaler Schnitt durch ein Windfeld zu einem bestimmten Zeitpunkt dargestellt, wo die zeitlich gemittelte und die fluktuierende Komponente der Windgeschwindigkeit erkennbar ist. Mit dieser zeitlich und räumlich veränderlichen Windeinströmbedingung wird die numerische Strömungssimulation (Computational Fluid Dynamics, CFD) des lokalen Windfelds um das Bauwerk durchgeführt. Die daraus resultierenden, zeitabhängigen Oberflächendruckverteilungen auf dem Tragwerk sind die dynamische Belastung der Struktur, die wiederum mittels numerischer, strukturdynamischer Simulation (Computational Structural Dynamics, CSD)

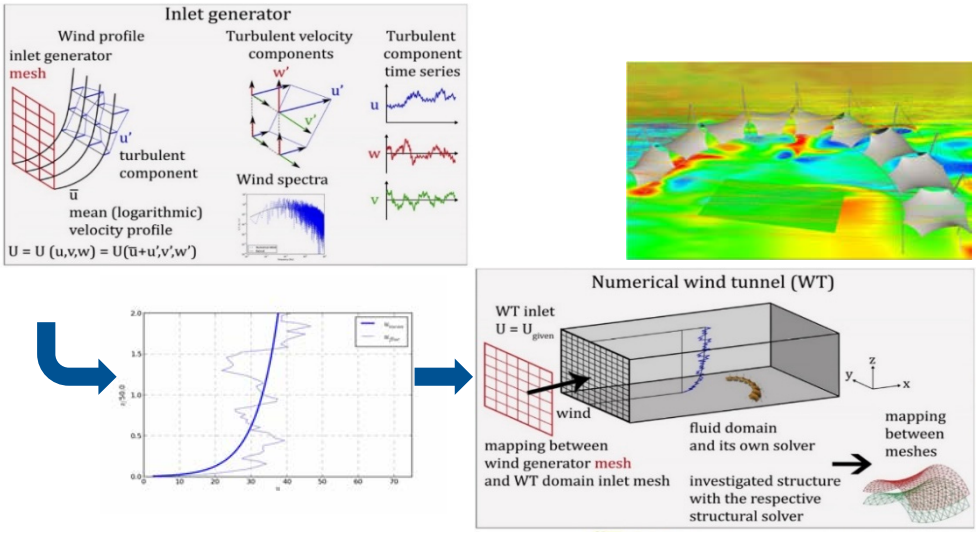


Abbildung 1: Komponenten des numerischen Windkanals und deren Wechselwirkung

im Zeitbereich berechnet wird. Durch eine algorithmische Zwei-Wege-Kopplung zwischen CFD und CSD können auch gekoppelte Phänomene, wie z.B. Galloping oder Flattern, numerisch simuliert und hinsichtlich des Strukturentwurfs bewertet werden. Falls bei der Struktur noch Maßnahmen zur Schwingungsreduktion geplant werden sollen, kann die CSD-Simulation noch z.B. mit semi-aktiven Tilgern gekoppelt werden. Wesentlicher Vorteil bei diesem partitionierten, modularen Vorgehen ist die Flexibilität hinsichtlich der jeweiligen Modellierungen in jeder Unterdisziplin und bei jeder Komponente der Simulationskette, wie z.B. unterschiedliche Windgenerierungsmethoden oder Einströmbedingungsvorgabe durch Messungen, alternative Modellierungen und Methoden für die Simulation turbulenter Strömungen (RANS, LES, FEM, FVM, etc.), verschieden komplexe Strukturmodelle, Varianten von Tilgersystemen und Regelungsstrategien.

2 Aeroelastische Analyse eines Solarkollektors

In diesem Abschnitt wird die aeroelastische Simulation eines rinnenförmigen Solarkollektors kurz erläutert und die Modellierungsaspekte hinsichtlich der Strömungs-Struktur-Kopplung diskutiert. Details zu dieser baupraktischen Fragestellung können in [4,5] nachgelesen werden. In Abb. 2 sind das Berechnungsgebiet mit dem darin positionierten Solarkollektor sowie die Böenspektren am Einströmrand und am Spiegel selbst sowie eine Visualisierung des momentanen Strömungs- und Druckfelds zu einem bestimmten Zeitpunkt dargestellt. Die zeitabhängigen Einströmdaten werden als synthetisches Windfeld mit dem Verfahren nach J. Mann generiert (siehe Abschnitt 1) und dann in jedem Zeitschritt entsprechend ihrer räumlichen Verteilung auf die Strömungsdiskretisierung am Einlassrand aufgebracht. Zur Kontrolle ist der Realisierung des normiert aufgetragenen Böenspektrums noch die von Kaimal vorgeschlagene Funktion als durchgezogene Linie hinterlegt. Die transiente Bauwerksbelastung (siehe z.B. momentanes Druckfeld auf Abb. 2 rechts unten) ergibt sich aus der CFD-Simulation des zeitabhängigen Windfelds (Abb. 2 rechts oben: Windböen in

der Umgebung des Bauwerks zu einem bestimmten Zeitpunkt) infolge der modellierten Windeinströmung. Auf dem Strömungsbild ist die Zusammensetzung des natürlichen Winds aus Böen verschiedener Größe erkennbar und auch die Wirbel im Nachlauf der Struktur sind sichtbar. Das Böenspektrum am Spiegel zeigt einen Abfall des Energiegehalts in den höheren Frequenzen gegenüber dem Einlassspektrum, was aus der Raum- und Zeitdiskretisierung resultiert. Diese Filterwirkung von endlicher Netz- und Zeitschrittgröße muss insbesondere bei zeitabhängigen Strömungssimulationen sehr genau evaluiert werden, damit die für die Tragwerksbemessung relevanten Böenskalen noch korrekt am Bauwerksstandort in der Simulation abgebildet werden. Im konkreten Fall der dynamischen und gekoppelten Simulationen des Solarkollektors wurden intensive und systematische Untersuchungen zur physikalischen Aussagekraft der Strömungssimulationen durchgeführt, die in [10] aufbereitet sind. Zur Strömungssimulation wurden zwei unabhängige LES-Lösungsverfahren mit unterschiedlichen Diskretisierungstechniken (Lattice-Boltzmann-Methode, LBM sowie Finite-Elemente-Methode, FEM) eingesetzt und miteinander sowie gegen experimentell gewonnene Messdaten verglichen. Als Besonderheit wurden im Rahmen dieser publizierten Validierungsaktivität neben den zeitlich gemittelten Belastungsgrößen auch noch Maximal- und Minimal- sowie root-mean-square (RMS)-Werte ausgewertet. Als Ergebnis dieser Vergleichskampagne kann festgestellt werden, dass die eingesetzten LES-Verfahren mit den gewählten Diskretisierungen sowohl die mittleren, als auch die RMS- und Spitzenwerte der Belastungen zuverlässig ermitteln können. Die in der Studie [10] durchgeführten LES-Simulationen und Windkanalmessungen wurden am starren Solarkollektormodell durchgeführt und sind somit eine brauchbare Basis für die Strukturbemessung, solange die Strukturbewegung im natürlichen Wind vernachlässigbar ist und auch keine Wechselwirkungsphänomene zu erwarten sind.

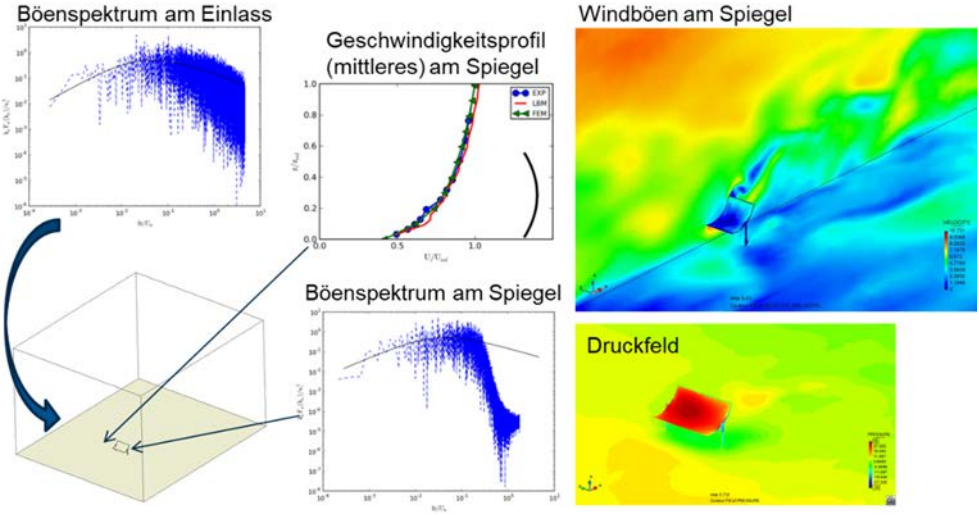


Abbildung 2: Berechnungsgebiet um Solarkollektor, Böenspektren und momentanes Windfeld

Sobald eine relevante Rückkopplung der bewegten Struktur auf die Strömungslasten stattfindet, muss eine gekoppelte Simulation der FSI (z.B. wirbelerregte oder bewegungsinduzierte Schwingungen) durchgeführt werden, weil in diesen Fällen die Schwingungsamplituden und Strömungslasten deutlich ansteigen können. Die Simulation der Wind-Struktur-Wechselwirkungen wurde in [5] aufbereitet und durchgeführt. Im

Folgenden werden die wesentlichen Modellierungsentscheidungen und deren Auswirkung auf die in der Simulation erzielbaren Ergebnisse diskutiert. Die numerisch simulierten Belastungen (beispielhaft ist das Moment um die Rotationsaufhängung aufgetragen) werden in Abb. 3 für verschiedene Stufen der Berechnungskomplexität dargestellt (Hintergründe und allgemeine Informationen zu Modellierungsstufen bei FSI-Problemen sind in [11] aufbereitet). Ganz links ist die reine Lastermittlung mittels CFD dargestellt, wobei man im Strömungsfeld und auch beim Böenspektrum die unterschiedlichen Böenanteile mit der jeweils unterschiedlichen Größe und Frequenz sehen kann, wobei keinerlei Struktureigenschaften berücksichtigt werden. Demgegenüber werden bei der sogenannten Ein-Weg-Kopplung die per CFD ermittelten, räumlich verteilten, fluktuierenden Oberflächenlasten auf das CSD-Modell aufgebracht und eine separate strukturdynamische Simulation im Zeitbereich durchgeführt. Es ist zu beachten, dass die Struktur zwar die dynamischen Lasten aus der Strömung erhält, aber die dynamischen Bauwerkseigenschaften einer im Vakuum schwingenden Struktur entsprechen, weil die Strömungssimulation keinerlei Rückkopplung mit der Strukturbewegung hat. Folglich können per Ein-Weg-Kopplung auch keine gekoppelten Phänomene, wie z.B. Galloping, korrekt erfasst und quantifiziert werden. Dies ist ausschließlich mit der sogenannten Zwei-Weg-Kopplung (Abb. 3, rechte Spalte) möglich, wobei die CFD- und CSD-Simulationen komplett gekoppelt werden und die Bewegung auch in der Strömungssimulation durch eine entsprechende Anpassung der Randgeometrie in jedem Zeitschritt berücksichtigt wird.

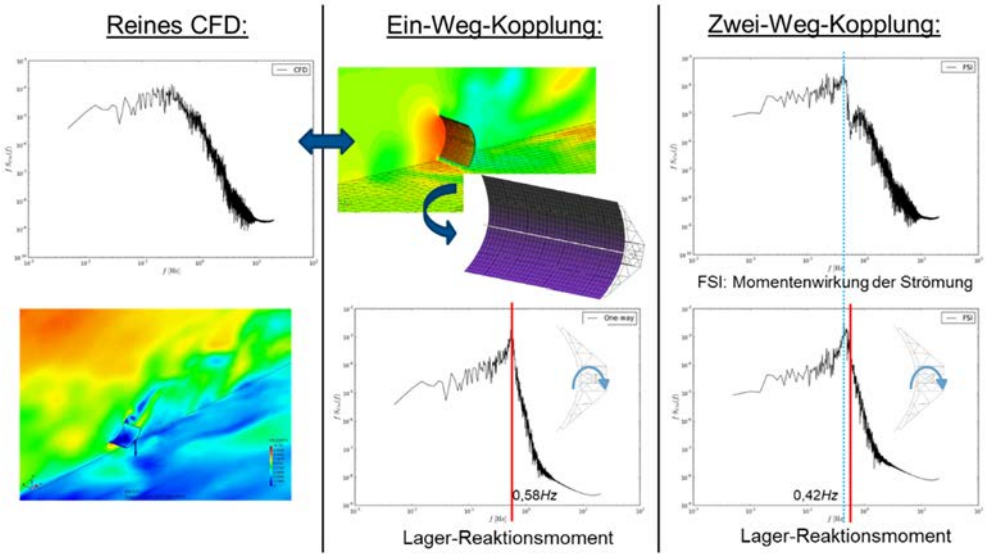


Abbildung 3: Modellierungsstufen der Berechnung, Effekt von Vereinfachungen auf Ergebnisse

Bei genauerer Betrachtung der Ergebnisse in Abb. 3 fällt auf, dass die in der Zwei-Weg-Kopplung ermittelte Frequenz des Spitzenlagermoments an der Aufhängung des Solarkollektors deutlich niedriger ist (0,42 Hz), als die per Ein-Weg-Kopplung simulierte Frequenz des Spitzenlagermoments (0,58 Hz). Dies erklärt sich durch die vernachlässigten Kopplungseffekte in der mittig dargestellten Modellierung, was zu einer falschen Bewertung des Strukturverhaltens infolge zu starker Vereinfachung bei der Aufbereitung des numerischen Simulationsmodells führt. Die Entscheidung hinsichtlich der zu

berücksichtigenden Modellaspekte liegt in der Verantwortung des jeweiligen Ingenieurs und kann am Berechnungsmodell später nicht mehr korrigiert werden.

3 Gekoppelte Simulation von Hochhausschwingungen unter Berücksichtigung von Schwingungstilgern

In diesem Abschnitt werden die numerische Simulation eines Hochhauses unter Einbeziehung von Schwingungstilgern gezeigt und die Effekte der Berücksichtigung der Fluid-Struktur-Kopplung sowie der Kopplung des FSI-Problems mit den eingebauten Schwingungsreduktionsmaßnahmen dargestellt. Die methodischen Details der algorithmischen Mehrfachkopplung zwischen Strömung, Struktur und Tilger sowie weitere Auswertungen können in [12] nachgelesen werden. Als Beispiel wurde das in [13] vorgeschlagene, generische Gebäudemodell verwendet, weil hierfür schon Vergleichsdaten für die Windlasten vorliegen und somit eine Validierung der mit KratosMultiphysics [14] durchgeführten Windsimulationen möglich ist. Das Berechnungsgebiet mit den Abmessungen und den Randbedingungen ist in Abb. 4 links dargestellt. Die Windkanalabmessungen sind skaliert mit den Gebäudemaßen (H=180m, B=30m und D=45m) und es ergibt sich ein Verbauungsgrad von ca. 0,5%, was deutlich unter dem empfohlenen Maximum von 3% liegt. In Abb. 4 rechts sind die vom Gebäude alternierend ablösenden Wirbel deutlich zu erkennen, welche bei einem flexiblen Gebäudemodell zu wirbelerregten Schwingungen führen können. Die Vergleiche von reiner CFD- mit FSI-Simulationen sind in Abb. 5 dargestellt.

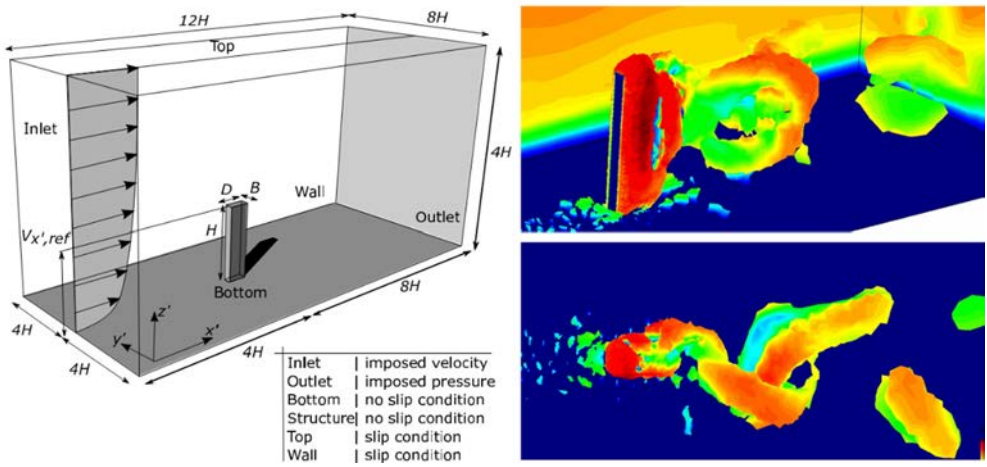


Abbildung 4: Berechnungsgebiet mit Hochhaus und alternierende Wirbelablösung

Es ist deutlich erkennbar, dass in Strömungsquerrichtung (Graphen auf rechter Seite) eine deutliche Erhöhung der Strömungskraft (F_y) und des Einspannmoments (M_x) infolge der Wechselwirkung vorliegt. Um dieses Phänomen besonders hervorzuheben, wurde die Anströmung mit einem zeitlich gemittelten Windprofil modelliert, weil dies die Formierung der großen Querwirbel erleichtert und somit den Extremfall der Wirbelanregung betont. Dies erklärt auch die relativ glatten Signale der Kraft- und Momentenwirkung in

Strömungsrichtung auf dieses Bauwerk, welche mit modellierter böiger Anströmung (so wie in Abschnitt 2) auch deutlich mehr Fluktuationen zeigen würden.

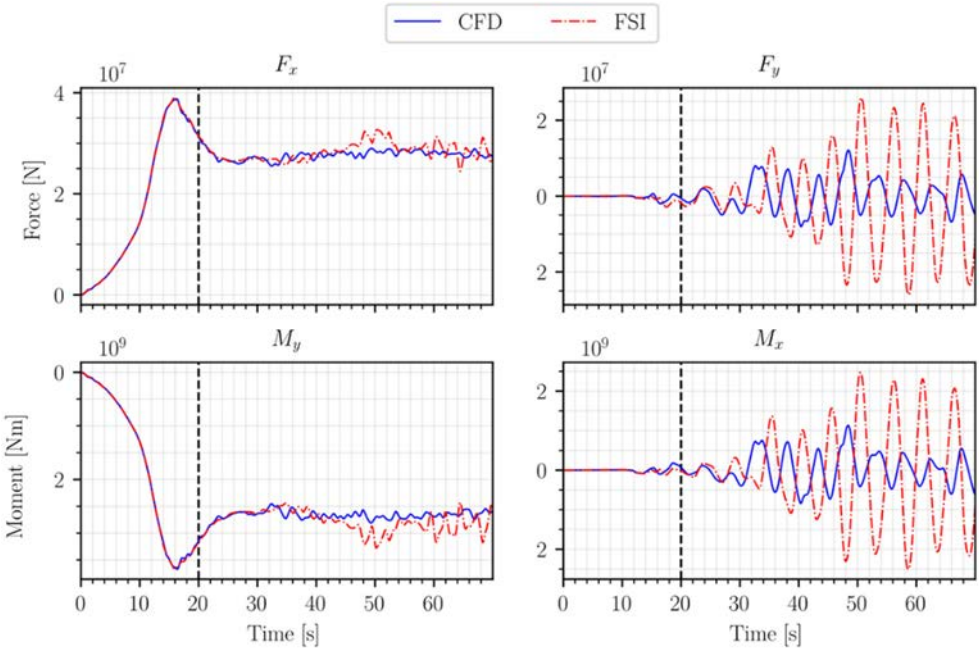


Abbildung 5: Effekt der Vernachlässigung der Wind-Struktur-Wechselwirkung in der Simulation

Zusätzlich zu der Berücksichtigung der Wind-Struktur-Kopplung wurden Simulationen durchgeführt, wo die Mehrfachkopplung zwischen Strömung, Struktur und (potenziell auch semi-aktivem) Tilgersystem algorithmisch umgesetzt wurde ([12], auf Grundlage von [15]). Die Zeitverläufe der Kraft und Verformung in Strömungsquerrichtung sind in Abb. 6 aufgetragen, wo die Wirkung des Tilgers (TMD: passives System, SATMD: semi-aktives System) gegenüber einer Struktur ohne Schwingungsreduktionsmaßnahme (no AMD) insbesondere bei den Schwingungsamplituden deutlich auffällt.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Artikel wurden Modellierungsaspekte und Hintergründe der Berechnungsverfahren zur Simulation von gekoppelten Phänomenen im Windingenieurwesen skizziert. Nach einem Überblick über die Bestandteile des numerischen Windkanals im CWE, wurden an zwei baupraktischen Beispielen die Potenziale der gekoppelten Simulation aufgezeigt. Die möglichen Anwendungsszenarien beinhalten jegliche Art von Fragestellungen, bei denen eine signifikante Wechselwirkung zwischen Einzeldisziplinen vorliegt und dementsprechend auch bei der numerischen Modellbildung und Simulation nicht vernachlässigt werden darf. Die Kopplungen können zwischen der Strömungssimulation und der Strukturdynamik auftreten, und auch weitere Komponenten, wie z.B. potenziell semi-aktive Tilgersysteme, im Rahmen einer Mehrfachkopplung berücksichtigen. Die Kopplung der CFD-Simulation mit dem Windklima kann auf

verschiedene Weise und mit unterschiedlichem Aufwand erfolgen. Generell zeigt sich, dass ein modulares Vorgehen beim Aufbau der Simulationsumgebung für praktische Fragen sehr vorteilhaft ist, weil man je nach Fragestellung in jeder Einzeldisziplin über die erforderliche Komplexität des Einzelmodells entscheiden kann. Es wurde deutlich gemacht, dass nicht nur die Potenziale der gekoppelten Simulationen für die Baupraxis vorhanden sind, sondern in gewissen Fällen diese Mehrfeldsimulationen auch erforderlich sind, um realitätsnahe und somit bemessungsrelevante Aussagen durch die Simulation treffen zu können.

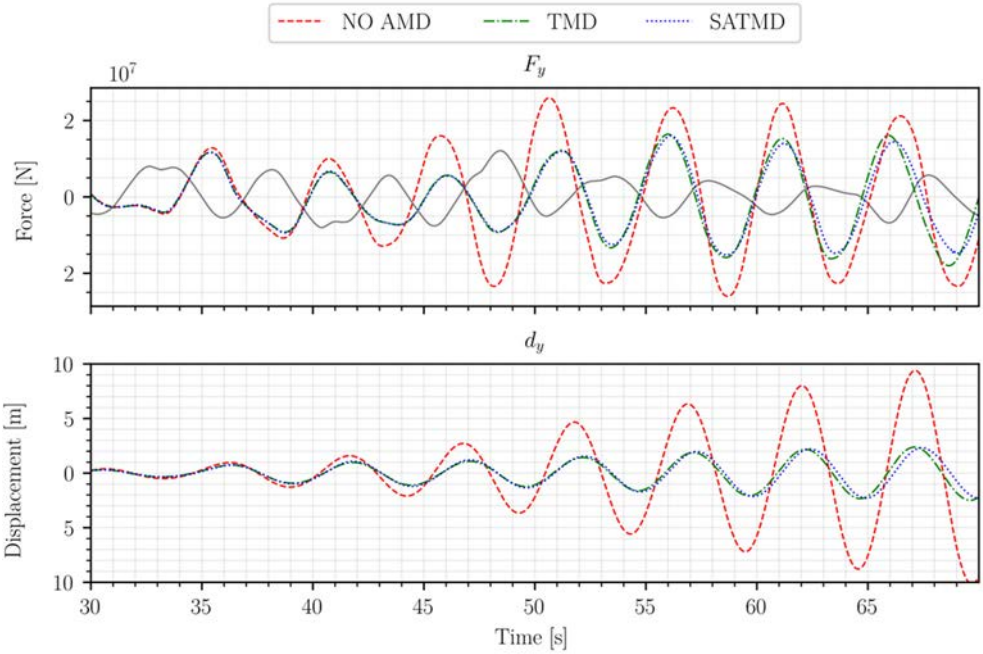


Abbildung 6: Mehrfachkopplung zur Simulation der FSI mit Berücksichtigung von Tilgern

Literatur

[1] WÜCHNER, R., HOJJAT, M., MICHALSKI, A., BLETZINGER, K.-U., Computational Wind Engineering leichter Flächentragwerke, In: Berichte der Fachtagung Baustatik-Baupraxis 11, (G. Hofstetter, Y. Theiner, G. Beer, Chr. Dünser (Hrsg.)), Universität Innsbruck/ TU Graz, 2011, S.449-456.

[2] BLETZINGER, K.-U., WÜCHNER, R., ANDRE, M., PÉNTEK, M., MICHALSKI, A., Der numerische Windkanal im Bauwesen – Potentiale und Herausforderungen am Beispiel flexibler Tragwerke, In: 20. Dresdner Baustatik-Seminar: Realität – Modellierung – Tragwerksplanung, (M. Kaliske, W. Graf (Hrsg.)), TU Dresden, 2016, S. 5-18.

[3] WÜCHNER, R., Computational Wind-Structure Interaction – Modeling, Simulation and Validation, Habilitationsschrift, Ingenieurfakultät Bau Geo Umwelt, TU München, 2017.

[4] ANDRE, M.S., Aeroelastic Modeling and Simulation for the Assessment of Wind Effects on a Parabolic Trough Solar Collector, Dissertation, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2018.

[5] ANDRE, M., PÉNTEK, M., BLETZINGER, K.-U., WÜCHNER, R., Aeroelastic simulation of the wind-excited torsional vibration of a parabolic trough solar collector, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics (2017) 165:67-78.

[6] KUPZOK, A., Modeling the Interaction of Wind and Membrane Structures by Numerical Simulation, Dissertation, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2009.

[7] MANN, J., Wind field simulation, Prob. Engng, Mech. (1998) 13:269-282.

[8] MICHALSKI, A., KERMEL, P.D., HAUG, E., LÖHNER, R., WÜCHNER, R., BLETZINGER, K.-U., Validation of the computational fluid–structure interaction simulation at real-scale tests of a flexible 29 m umbrella in natural wind flow, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics (2011) 99:400-413.

[9] MICHALSKI, A., Simulation leichter Flächentragwerke in einer numerisch generierten atmosphärischen Grenzschicht, Dissertation, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2010.

[10] ANDRE, M., MIER-TORRECILLA, M., WÜCHNER, R., Numerical simulation of wind loads on a parabolic trough solar collector using lattice Boltzmann and finite element methods, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics (2015) 146:185–194.

[11] BLETZINGER, K.-U., MICHALSKI, A., WÜCHNER, R., Der numerische Windkanal – gekoppelte Simulationen der Wind-Struktur-Interaktion am Beispiel eines 53m Schirms, In: Berichte der Fachtagung Baustatik-Baupraxis 13, (G. Meschke, S. Freitag, C. Birk, J. Menkenagen, T. Ricken (Hrsg.)), Ruhr-Universität Bochum/ Universität Duisburg-Essen/ TU Dortmund, 2017, S. 31-38.

[12] PÉNTEK, M., WINTERSTEIN, A., VOGL, M., KUPÁS, P., BLETZINGER, K.-U., WÜCHNER, R., A multiply-partitioned methodology for fully-coupled computational wind-structure interaction simulation considering the inclusion of arbitrary added mass dampers, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics (2018) 177:117-135.

[13] INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR WIND ENGINEERING (IAWE), Benchmark buildings for an international HFBB comparison, 2009: http://www.iawe.org/committees/HFBB-spec.pdf

[14] KRATOS MULTIPHYSICS: https://github.com/KratosMultiphysics/Kratos

[15] WINTERSTEIN, A., LERCH, C., BLETZINGER, K.-U., WÜCHNER, R., Partitioned simulation strategies for fluid-structure-control interaction problems by Gauss-Seidel formulations, Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences (2018) 5:29.

Autorenverzeichnis

Aldinger, Lotte, 407
Alsahly, Abdullah, 81, 823
Altay, Okyay, 59, 241
Andersson, David, 849

Bailly, David , 439
Bauer, Alexander, 397
Bauer, Anna, 711
Bechert, Simon, 407
Bechmann, Roland, 129
Becker, Rolf, 3
Bergmeister, Konrad, 805
Bischoff, Manfred, 109, 119
Bismut, Elizabeth, 795
Blandini, Lucio, 367
Bletzinger, Kai-Uwe, 273, 711, 917
Bockhold, Jörg, 611
Böhm, Michael, 109, 787
Borg Costanzi, Christopher, 215
Borgerhoff, Michael, 147
Boungard, Jonas, 651
Bove, Simon, 661
Braun, Christian, 909
Breunig, Stephanie, 669
Bristogianni, Telesilla, 319
Brunetti, Matteo, 367
Bucher, Philipp, 273, 917

Campos, Tatiana, 199
Cao, Ba Trung, 81
Carvalho, João, 199
Cervenka, Jan, 805
Chawdhury, Samir, 881
Clobes, Mathias, 857
Cordes, Tobias, 805, 813
Cruz, Paulo, 199

Demmer, Martin, 493
Depina, Ivan, 795
Distl, Johann, 909
Distler, Pascal, 155, 257
Dornisch, Wolfgang, 415
Dorrer, Günther, 677
Dürr, André, 661

Edler, Philipp, 723
Eitelberger, Johannes, 677
Elsche, Björn, 189
Elsesser, Waldemar, 511
Erven, Maren, 215

Fahlbusch, Mark, 231
Feldbusch, Arthur, 249
Feucht, Thilo, 215
Fickler, Nicolas, 493
Fickler, Silvia, 529
Figueiredo, Bruno, 199
Fina, Marc, 163
Fischnaller, Martin, 375
Fleischhauer, Robert, 449
Freitag, Steffen, 81, 723
Frickel, Jörg, 685
Friehe, Mirko, 865
Fries, Thomas-Peter, 431
Füssl, Josef, 457

Gade, Jan, 109, 119
Gamnitzer, Peter, 839
Gartz, Markus, 571

Gebbeken, Norbert, 11, 383
Geiger, Florian, 109, 119
Geiser, Armin, 779
Geißler, Karsten, 339
Gerold, Matthias, 693
Gescher, Dieter, 619
Gil Pérez, Marta, 207
Gölz, Lisa-Marie, 669
Göppert, Knut, 755
Goldbach, Ann-Kathrin, 711
Grabe, Jürgen, 731
Graf, Wolfgang, 739
Grießmann, Tanja, 465
Groß, Mirjam, 257

Haase, Walter, 787
Habtemariam, Abinet Kifle, 519
Haller, Peer, 483
Haspel, Lorenz, 25
Haug, Holger, 43
Helbig, Thorsten, 553
Hennecke, Markus, 391
Hilcken, Jonas, 283
Hinz, Holger, 129
Hirt, Gerhard, 439
Hochreiner, Georg, 457
Höffer, Rüdiger, 891
Hofmann, Michael, 723
Hofmeister, Benedikt, 465
Hofstetter, Günter, 839
Huber, Peter, 909
Hubert, Wolfgang, 891
Hübler, Clemens, 465
Hummel, Johannes, 473

Jiang, Caigui, 747

Kaliske, Michael, 449, 739
Kassnel-Henneberg, Bruno, 295
Kasumovic, Irma, 311
Katz, Casimir, 627, 873
Kavrakov, Igor, 881
Kebig, Tanja, 537
Kemper, Frank, 865
Kimmich, Stefan, 635
Klimaszyk, Frank, 249
Klinkel, Sven, 59, 241
Knaack, Ulrich, 215
Knippers, Jan, 67, 207, 407
Köhler, Jochen, 171
Korpas, Gregor, 339
Koslowski, Valentin, 207
Kratzke, Bastian, 43
Kremer, Katharina, 723
Krenn, Burkhard, 755
Krybus, David, 635
Kuckelkorn, Jens, 779
Kühner, Christian, 397
Kuhlmann, Ulrike, 661, 669, 693, 701
Kuhnt, Johannes, 643
Kunecký, Jiří, 457

Lahmer, Tom, 763
Lama, Prasantha, 303
Lang, Christian, 265
Lange, Jörg, 215
Leichsenring, Ferenc, 739
Lenzen, Armin, 503
Lieb, Rolf-Dieter, 873
Lordick, Daniel, 579
Lüning, Lukas, 397
Lupi, Francesca, 891

Maas, Stefan, 537
Marwan, Ahmed, 823
Marwitz, Simon, 519
Mehrkian, Behnam, 241
Menges, Achim, 67
Menkenhagen, Jochen, 303, 329
Meschke, Günther, 81, 723, 823
Meyer, Joachim, 493
Michalski, Alexander, 849
Mönch, Simon, 693
Moersch, Jörg, 181
Morgenthal, Guido, 881

Mühlbauer, Christian, 391
Münch, Ingo, 545

Namari, Siavash, 483
Naumann, Johanna, 545
Neu, Gerrit Emanuel, 823
Neugart, Clemens, 643
Neugebauer, Jürgen, 311
Neuner, Matthias, 839
Nguyen, Viet-Hà, 537
Niemann, Hans-Jürgen, 891
Niggl, Andreas, 591
Nijsse, Robert, 319

Ohlbrock, Patrick Ole, 771
Oikonomopoulou, Faidra, 319
Oppe, Matthias, 553

Panther, Lukas, 163
Papaioannou, Iason, 795
Pellis, Davide, 423
Pelz, Gerrit, 831
Petryna, Yuri, 349, 511
Philipp, Benedikt, 779
Pofahl, Thorsten, 439
Pottmann, Helmut, 423, 747
Péntek, Máté, 917

Rabenseifner, Klaus, 329
Raichle, Jochen, 701
Reichert, Ina, 763
Reiher, Paula, 449
Reitmaier, Lisa-Marie, 439
Rolfes, Raimund, 465
Rongen, Bas, 207
Rosendahl, Philipp, 561
Roth, Jakob, 661

Sadegh-Azar, Hamid, 155, 249, 257
Sala, Paulina, 391
Sanchez-Alvarez, Jaime, 231
Sauer, Roland, 635
Sautter, Klaus, 273
Sawodny, Oliver, 109, 787
Schäfer, Daniel, 779
Scheible, Florian, 553
Schewe, Lisa, 493
Schickert, Martin, 763
Schmid, Angelika, 643
Schmitt, Felix, 283
Schneeberger, Christian, 147
Schneider, Jens, 89
Schnellenbach-Held, Martina, 529
Schöllhammer, Daniel, 431
Schreter, Magdalena, 839
Schütt, Jan, 571
Schwarnowski, Kamil, 231
Schwartz, Joseph, 771
Seim, Werner, 473
Seiter, Alex, 439
Seitz, Karlotta-Franziska, 731
Senatore, Gennaro, 137
Snijder, Ate, 319
Sobek, Werner, 109, 787
Sonntag, Daniel, 407
Stadler, Matthias, 147
Steffen, Simon, 109, 787
Stein, Michael, 223
Stempniewski, Lena, 701
Straub, Daniel, 171, 795

Teichgräber, Max, 171
Teupe, Josef, 619
Thiele, Kerstin, 89
Thiele, Klaus, 857
Trautz, Martin, 439

Ummenhofer, Thomas, 669

Veer, Fred, 319
Vlaski, Viktor, 181
Vogel, Thomas, 357
von Scheven, Malte, 119
Vossen, Thomas, 611

Wacker, Jürgen, 901
Wacker, Tobias, 901

Wackerfuß, Jens, 651
Wagner, Hans Jakob, 67
Wagner, Werner, 163, 545
Waldschmitt, Benedikt, 215
Wang, Yafeng, 137
Weber, Felix, 909
Weber, Patrick, 163
Weidner, Philipp, 669
Weißgraeber, Philipp, 561
Welsch, Torsten, 529
Wendeler, Corinna, 273
Wertenbroch, Axel, 189
Wetzel, Markus, 397
Winterstein, Andreas, 917
Wolkowicz, Christian, 231
Wrede, Helmut, 599
Wüchner, Roland, 273, 917

Yan, Sikang, 415

Zabel, Volkmar, 519
Zechmeister, Christoph, 67

ISBN 978-3-00-064639-3