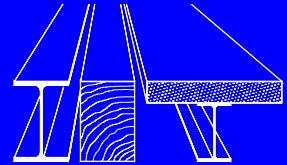


Institut für Konstruktion und Entwurf
Stahl- Holz- und Verbundbau
Universität Stuttgart



Zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden

Bernadette Leitz

Mitteilungen

Zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde einer
Doktor-Ingenieurin (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Bernadette Leitz, geb. Froschmeier

aus Kusterdingen

Hauptberichterin: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff

Tag der mündlichen Prüfung: 07.04.2015

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2015

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2015-1

Bernadette Leitz Zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 66245
Telefax: (0711) 685 66236

Redaktion Florian Eggert

D 93

© Institut für Konstruktion und Entwurf; Stuttgart 2015

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 1439-3751

Kurzdarstellung

Kombinierte Stahlspundwände, bestehend aus H-Profilen als Haupttragpfählen und Z-förmigen Zwischenbohlen als Füllelementen, stellen eine wirtschaftliche Lösung im Bereich der schweren Kaimauern dar. Für die Bemessung sind zuverlässige, sichere und einfache, d. h. effiziente Dimensionierungsgrundlagen eine unabdingbare Voraussetzung.

Ausschlaggebend für den Forschungsbedarf an **Einzel- und Doppeltragbohlen** von kombinierten Stahlspundwänden ist die Umstellung der Bemessungsregeln auf Eurocode und den hiermit verbundenen Wegfall der bisherigen Vorgehensweise in der Praxis. Während bisher in Deutschland vereinfachte Stabilitätsnachweise für Biegeknicken ohne gleichzeitige Berücksichtigung von Biegedrillknicken und Knicken um die schwache Achse üblich waren, hat sich dies mit der Einführung der neuen europäischen Regeln geändert. Beim Nachweis der Tragbohlen gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] sind Biegeknicken und Biegedrillknicken miteinander gekoppelt.

Ziel ist es, durch die Berücksichtigung der Stützung der Tragbohlen durch den Boden und die teilweise Verschweißung zweier Tragbohlen zu einer Doppeltragbohle, eine effiziente Dimensionierung im Rahmen der neuen Regeln möglich zu machen. Für den Anwendungsfall werden, als Ergebnis experimenteller und numerischer Untersuchungen, in Ergänzung der im Hochbau vorhandenen Stabilitätsregeln, Kriterien entwickelt und vereinfachte Nachweisformate hergeleitet.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zielen darauf ab, weiterhin eine effiziente Stabilitätsbemessung der Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden auf Grundlage der Eurocode Regeln zu ermöglichen.

Ein zweiter Schwerpunkt dieser Arbeit widmet sich **Z-förmigen Zwischenbohlen** von kombinierten Stahlspundwänden. Für diese gibt es bisher nur sehr stark vereinfachte pauschale Regelungen und noch keine umfassenden Untersuchungen. Die Tendenz zu immer breiteren und dünneren Zwischenbohlen und die Notwendigkeit von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für z. B. eine größere Wasserdruckdifferenz verdeutlichen den Bedarf an umfassenden fundierten Untersuchungen.

Die Schwierigkeit bei der Berechnung dieser Bauweise liegt einerseits in der komplexen Geometrie der Schlösser, zum anderen in den großen Verformungen und in der Ausbildung von Fließzonen. Auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen werden im Rahmen dieser Arbeit charakteristische Werte für den aufnehmbaren Wasserdruck hergeleitet. Diese gelten für eine große Bandbreite von Z-förmigen Zwischenbohlen in Kombination mit H-förmigen Tragbohlen und für unterschiedliche Blechdicken und Stahlgüten. Dem Anwender dienen die Ergebnisse als Bemessungshilfe und gewährleisten eine effiziente und wirtschaftliche Ausführung von kombinierten Stahlspundwänden.

Durch die Ergebnisse dieser Arbeit wird eine effiziente Bemessung der Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden gewährleistet.

Abstract

Combined steel sheet pile walls, built up of H-shaped bearing piles and Z-shaped intermediate piles as intermediary elements (or infill sheeting) are a highly economic solution in the field of harbour construction. For the design procedure safe and simple i.e. efficient design methods form a necessary condition.

The main reason for the need for research on **single and double bearing piles** of combined steel sheet pile walls is the change from national rules to Eurocode leading to a different verification procedure in practice. While so far in Germany the use of simplified stability design rules for buckling, excluding lateral torsional buckling and buckling about the minor axis were common, this has changed with the introduction of the new European rules. In the verification of bearing piles according to DIN EN 1993-1-1 [11] bending and lateral torsional buckling are coupled.

The aim is to allow for an efficient design within the new rules, by considering the support of the bearing piles through the soil and the partial welding of two bearing piles to a double pile. For the application, criteria and simplified verification formats in addition to the existing design rules for stability of building construction, are developed as a result of experimental and numerical investigations.

The results of this work aim to establish an efficient stability design of bearing piles of combined steel sheet pile walls on the basis of Eurocode rules.

A second focus of this work lies on the design of **Z-shaped intermediate piles** of combined steel sheet pile walls. For them so far very strongly simplified overall rules and still no comprehensive studies exist. The tendency to wider and thinner intermediate piles and the need for efficient design rules for e.g. a larger difference in water pressure show the need for comprehensive studies.

The difficulty in calculating this construction is primarily based on the complex geometry of the locks, the other in the large deformations and in the formation of plastified zones in the ultimate loading state. On the basis of experimental and numerical investigations characteristic values for water pressure are developed in this work. The scope of these values covers a wide range of Z-shaped intermediate piles in combination with H-shaped bearing piles and they can be used for different thicknesses and steel grades. For the user the results provide an aid for dimensioning and ensure an efficient and economical execution of combined steel sheet pile walls.

Through the results of this work an efficient design of Z-shaped intermediate piles of combined steel sheet pile walls is ensured.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart entstanden.

Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Leiterin des Instituts für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, danke ich recht herzlich für das entgegengebrachte Vertrauen und ihrer Unterstützung bei der Anfertigung meiner Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichts.

Mein aufrichtiger Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff, Leiter des Instituts für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart, für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Mitberichts.

Danken möchte ich auch der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) und der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) für die finanzielle Unterstützung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Den Projektpartnern und den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses danke ich für die gute Zusammenarbeit im Rahmen des gemeinsamen Forschungsprojekts, für die anregenden Diskussionen und die wertvollen Hinweise.

Allen Mitarbeitern der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* sei hiermit für die konstruktive und freundliche Unterstützung bei der Herstellung und Durchführung der Versuche gedankt.

Bedanken möchte ich mich ebenfalls bei den Firmen *ArcelorMittal A. G.* und *Peiner Träger GmbH* für die Bereitstellung von Versuchskörpern und die Fertigung der Versuchsstände.

Ganz besonderen Dank möchte ich den Mitarbeitern von der *ArcelorMittal A. G.* für die konstruktive Zusammenarbeit während der Erstellung diverser Gutachten und für die Möglichkeit, die in Abschnitt 6 beschriebenen Ergebnisse in dieser Arbeit zu veröffentlichen, aussprechen.

Den Mitarbeitern des Institutes für Baustatik und Baudynamik möchte ich für die gemeinsame Betreuung einer Masterarbeit und die Erstellung eines ersten numerischen Modells, das in Abschnitt 6.3 beschrieben ist, meinen Dank aussprechen.

Meinen persönlichen Dank aussprechen möchte ich all denjenigen, deren Ideen und Anregungen in diese Arbeit mit einfließen und für die kritische Durchsicht des Manuskripts.

Auch für die in Abschnitt 5.3 beschriebenen Ergebnisse der numerischen Berechnungen, die mir von meinem Kollegen für diese Arbeit zur Verfügung gestellt wurden, möchte ich mich bedanken.

Ein weiterer Dank gilt meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen, den wissenschaftlichen Hilfskräften sowie den Verfassern der von mir betreuten Diplomarbeiten für die gute Zusammenarbeit.

Meinem Mann, meiner Familie, meinen Freundinnen und Freunden danke ich aufrichtig für die vielseitige und uneingeschränkte Unterstützung und Geduld.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines.....	1
1.2	Motivation.....	1
1.3	Normensituation für die Bemessung von Tragbohlen.....	4
1.4	Nachweis der Stabstabilität für Tragbohlen.....	6
1.4.1	Allgemeines.....	6
1.4.2	Ablaufdiagramm für den Stabilitätsnachweis einer Einzeltragbohle.....	6
1.4.3	Ablaufdiagramm für den Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle.....	7
1.4.4	Zusammenstellung der Kriterien.....	8
1.5	Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden.....	9
1.6	Aufbau der Arbeit.....	10
2	Kaianlagen - Typische Bemessungs- und Ausgangssituationen	13
2.1	Einleitung.....	13
2.2	Kaianlagen.....	13
2.2.1	Allgemeines.....	13
2.2.2	Aufbau einer Kaianlage.....	14
2.2.3	Land- und Wasserbaustelle.....	14
2.3	Kombinierte Stahlspundwände aus H- und Z-förmigen Spundwandbohlen.....	16
2.3.1	Einzel- und Doppeltragbohle.....	16
2.3.2	Druck- und Zugbeanspruchung.....	16
2.3.3	Teilweise und vollständig eingebettetes Profil.....	17
2.3.4	Spundwandprofile.....	17
2.4	Topographie und örtliche Randbedingungen.....	19
2.4.1	Einordnung des Hafens Hamburg.....	19
2.4.2	Untergrundaufbau, anstehender Boden und Grundwasserverhältnisse.....	19
2.4.3	Länge der Tragbohlen.....	19
2.4.4	Zusammenfassung.....	20
2.5	Weitere Bemessungsaspekte.....	20
2.5.1	Werkstoffe.....	20
2.5.2	Statisches Ersatzsystem für Kaimauern.....	21
2.5.3	Lastannahmen.....	22
2.5.4	Berücksichtigung von Imperfektionen bei der Bemessung.....	24
2.6	Zusammenfassung.....	24
3	Stand der Wissenschaft und Normensituation	27
3.1	Einleitung.....	27
3.2	Normative Entwicklung des Stabilitätsnachweises.....	27
3.2.1	Allgemeines.....	27

3.2.2	Nachweisformat gemäß DIN 4114	28
3.2.3	Nachweisformat gemäß DIN 18800-2	29
3.3	Nachweis der Stabstabilität gemäß DIN EN 1993-1-1	31
3.3.1	Einleitung	31
3.3.2	Kriterien für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. bzw. II. Ordnung	31
3.3.3	Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1993-1-1	32
3.3.4	Imperfektionen für den Festigkeitsnachweis Theorie II. Ordnung	33
3.3.5	Teilsicherheitsbeiwerte	37
3.3.6	Querschnittsklassen	38
3.3.7	Das „Allgemeine Verfahren“	38
3.3.8	Zusammenfassung	40
3.4	Vereinfachtes Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1993-1-1	40
3.4.1	Allgemeines	40
3.4.2	Berechnungsablauf	40
3.4.3	Nachweisgleichungen	41
3.4.4	Knicklinien für Biegeknicken und Biegedrillknicken	42
3.4.5	Interaktionsbeiwerte - Verfahren 2 (Methode B)	43
3.4.6	Ableitung vereinfachter Nachweisgleichungen	44
3.4.7	Zusammenfassung	46
3.5	Stabilisierung durch Federn im Hochbau	47
3.5.1	Einleitung	47
3.5.2	Berücksichtigung einer Drehfederbettung	48
3.5.3	Berücksichtigung einer Wegfederbettung	53
3.5.4	Zusammenfassung	54
3.6	Bodenbettung von Pfählen in der Geotechnik	55
3.7	Bettungswerte aus der Geotechnik	57
3.7.1	Einleitung	57
3.7.2	Drehbettungswerte für eine einzeln stehende vollständig eingebettete Tragbohle	57
3.7.3	Seitliche Bettung für eine einzeln stehende vollständig eingebettete Tragbohle	58
3.7.4	Abminderung der Bettungswerte auf Grund einer teilweisen Einbettung des Profils und der Interaktion mehrerer Tragbohlen	58
3.7.5	Zusammenfassung	59
3.8	Forschungsarbeiten an Kaimauerkonstruktionen	60
3.8.1	Allgemeines	60
3.8.2	Eigene Vorarbeiten	60
3.8.3	Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen	61
3.9	Zusammenfassung	62
4	Bodenbettung von Einzel- und Doppeltragbohlen	63
4.1	Einleitung	63
4.2	Drehbettung über die gesamte Länge der Tragbohle	64

4.2.1	Einleitung	64
4.2.2	Experimentelle Untersuchungen	64
4.2.3	Numerische Untersuchungen	68
4.2.4	Kriterium für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknick-Nachweis (Doppel- und Einzeltragbohle).....	72
4.2.5	Zusammenfassung zur Drehbettung über die gesamte Länge der Tragbohle .	73
4.3	Seitliche Bettung über die gesamte Länge der Tragbohle.....	75
4.3.1	Einleitung	75
4.3.2	Stützende Wirkung einer Zwischenbohle	75
4.3.3	Möglichkeit der Untersuchungen auf Verzweigungslastebene.....	75
4.3.4	Rechnerische Untersuchungen für über die gesamte Länge gebettete Stäbe..	77
4.3.5	Zusammenfassung der Untersuchungen zur seitlichen Bettung	83
4.4	Seitliche Bettung bei einer freien Länge der Tragbohle.....	85
4.4.1	Einleitung	85
4.4.2	Herleitung eines Kriteriums für die seitliche Bettung	86
4.4.3	Bestimmung des Knicklängenbeiwertes	87
4.4.4	Zusammenfassung der Untersuchungen zu seitlich gebetteten Tragbohlen mit einer freien Länge	92
4.5	Drehbettung bei einer freie Länge der Tragbohle	93
4.5.1	Allgemeines	93
4.5.2	Herleitung eines Kriteriums für die Drehbettung	93
4.5.3	Zusammenfassung der Untersuchungen zu drehgebetteten Tragbohlen mit einer freien Länge	96
4.6	Zusammenfassung Bodenbettung von Einzel- und Doppeltragbohlen	96
5	Doppeltragbohle.....	97
5.1	Einleitung	97
5.2	Experimentelle Untersuchungen	98
5.2.1	Allgemeines	98
5.2.2	Versuchskörper	98
5.2.3	Verschweißung.....	99
5.2.4	Versuchsprogramm und Bezeichnungen	101
5.2.5	Statisches System.....	101
5.2.6	Versuchsaufbau und Durchführung	102
5.2.7	Ergebnisse	106
5.2.8	Zusammenfassung und Ergebnisse der experimentellen Unersuchungen	113
5.3	Numerische Untersuchungen	114
5.3.1	Einleitung	114
5.3.2	Beschreibung des numerischen Modells.....	114
5.3.3	Versuchsnachrechnung	118
5.3.4	Parameterstudie.....	125
5.3.5	Zusammenfassung.....	131

5.4	Kriterium für ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung für die Doppeltragbohle.....	132
5.4.1	Allgemeines	132
5.4.2	Effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle	132
5.4.3	Erforderliches Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle.....	135
5.4.4	Kriterium - Vergleich der Torsionsträgheitsmomente.....	137
5.4.5	Beispiele.....	138
5.4.6	Zusammenfassung	142
5.5	Zusammenfassung für das entwickelte Kriterium	143
5.6	Zusammenfassung der Untersuchungen von Doppeltragbohlen	145
6	Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen.....	147
6.1	Einleitung - Schematischer Aufbau der Untersuchungen	147
6.2	Experimentelle Untersuchungen	149
6.2.1	Allgemeines	149
6.2.2	Versuchskörper	149
6.2.3	Versuchsprogramm.....	151
6.2.4	Versuchsaufbau und Durchführung	152
6.2.5	Messdaten	154
6.2.6	Versagensmechanismus	154
6.2.7	Versuchsergebnisse.....	156
6.2.8	Zugversuche.....	157
6.2.9	Zusammenfassung	159
6.3	Numerische Untersuchungen	160
6.3.1	Allgemeines	160
6.3.2	Beschreibung des Modells zur Versuchsnachrechnung.....	160
6.3.3	Nachrechnung der Versuche mit Einzellasten	170
6.3.4	Parameteruntersuchungen am System mit Einzellasten	173
6.3.5	Beschreibung der Erweiterung des Modells auf Wasserdruck	177
6.3.6	Berechnung für die Versuchsrandbedingungen unter Wasserdruck.....	178
6.3.7	Ergebnisse der numerischen Berechnungen	184
6.4	Ableitung von charakteristischen Tragfähigkeiten	185
6.4.1	Allgemeines	185
6.4.2	Statistische Auswertung der Versuchsergebnisse.....	185
6.4.3	Einflussfaktoren.....	187
6.4.4	Zusammenfassung	189
6.5	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	190
7	Zusammenfassung	191
7.1	Allgemeines	191
7.2	Ausblick	194
8	Literaturverzeichnis	195

A	Anhang	205
	A.1 Materialdaten Z-Spundbohlen.....	205
	A.2 Materialdaten H-Tragbohlen.....	209
	A.3 Materialdaten R-Schlossprofile.....	211

Formelzeichen und Abkürzungen

Lateinische Kleinbuchstaben

b	Breite des Profils
b_z	Bezugsbreite
b_{equ}	äquivalente Einflussbreite
c	elastische Bettung
c_{id}	Drehradius
c_u	undrainierte Schwerfestigkeit
c_u	Wegfedersteifigkeit
$c_{u,\text{erf}}$	erforderliche Wegfedersteifigkeit
C_{VSG}	Torsionssteifigkeit
c_{ϑ}	Drehfedersteifigkeit
$c_{\vartheta,\text{erf}}$	erforderliche Verdrehsteifigkeit
$c_{\vartheta,\text{vorh}}$	wirksame Verdrehsteifigkeit
f	Abminderungsfaktor
f_u	Zugfestigkeit
f_y	Streckgrenze
h	Höhe des Profils
i	Trägheitsradius
k_n	Fraktilenfaktor für charakteristische Werte
k_y, k_z	Beiwert zur Berücksichtigung des M-Verlaufs und des bezogenen Schlankheitsgrads
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	Interaktionsbeiwerte nach Anhang A oder B
k_c	Korrekturbeiwert
l	Stablänge
l_{hebel}	Länge zwischen den Zylindern
l_{cr}	Knicklänge des Stabes
m	Mittelwert des Widerstandes aus Versuchen
n	Anzahl an Halbwellen

p_{equ}	profilreihenspezifische äquivalente Einflussbreite (auch Korrelationsbreite)
p_k	Flächenlast
$p_{w,k}$	charakteristische Werte der Wasserdrucklast
s	Standardabweichung aus Versuchen
s_k	Knicklänge
t	Dicke des Profils
t_{fl}	Flanschdicke
t_{st}	Stegdicke
u	Verschiebung
u_z	vertikaler Zylinderweg / vertikale Verschiebung
v	Geschwindigkeit
z_p	Abstand der angreifenden Last vom Schwerpunkt des Profils

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche
B	Profilbreite
C_{mz}, C_{my}, C_{mLT}	äquivalenter Momentenbeiwert
D	Druckkraft
E	Elastizitätsmodul
F	Querschnittsfläche (=A)
F	Kraft
F_{cr}	Kritische Verzweigungslast
F_{Ed}	Bemessungswert der Einwirkungen
$F_{\text{max},k}$	charakteristischer Wert für Einzellasten
F_{num}	numerisch berechnete Tragfähigkeit
$F_{p,\text{max}}$	Werte auf Parameterniveau
F_{stab}	rechnerische Tragfähigkeit
$F_{V,\text{max}}$	Werte auf Versuchsniveau
F_z	Zylinderkraft

G	Schubmodul
H	Profilhöhe
I_D	Lagerungsdichte
I_{c9}	bettungsabhängig modifiziertes Torsionsträgheitsmoment
I_T	Torsionsträgheitsmoment
$I_{T,eff}$	effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle
$I_{T,VSG}$	verschweißungsgradabhängiges Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle
$I_{T,E}$	Torsionsträgheitsmoment der Einzeltragbohle
$I_{T,D}$	Torsionsträgheitsmoment der (vollverschweißten) Doppeltragbohle
$I_{T,erf}$	erforderliche Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle
I_{ω}	Wölbrägheitsmoment
I_z, I_y	Flächenträgheitsmoment des Trägerquerschnitts um die z- bzw. y-Achse
K_9	Faktor zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und der Möglichkeit der seitlichen Verschiebung des gegen Verdrehen gestützten Trägers
K_v	Faktor bei Anwendung des Nachweisverfahren el-pl bzw. el-el
L	Stablänge
$L_{cr,y}, L_{cr,z}$	Knicklänge um die y-/z-Achse
L_{ges}	Gesamtlänge des Stabes
L_{frei}	freie, ungebettete Stablänge
M, M_{Ed}	Bemessungsmoment
M_{cr}, M_{ki}	ideales Verzweigungsmoment bei Biegedrillknicken (ideales Biegedrillknickmoment)
M_{pl}	plastische Momententragfähigkeit
$M_{pl,k}$	charakteristischer Wert der plastischen Momententragfähigkeit des Trägers
M_y, M_z	Biegemomente (größter Absolutwert nach Theorie I. Ordnung)
$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden maximalen Momente um die y-y Achse und z-z Achse
T	Torsionsmoment
N	Normalkraft (größter Absolutwert nach Theorie I. Ordnung)
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft
N_{Rk}	charakteristischer Wert der Normalkrafttragfähigkeit des Querschnitts
N_{cr}, N_{ki}	ideale Verzweigungslast (Knicklast)

$N_{cr,T}$	ideale Verzweigungslast (Knicklast) für Drillknicken
$N_{cr,y}$	ideale Verzweigungslast (Knicklast) in y-Richtung
$N_{cr,z}$	ideale Verzweigungslast (Knicklast) in z-Richtung
N_{pl}	plastische Normalkrafttragfähigkeit
S	Drucknormalkraft (=N)
V_x	Variationskoeffizient aus Versuchsergebnissen
W_d, W_y	Widerstansmoment
X_d	Bemessungswert des Widerstandes
X_k	charakteristischer Wert des Widerstandes auf Versuchsergebnissen beruhend
$X_{W,240}$	Charakteristischer Wert für Wasserdruck für die Stahlgüte S 240 GP
$X_{W,355}$	Charakteristischer Wert für Wasserdruck für die Stahlgüte S 355 GP

Griechische Buchstaben

α_{cr}	Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müssen, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks zu erreichen
β	Knicklängenbeiwert
χ, χ_y, χ_z	Abminderungsfaktoren für Biegeknicken
χ_{LT}	Abminderungsfaktoren für Biegedrillknicken
Δl	Längenänderung
$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$	Momente aus der Verschiebung der Querschnittsachsen von Klasse-4-Querschnitten
Δu_x	horizontale Verschiebung
ε	Dehnung
ε_{eng}	Ingenieurdehnung
ε_{ln}	wahre Dehnung / logarithmische Dehnung
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit (den Widerstand)
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit beim Festigkeitsnachweis
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen
γ_{sys}	Modellfaktor
γ	Wichte der tragenden Bodenschicht

η	verschweißungsgradabhängiger Faktor
λ_k	geometrische Schlankheit
λ_a	Bezugsschlankheit
$\bar{\lambda}, \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$	bezogener Schlankheitsgrad
$\bar{\lambda}_k$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegeknicken
$\bar{\lambda}_{LT}, \bar{\lambda}_M$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken
μ	Reibkoeffizient
ϑ	Verdrehung/Rotation
κ_y, κ_z	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
κ_M	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
σ	Spannung
σ_{true}	wahre Spannung
σ_{eng}	Ingenieurspannung
σ_{zul}	zulässige Spannung
σ_z	Spannungszustand der tragenden Bodenschicht
ω	Knickzahl
ξ	Faktor zur Berücksichtigung der Form des Momentenverlaufs

Abkürzungen

AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V.
APDL	Ansys Parametric Design Language
CAD	computer-aided design (dt. rechnerunterstütztes Konstruieren)
CT	Containerterminal
BGK	Biegeknicken
BGDK	Biegedrillknicken
DEM	Distinct Element Method
DMS	Dehnmessstreifen
EAB	Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben
EAU	Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen: Häfen und Wasserstraßen
FEM	Finite Elemente Methode
FOSTA	Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
GMNA	geometrisch und materiell nichtlineare Analyse
GW	Grundwasser
HPA	Hamburg Port Authority
KSL	Knickspannungslinie
NN	Normalnull
TUHH	Technische Universität Hamburg Harburg

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

In dieser Einleitung wird zunächst die für die Erstellung dieser Arbeit ausschlaggebende Motivation vorgestellt. Aufbauend auf dieser wurden in den letzten Jahren eine Kurzstudie [33] und ein Forschungsprojekt [38] bearbeitet und diverse Gutachten [86] - [93] erstellt, deren Ergebnisse in diese Arbeit einfließen.

Ausschlaggebend für den Forschungsbedarf an Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden ist die Umstellung der Bemessungsregeln auf Eurocode und den hiermit verbundenen Wegfall der bisherigen Vorgehensweise in der Praxis. Dieser Sachverhalt wird im Abschnitt „Normensituation für die Bemessung der Tragbohle“ erläutert.

Daraus gehen die Ziele diese Arbeit, nämlich die Bemessungsregeln für kombinierte Stahlspundwände, die bei Kaianlagen eingesetzt werden, weiterzuentwickeln, hervor. Dazu wird die Stabilitätsbemessung anhand von Ablaufdiagrammen für die Einzel- und die Doppeltragbohle erläutert.

Ein weiterer Abschnitt widmet sich der Beschreibung der Problemstellung für die Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden. Es wird erläutert, dass es bisher nur sehr stark vereinfachte, pauschale Regelungen und praktisch keine veröffentlichten Forschungsarbeiten gibt. Dies zeigt auf, dass der Bedarf besteht, eine Möglichkeit zur genauen Berechnung der Tragfähigkeit für diese Bauteile zu entwickeln.

Abschließend wird ein Überblick über den Aufbau der Arbeit gegeben.

1.2 Motivation

Der Transport von Gütern spielt bei einem steigenden internationalen Warenverkehr eine zunehmende Rolle. Die Verbreitung der standardisierenden Containerschiffahrt seit den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts und eine steigende Größe und Tragfähigkeit der Schiffe begründen die Entwicklung des stark gestiegenen Seefrachtaufkommens. Dieses Aufkommen erhöhte sich zwischen 1970 und 2007 von 10.650 auf 32.930 Milliarden Tonnen-Meilen. Eine Tonnen-Meile entspricht dabei dem Transport von einer Tonne Ladung über eine Seemeile bzw. 1,852 km [120]. In dieser Entwicklung liegt der Bedarf nach immer größeren und effektiveren Containerterminals und Hafenanlagen begründet.

Im Bereich der schweren Kaimauern stellen kombinierte Stahlspundwände (vgl. Abbildung 1.1), bestehend aus H-Profilen als Tragbohlen und Z-förmigen Spundbohlen als Füllelementen, eine wirtschaftliche Lösung dar, was sich im großen Marktvolumen dieser Konstruktionsweise widerspiegelt.

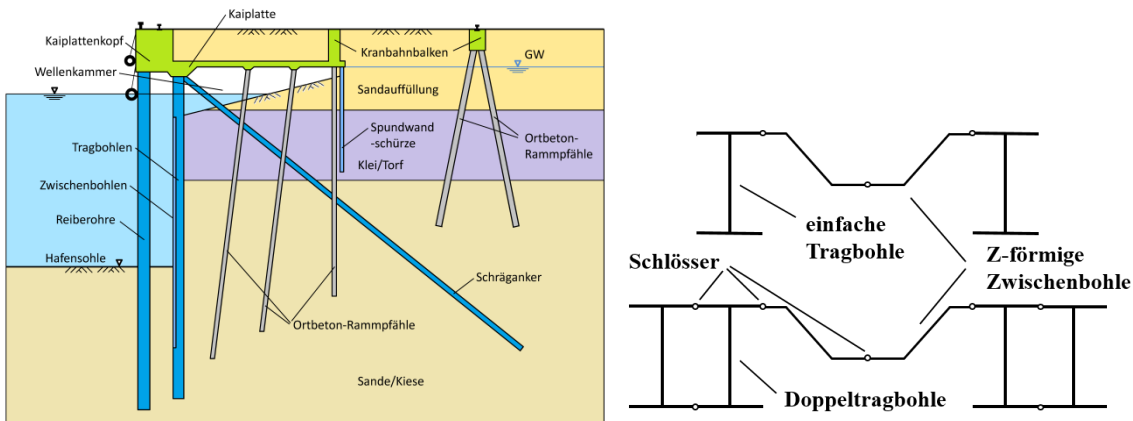


Abbildung 1.1: Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden

Die Tragbohlen können eine Länge von teilweise über 40 m erreichen, was trotz der großen Profilabmessungen zu einer großen Schlankheit dieser Bauteile führt. Für die Dimensionierung werden daher die Stabilitätsnachweise das maßgebende Bemessungskriterium. Bisher galten nationale Richtlinien und Normen, wie z. B. DIN 4114 [3] oder DIN 18800-2 [5], nach denen für gewöhnlich ein vereinfachter Stabilitätsnachweis der Tragbohlen auf Druck und Biegung ohne die Berücksichtigung von Biegedrillknick-Effekten und Knicken um die schwache Achse geführt wird. Mit der Einführung der Eurocodes kann dieses Vorgehen so nicht mehr fortgesetzt werden, da beim Nachweis der Stabstabilität der Tragbohlen auf Druck und Biegung gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] Biegeknicken und Biegedrillknicken gekoppelt sind. Der Nachweis für Biegedrillknicken muss demnach immer geführt werden.

Die Anwendung der Bemessungsregeln, die in DIN EN 1993-1-1 [11] gegeben sind, können im Vergleich zu den alten Regelungen zu unwirtschaftlicheren Ergebnissen führen. Dies hat die Nachrechnung von Beispielen bestehender Kaimauern gezeigt, vgl. [33]. Weil die Tragbohlen in der Regel in den Boden eingebettet sind, ist jedoch fraglich inwiefern das Phänomen Biegedrillknicken bei den Tragpfählen überhaupt eine Rolle spielt. Um diesen wirtschaftlichen Nachteil auszugleichen und die vorhandenen Gegebenheiten zu nutzen, soll die stützende Wirkung, die durch den umgebenden Boden gegeben ist, bei der Nachweisführung als stabilisierendes Element angesetzt werden können. Es soll zudem der Grenzfall für eine seitliche Bodenbettung untersucht werden, ab der eine Tragbohle nicht mehr um die schwache sondern um ihre starke Achse ausknickt. Abbildung 1.2 zeigt die unterschiedlichen Versagensmechanismen einer Einzeltragbohle a) Biegedrillknicken und Biegeknicken b) um die starke und c) um die schwache Achse.

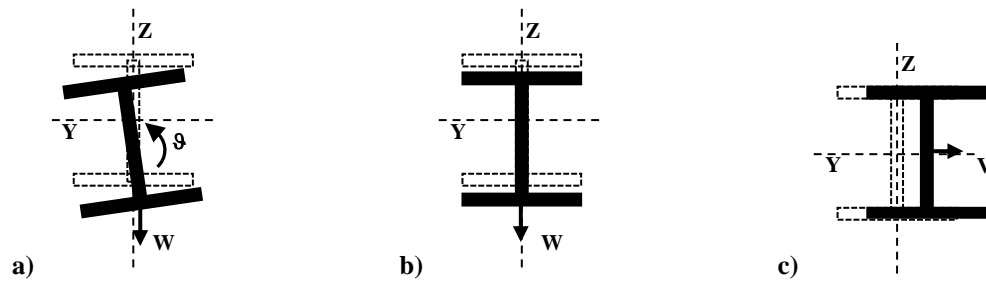


Abbildung 1.2: a) Biegedrillknicken, b) Biegeknicken um die starke Achse und c) um die schwache Achse

Bei doppelten Tragbohlen liegt in der Regel eine teilweise Verschweißung der Schlösser der Tragbohlen vor, um den Verbund bei der Einbringung der Bohlen zu gewährleisten. Diese Verschweißung wird aus Wirtschaftlichkeitsgründen in Form von unterschiedlichen Verschweißungsmustern nicht über die komplette Länge der Tragbohle ausgeführt. Der Versagensmodus einer Doppeltragbohle hängt vom Grad und der Form dieser Verschweißung ab. Zwei einzelne unverschweißte verdrehweiche Profile werden auf Biegedrillknicken (mit gebundener Drehachse) versagen. Bei vollständig vorhandener Torsionssteifigkeit (wie bei einem verdrehsteifen geschlossenen Profil) ist nur noch Knicken um die schwache Achse möglich. In Abbildung 1.3 sind die Versagensmechanismen der Doppeltragbohle a) Biegedrillknicken, b) Knicken um die starke Achse und c) Knicken um die schwache Achse zu sehen.

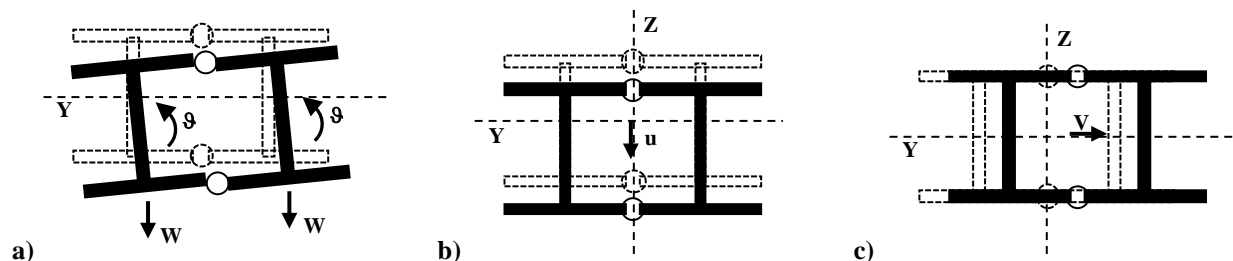


Abbildung 1.3: a) Biegedrillknicken, b) Knicken um die starke Achse und c) um die schwache Achse

Eine Abgrenzung kann über die Torsionssteifigkeit vorgenommen werden. Ziel der experimentellen und numerischen Untersuchungen dieser Arbeit ist es deshalb, diese in Abhängigkeit vom vorhandenen Verschweißungsgrad zu ermitteln. Hieraus sollen Grenzen für den Stabilitätsnachweis abgeleitet werden, aus denen ersichtlich wird, ab welchem Verschweißungsgrad es sich um ein verdrehsteifes oder ein verdrehweiches Bauteil handelt und demnach ein Nachweis des Biegedrillknickens oder Biegeknickens notwendig wird.

Zur Forschung von Zwischenbohlen, die nicht in kombinierten Stahlspundwänden verbaut sind, liegen praktische und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Z- und U-förmigen Spundwandbohlen von *Hartmann-Linden* [79] vor. *Dercks* [71] leitet in seiner Dissertation Momenten-Rotationskurven für warmgewalzte U- und Z-Bohlen her. Zur Untersuchung des sehr viel komplexeren Tragverhaltens von kombinierten Stahlspundwänden, d. h. von Zwischenbohlen in Kombination mit Tragbohlen gibt es bisher nur vereinzelte Forschungsarbeiten. Darin werden Werte für die Tragfähigkeit auf der Basis von an der Universität Liège vorgenommenen

experimentellen Untersuchungen abgeleitet. Veröffentlicht sind diese in der Firmenschrift von *ArcelorMittal* [66].

Die Schwierigkeit bei der Berechnung von kombinierten Stahlspundwänden liegt einerseits in der komplexen Geometrie der Schlösser und zum anderen in den großen Verformungen und der Ausbildung von Fließzonen. Es liegen bisher noch keine umfassenden Untersuchungen vor, weshalb auch die Normen noch keine Regelungen enthalten. Lediglich in EAU [74] ist mit § 8.1.4.2 ein pauschaler Erfahrungswert für die Standfestigkeit von Zwischenbohlen angegeben. Dieser gilt für mindestens 10 mm dicke Z-Bohlen, die nicht breiter als 1,50 m sind, bis zu einer Wasserüberdrucklast von 40 kN/m². Die Tendenz zu immer breiteren und dünneren Tragbohlen und die Notwendigkeit von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für z. B. eine größere Wasserdruckdifferenz verdeutlichen den Bedarf an umfassenden fundierten Untersuchungen für Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden.

1.3 Normensituation für die Bemessung von Tragbohlen

Seit den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts laufen Bestrebungen, die unterschiedlichen in Europa vorhandenen nationalen Normen zu vereinheitlichen und ein gemeinsames, harmonisiertes Europäisches Normenkonzept - den Eurocode - zu entwickeln. Nationale Anhänge regeln z. B. länderspezifische Angaben, Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte oder treffen Entscheidungen für die Wahl eines Bemessungsverfahrens.

Die Europäische Norm DIN EN 1993-1-1 [11] räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen, vgl. DIN EN 1993-1-1/NA [12]. Diese national festgelegten Parameter (en: National determined parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren, Angaben einzelner Werte sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Darüber hinaus enthält der Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1993-1-1 [11] (en: noncontradictory complementary information, NCI).

Als „Allgemein anerkannte Regeln der Technik“ mit einem quasi-normativen Charakter liegen für Kaianlagen Empfehlungen für unterschiedliche Einsatzgebiete vor. Maßgebend für (kombinierte) Spundwände als Ufereinfassungen sind die „Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen: Häfen und Wasserstraßen“ (kurz: EAU). Für Baugruben gibt es die „Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben“ (kurz: EAB) [115]. Die EAU wird in Abständen von einigen Jahren neu aufgelegt, um aktuelle Entwicklungen zu berücksichtigen. So löst die EAU 2004 [74] ihre Vorgängerversionen aus den Jahren 1990 [72] und 1996 [73] ab, die nächste Version ist im Jahr 2012 erschienen. Während sich die normativen Verweise in EAU 1990 [72] noch vollständig auf DIN-Normen beziehen, sind in EAU 1996 [73] schon teilweise Europäische (Vor-) Normen benannt. Die Anwendung dieser Ausgabe wurde in der Praxis oft übersprungen und die Bemessung erst mit der Einführung von EAU 2004 [74] auf die aktuelle Version, in der praktisch alle Verweise auf die Europäischen Normen umgestellt sind, vorgenommen.

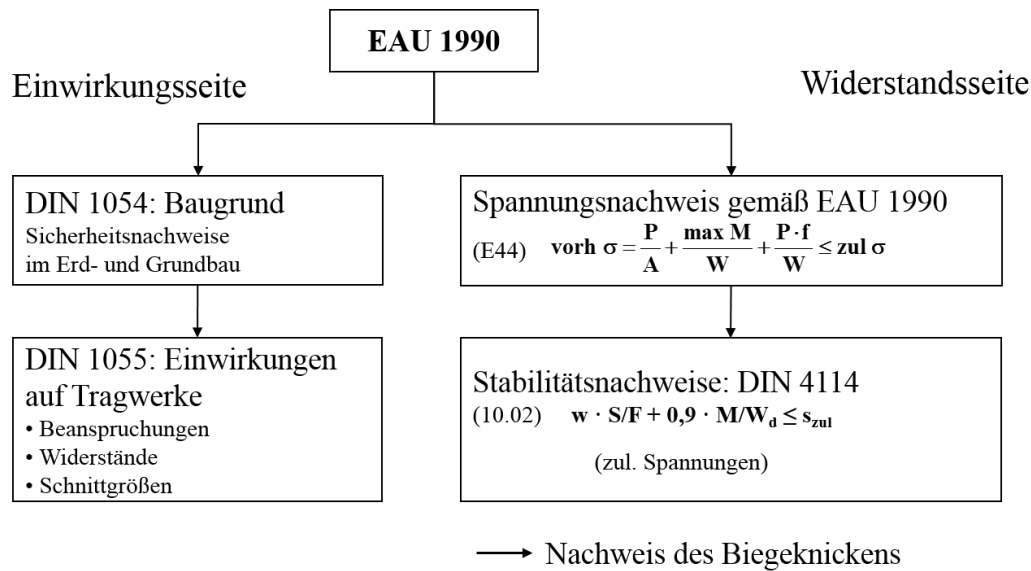


Abbildung 1.4: Vereinfachter Stabilitätsnachweis Biegeknicken nach EAU 1990 [72] (bisher)

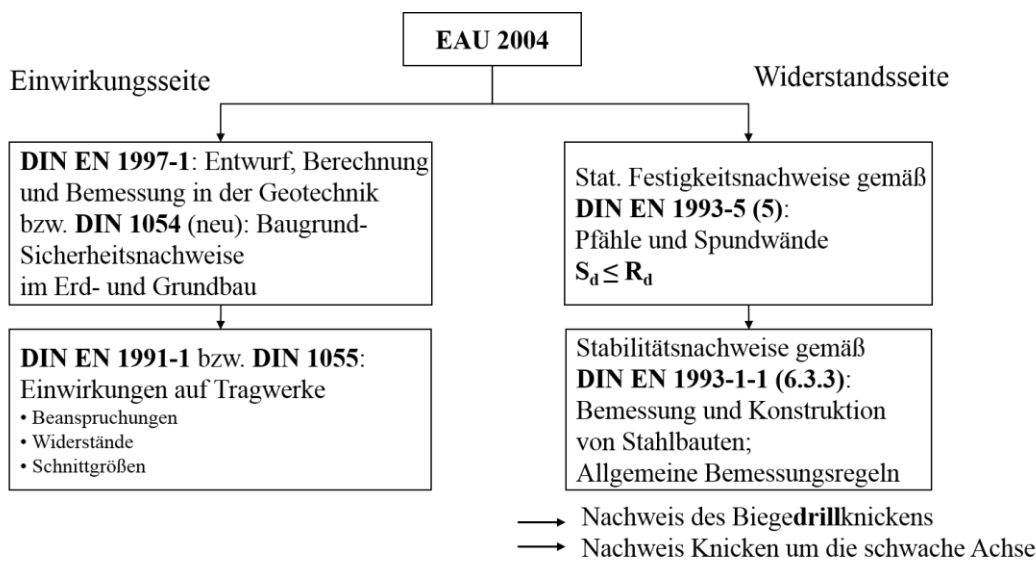


Abbildung 1.5: Stabilitätsnachweis nach EAU 2004 [74]

Der Stabilitätsnachweis wird das maßgebliche Bemessungskriterium für die Tragpfähle, die auf Grund der beachtlichen Länge eine sehr große Schlankheit haben. Abbildung 1.4 zeigt einen Überblick über die Normensituation für den Nachweis der Stabstabilität in der Vergangenheit, Abbildung 1.5 über die derzeit angewandten Regelwerke.

Auf der Einwirkungsseite ersetzt im Zuge der neuen Normengeneration DIN EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke [9] inklusive des zugehörigen Nationalen Anhangs DIN EN 1991-1-1/NA [10] die bisher angewandte Norm DIN 1055 [2] für die Ermittlung von Beanspruchungen, Widerständen und Schnittgrößen. Für geotechnische Nachweise wurde DIN 1054 Baugrund [1] abgelöst durch DIN EN 1997-1 [15] inklusive des zugehörigen Nationalen Anhangs DIN EN 1997-1/NA [16].

Auf der Widerstandsseite wurde der Spannungsnachweis für die kombinierten Wände in Deutschland bisher gemäß EAU 1990 [72], in der auf DIN 4114 [3] verwiesen wird, geführt (bzw. nach DIN 18800-2 [5], auf die in EAU 1996 [73] verwiesen wird). Der Stabilitätsnachweis wird jedoch auf den reinen Biegeknicknachweis beschränkt. Das wird sich mit Einführung der Eurocodes ändern. Die neue Generation der Regelwerke für Kaimauern EAU 2004 [74] bezieht sich für die Bemessung der Tragbohlen auf DIN EN 1993-5: „Pfähle und Spundwände“ [14], die bezüglich des Stabilitätsnachweises auf DIN EN 1993-1-1 [11] verweist.

1.4 Nachweis der Stabstabilität für Tragbohlen

1.4.1 Allgemeines

Der Nachweis der Stabstabilität für eine Einzeltragbohle ist grundsätzlich gemäß DIN EN 1993-1-1 zu führen, wie die Verweise sowohl in den Empfehlungen EAU [74] als auch in DIN EN 1993-5 [14] zeigen. Bisher gibt es jedoch keine Möglichkeit, die stabilisierende Wirkung des Bodens oder die Wirkung einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle zu berücksichtigen. Im Hochbau gibt es Nachweisformate, die eine rechnerische Berücksichtigung von Halterungen zulassen. Darauf aufbauend werden hier Verfahren entwickelt, mit denen eine Übertragung und Erweiterung der bisherigen Kenntnisse auf den Anwendungsfall der Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden möglich ist. Dafür werden zunächst Ablaufdiagramme entwickelt, die einen Überblick über die zu unterscheidenden Fälle geben.

1.4.2 Ablaufdiagramm für den Stabilitätsnachweis einer Einzeltragbohle

Bei einer Einzeltragbohle ist zunächst zu überprüfen, ob eine ausreichende Drehbettung vorhanden ist, vgl. Abbildung 1.7. Ist dies nicht der Fall, muss der Nachweis für Biegedrillknicken geführt werden.

Ist eine ausreichende Drehbettung vorhanden und kann zudem eine ausreichende seitliche Bodenbettung nachgewiesen werden, ist nur der Nachweis für Knicken um die starke Achse zu führen. Liegt keine ausreichende seitliche Bettung vor muss zudem der Nachweis Knicken um die schwache Achse geführt werden.

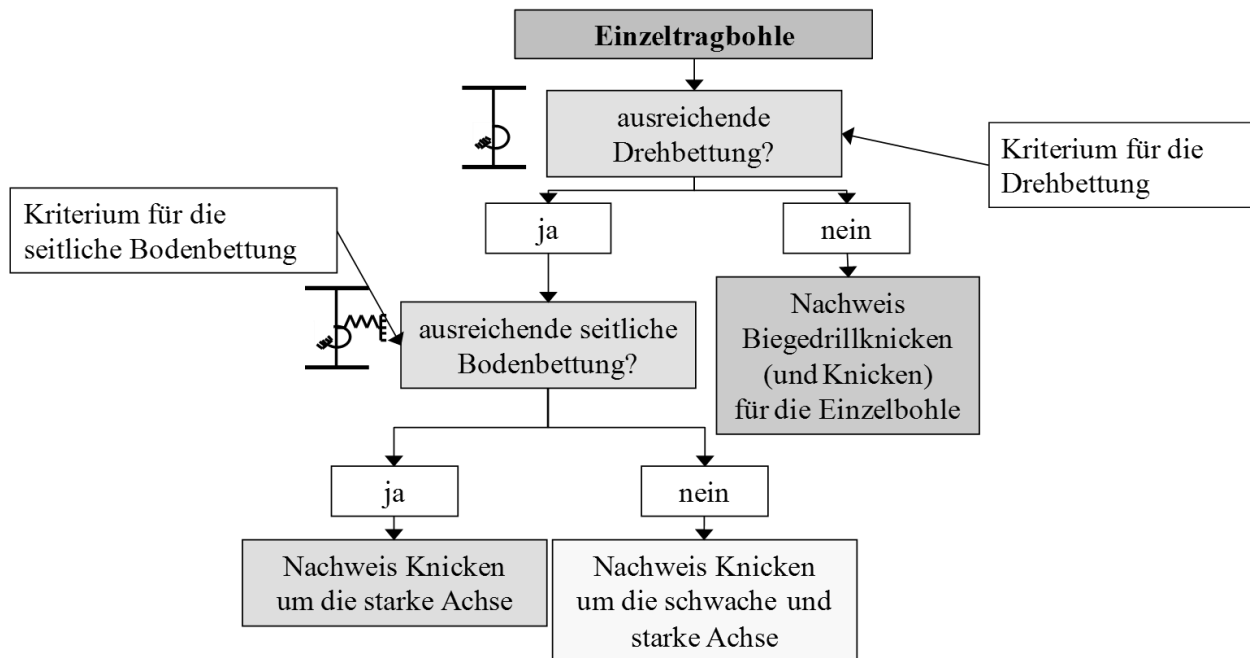


Abbildung 1.6: Ablaufdiagramm für die Stabilitätsnachweis einer Einzeltragbohle

1.4.3 Ablaufdiagramm für den Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle

Bei einer Doppeltragbohle wird zunächst unterschieden, ob die Kombination aus der Verschweißung und der Drehbettung ausreichend ist, um Biegedrillknicken auszuschließen. Ist dies nicht der Fall, muss der Nachweis geführt werden.

Allerdings kann durch die Kopplung der Tragbohlen durch die Schlösser (und deren Verschweißung), das Trägheitsmoment der Doppeltragbohle für Knicken um die schwache Achse angesetzt werden, was sich im Vergleich zum Nachweis zweier unabhängiger Tragbohlen positiv auswirkt. Um diesen Ansatz wählen zu können, muss ein separater Nachweis erfolgen, mit dem gezeigt wird, dass der Schub, der aus dem Moment um die schwache Achse in den Schweißnähten resultiert, übertragen werden kann.

Bei Ausschluss des Biegedrillknickens ist, wenn zudem eine ausreichende seitliche Bodenbettung nachgewiesen werden kann, nur der Nachweis für Knicken um die starke Achse zu führen. Liegt keine ausreichende seitliche Bettung vor, muss zudem der Nachweis Knicken um die schwache Achse geführt werden.

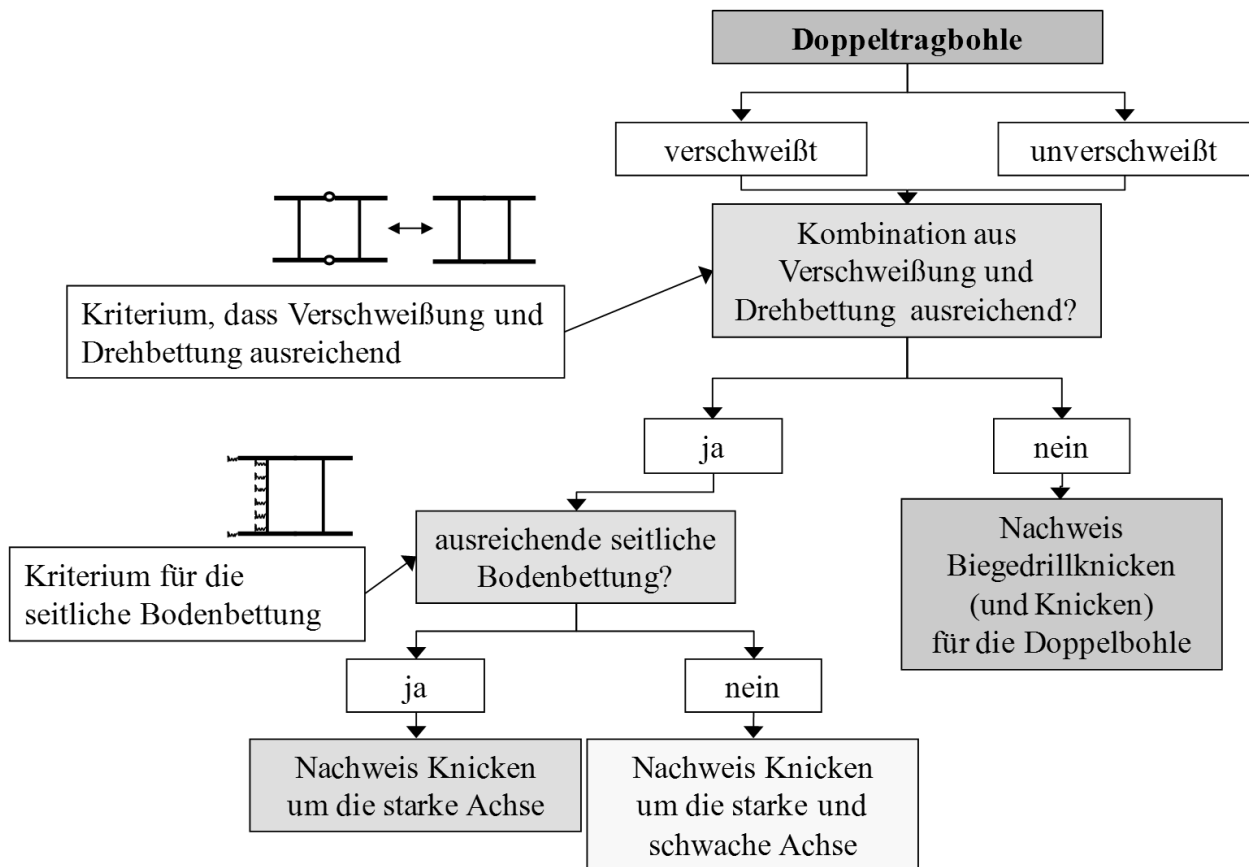


Abbildung 1.7: Ablaufdiagramm für die Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle

1.4.4 Zusammenstellung der Kriterien

Die Ablaufdiagramme für die Einzeltragbohle in Abbildung 1.6 und für die Doppeltragbohle in Abbildung 1.7 verdeutlichen, dass diverse Kriterien notwendig sind, um Abfragen zu tätigen, die zum Ziel haben, den Stabilitätsnachweis möglichst einfach zu halten. Es besteht die Notwendigkeit der Entwicklung folgender Abfragekriterien:

- 1) Kriterium für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknick-Nachweis (Doppel- und Einzeltragbohle).
 - a) Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle
 - b) Freie Länge der Tragbohle ohne Einbettung (z. B. bei einer Wellenkammer oder einer bindigen Bodenschicht)

→ Ziel: Nachweis des Biegedrillknickens kann entfallen.
- 2) Kriterium für die erforderliche seitliche Bettung für den Verzicht auf den Knicknachweis um die schwache Achse (Doppel- und Einzeltragbohle).
 - a) Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle
 - b) Freie Länge der Tragbohle ohne Einbettung (z. B. bei einer Wellenkammer oder einer bindigen Bodenschicht)

→ Ziel: Nachweis des Biegeknickens um die schwache Achse kann entfallen

- 3) Kriterium für die Doppeltragbohle, dass die Kombination aus Verschweißung und Drehbettung ausreichend ist für die notwendige Torsionssteifigkeit.

→ Ziel: Die verschweißte Doppeltragbohle wirkt wie ein steifer Kasten, bzw. es ist die erforderliche Drehbettung aus dem umliegenden Boden vorhanden, so dass kein Biegedrillknicknachweis notwendig ist.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass es das Ziel ist, für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden Kriterien zu entwickeln. Diese sollen ermöglichen, die stabilisierende Wirkung aus dem Boden bzw. eine teilweise Verschweißung der Doppeltragbohlen in Handrechnungen zu berücksichtigen. Dadurch soll eine effiziente Stabilitätsbemessung im Rahmen von DIN EN 1993-1-1 [11] möglich gemacht werden.

1.5 Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden

Von den fünf weltweit agierenden Unternehmen, die Spundwandprofile herstellen, beliefern im Wesentlichen nur die Firmen *Salzgitter AG (Peiner Träger und Hoesch Spundwand und Profil)* und *ArcelorMittal* den Europäischen Markt. Daher werden im Folgenden die Betrachtungen auf diese beiden Systeme beschränkt. Zum Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden sind bisher nur wenige (veröffentliche) Forschungsarbeiten bekannt.

In DIN EN 1993-5 [14] und in der Literatur finden sich nur allgemeine Hinweise für die Bemessung von kombinierten Stahlspundwänden jedoch keine konkreten Tragfähigkeiten oder Hilfen zu deren Ermittlung. In DIN EN 1993-5 [14] Absatz 5.5.2 (7) wird die Tragfähigkeit für eine Wanddicke ≥ 10 mm und bis zu einem maximalen lichten Abstand von 1,50 m zwischen den Tragelementen (bei Z-förmigen Zwischenbohlen) pauschal bis zu einem Druckunterschied von 40 kN/m² angegeben.

An der Universität Liège gab es 1998 (nicht veröffentlichte) experimentelle Untersuchungen an Z-förmigen Zwischenbohlen mit H-förmigen Haupttragbohlen [69] unter Druckbeanspruchung der Zwischenbohle. Auf diesen beruhend werden in einer Firmenschrift [66] charakteristische Tragfähigkeiten unter Wasserdruckbelastung für die Bemessung angegeben.

Neuere experimentelle und numerische Untersuchungen an der Universität Stuttgart [87] - [92] verfolgen das Ziel, Tragfähigkeiten unter einer Wasserdruckbelastung für eine große Bandbreite von Z-förmigen Zwischenbohlen in Kombination mit H-förmigen Tragbohlen zu ermitteln.

Durch eine statistische Auswertung der experimentellen Untersuchungen nach DIN EN 1990 Anhang D [8] können Bemessungswerte für die entsprechenden Versuchsrandbedingungen abgeleitet werden. Die Möglichkeit eines solchen Vorgehens ist für diese Bauweise im Technischen Jahresbericht des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen [110] und in DIN EN 1993-5, Abschnitt 5.5.2 (5) [14] explizit zugelassen.

1.6 Aufbau der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden behandelt. Ein besonderes Augenmerk liegt hierbei auf der Betrachtung der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Stahlbau.

Zur Ergänzung der im Hochbau vorhandenen Stabilitätsregeln für den Anwendungsfall von bei Kaianlagen eingesetzten **Einzel- und Doppeltragbohlen** werden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Als Ergebnis hieraus werden Abfragekriterien entwickelt und vereinfachte Nachweisformate hergeleitet.

Da das Tragverhalten von **Z-förmigen Zwischenbohlen** von kombinierten Stahlspundwänden bisher nur unzureichend erforscht ist, werden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt und als Resultat Tragfähigkeitswerte angegeben.

Die Arbeit ist in folgende Abschnitte gegliedert:

In Abschnitt 2 werden typische Bemessungs- und Ausgangssituationen von Kaianlagen dargestellt. Damit wird ein Überblick über die im Hafengebäude typischen Bauweisen gegeben. Im Besonderen wird auf die Unterschiede zum klassischen Hochbau eingegangen.

Der Stand der Wissenschaft und die Normensituation für den Nachweis der Stabstabilität werden in Abschnitt 3 erläutert. Aufbauend auf einer kurzen Erläuterung der Entwicklung der Stabilitätsbemessung werden die aktuellen Regelungen für den Stabilitätsnachweis im Stahlbau vorgestellt. Die Erläuterung von DIN 4114 [3] und DIN 18800-2 [5] dient dem Verständnis der derzeit in der Praxis noch angewandten vereinfachten Methoden. Des Weiteren werden die Regelungen in DIN EN 1993-1-1 [11] erläutert, da auf deren Grundlage Vereinfachungen für die Bemessung von Tragbohlen entwickelt werden. Dieser Überblick über die wichtigsten Bemessungsaspekte dient also dem Verständnis der durchgeführten Untersuchungen und der daraufhin getroffenen Vereinfachungen.

Für die Festlegung und Abgrenzung der in der Einleitung erläuterten Kriterien und Abfragen für den Stabilitätsnachweis werden Untersuchungen an Einzel- und Doppeltragbohlen vorgenommen. Diese sind in Abschnitt 4 beschrieben. Einerseits wird die Auswirkung einer Drehbettung und zum anderen die einer seitlichen Bettung untersucht. Unterschieden wird jeweils zwischen der Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle und dem Fall, dass eine freie, nicht eingebettete Länge vorhanden ist. Die Forschungsergebnisse dienen der Definition von Kriterien, wann Biegedrillknicken bzw. Knicken um die schwache Achse ausgeschlossen werden kann. Für andere Fälle werden Vereinfachungen der Nachweisführung entwickelt.

In Abschnitt 5 werden Untersuchungen zur Doppeltragbohle dargestellt. Es werden experimentelle Untersuchungen vorgestellt, mit denen die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad getestet wird. Die Versuche mit den unterschiedlichen Verschweißungsvarianten dienen der Validierung von numerischen Modellen. Mit diesen werden Parameterstudien durchgeführt, um grundlegende Erkenntnisse z. B. über die Auswirkung des Verschweißungsgrades zu erlangen. Abschließend wird für einen Anwendungsfall ein Kriterium entwickelt, das eine Abgrenzung für die Verdrehsteifigkeit der Doppeltragbohle zulässt. D. h. es wird ein Ver-

schweißungsgrad definiert, ab dem kein Biegedrillknicken mehr auftritt und nur noch ein einfacher Knicknachweis notwendig wird.

Die Untersuchungen zum Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen werden in Abschnitt 6 vorgestellt. Darin werden zunächst die experimentellen Untersuchungen beschrieben. Ein ausführliches Versuchsprogramm dient der Untersuchung von grundlegenden Einflussparametern auf die Tragfähigkeit von Z-förmigen Zwischenbohlen. Mit numerischen Modellen, die durch die Versuchsergebnisse validiert werden und zunächst wie in den Versuchen durch Einzellasten beansprucht werden, werden Parameterstudien (Blechdicke und Stahlgüte der Z-Bohle) durchgeführt. Eine Erweiterung der Modelle auf Wasserdruckbelastung dient der Untersuchung der tatsächlich vorhandenen Beanspruchungsweise. Auch mit diesen Modellen werden einzelne Parameter (Stahlgüte des Schlosses, der Tragbohle) systematisch untersucht. Aus den Versuchsergebnissen werden charakteristische Tragfähigkeiten abgeleitet. Diese gelten nur für die getesteten Blechdicken und Stahlgüten und die Beanspruchung durch Einzellasten. Die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen dienen der Ableitung von Tragfähigkeiten unter hydrostatischem Wasserdruck. Diese werden für eine erweiterte Bandbreite an Blechdicken und Stahlgüten hergeleitet.

Abschnitt 7 beinhaltet eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser Arbeit und schließt mit einem Ausblick auf mögliche weitere Forschungsfelder.

2 Kaianlagen - Typische Bemessungs- und Ausgangssituationen

2.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden typische Bemessungs- und Ausgangssituationen aufgezeigt. Das ist für die Definition von Referenzfällen und die Absteckung des Untersuchungs- und Parameterfeldes notwendig. Weil für die Stabilitätsbemessung signifikante Unterschiede zwischen den verschiedenen Bauweisen (Land- und Wasserbaustelle) entstehen, werden zunächst deren Besonderheiten erläutert.

Daraufhin wird der Aufbau einer kombinierten H/Z-Stahlspundwand im Hinblick auf den Einsatz von Einzel- und Doppeltragbohlen vorgestellt. Des Weiteren wird eine Differenzierung zwischen Zug- und Druckbeanspruchung der Zwischenbohle vorgenommen, weil je nach Einbauweise die Tragfähigkeit stark variiert. Je nach Lage innerhalb der Kaianlage werden die einzelnen Profile der Spundwand vollständig bzw. teilweise in den Boden eingebettet. Diese Unterscheidungen werden hinsichtlich der geotechnischen Bettungswerte bedeutsam. Zudem werden die verwendeten Spundwandprofile, d. h. Tragbohle, Schloss und Zwischenbohle als Besonderheit dieser Bauart im Unterschied zu sonstigen im Stahlbau üblichen Profilformen erläutert.

In diesem Abschnitt werden auch die Topographie und die örtlichen Randbedingungen der norddeutschen Häfen mit besonderem Blick auf den Hafen in Hamburg hinsichtlich des Untergrundaufbaus, des anstehenden Bodens und der Grundwasserverhältnisse erläutert.

Ein kurzer Blick wird auf weitere Bemessungsaspekte geworfen. Dabei werden die Besonderheit der eingesetzten Werkstoffe im Vergleich zum klassischen Hochbau, die statischen Ersatzsysteme und die Lastannahmen im Hafengebäude betrachtet.

Die in diesem Abschnitt dargestellten Betrachtungen dienen als Grundlage für das Verständnis der in den folgenden Abschnitten betrachteten Problemstellungen.

2.2 Kaianlagen

2.2.1 Allgemeines

Stahlspundwände, als eines der ersten Fertigelemente, sind seit längerer Zeit ein fester Bestandteil des Wasserbaus und haben im Bereich der Häfen und Wasserstraßen eine große bautechnische und wirtschaftliche Bedeutung. Die Einsatzgebiete sind aufgrund der hohen Anpassungsfähigkeit dieser Bauweise vielseitig. So werden diese zur Überbrückung von Geländesprüngen bei Verkehrswegen, für Baugruben im offenen Wasser, Schleusen und Ufereinfassungen eingesetzt [102], [116].

Eine Kaianlage stellt eine besondere Art der Ufereinfassung dar. In diesem Abschnitt wird der Aufbau einer solchen Konstruktion anhand eines typischen Regelquerschnitts erläutert. Die möglichen Bauweisen einer kombinierten Stahlspundwand werden beschrieben und die Besonderheiten von Spundwandprofilen aufgezeigt.

2.2.2 Aufbau einer Kaianlage

Eine im Seehafenbau angesiedelte Kaimauer besteht in ihren wichtigsten Bestandteilen aus einer Kaiplatte mit Kaiplattenkopf, welche in der Regel auf einem Pfahlrost aus Ortbetonrammpfählen, der kombinierten Spundwand und den Reibrohren gelagert ist, vgl. Abbildung 2.1. Die kombinierte Spundwand besteht in der Regel aus Trag- und Zwischenbohlen. Zur Aufnahme der Horizontallasten wird ein Schräganker am Kopf der Spundwand angeschlossen, welcher Lasten im Wesentlichen durch Mantelreibung auf den Baugrund überträgt. Am hinteren Ende der Kaiplatte wird eine Spundwandschürze zur Sicherung gegen hydraulischen Grundbruch angeordnet. Je nach Spurweite der Containerbrücken ist der landseitige Kranbahnbalken Bestandteil der Kaiplatte oder ein separates Bauteil. Um den Erddruck auf die kombinierte Wand zu verringern, werden die Zwischenbohlen in der Regel unterhalb des Kaikopfes herausgetrennt, woraufhin sich eine Böschung unterhalb der Kaiplatte einstellt (Wellenkammer). Bei einer internationalen Betrachtung von Kaikonstruktionen wird man die verschiedensten Bauweisen und Verankerungen entdecken, wie z. B. geneigte Pfähle anstelle von Vertikalpfählen, horizontal liegende Verankerungen mit Ankerplatten, Senkkastenkonstruktionen oder überbaute Böschungen.

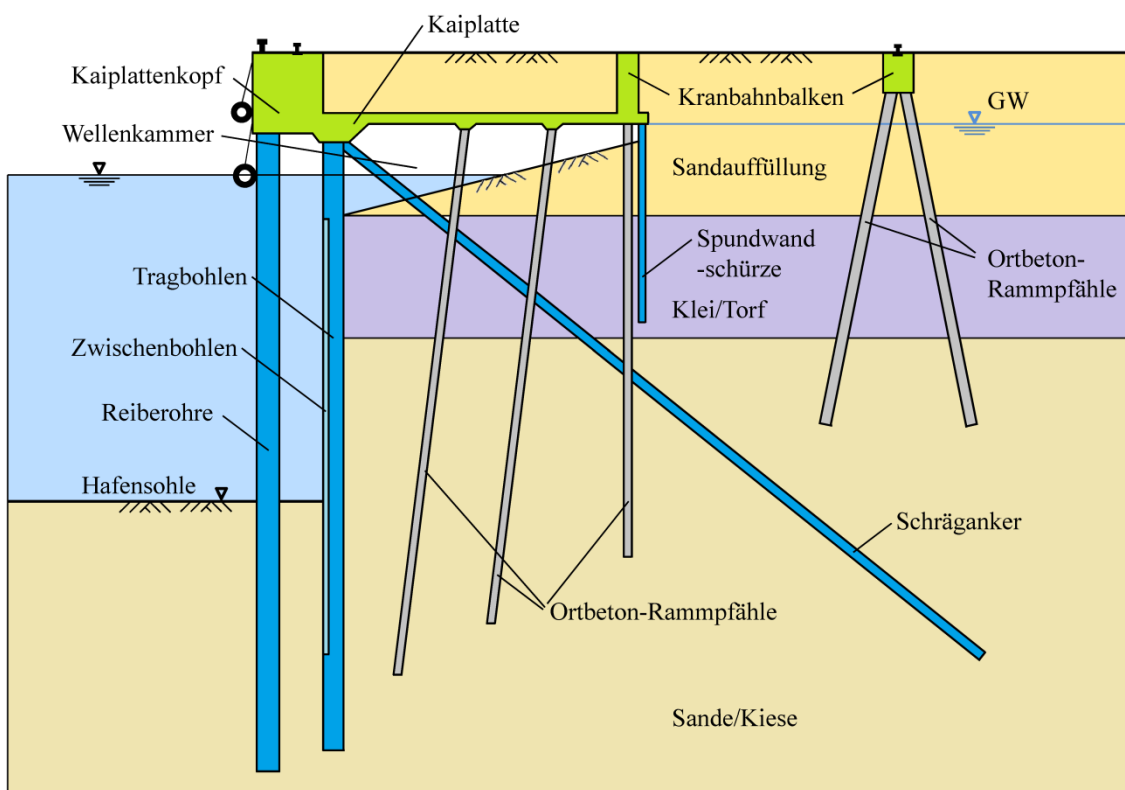


Abbildung 2.1: Regelquerschnitt Containerterminal Altenwerder vgl. z. B. [101]

2.2.3 Land- und Wasserbaustelle

Grundsätzlich sind Landbaustellen und Wasserbaustellen zu unterscheiden. Bei einer Landbaustelle wie z. B. beim Bauvorhaben *Containerterminal Altenwerder* (vgl. Abbildung 2.1) oder dem *Burchardkai* in Hamburg werden die Tragbohlen in Anlehnung an die Schlitzwandbauweise in einen flüssigkeitsgestützten Schlitz eingestellt, wobei die Endtiefe durch Rammen erreicht

wird. Durch die Zementzugabe in die Bentonitsuspension entsteht nach dem Erhärten ein tragfähiger Ersatzboden mit den Festigkeiten des umgebenden Bodens. Anschließend wird der Boden vor der Wand wasserseitig bis auf Solltiefe abgegraben [96], [68].

Bei Wasserbaustellen, wie z. B. den Bauvorhaben *Predöhlkai 2. Liegeplatz, 3. Liegeplatz* (vgl. Abbildung 2.2) und dem *Containerterminal Bremerhaven nördliche Erweiterung CT IIIa*, wird die Hauptwand freistehend in den Boden eingebracht [80], [101]. Die Kaikonstruktion wird danach z. B. im Rainbowverfahren mit Sand hinterfüllt.

Eine Ausnahme stellen Baumaßnahmen dar, die wie die *Mehrzweckumschlaganlage* an der Elbe in Cuxhaven aufgrund der unterschiedlichen örtlichen Randbedingungen sowohl im Rahmen einer Landbaustelle als auch in einer Wasserbaustelle durchgeführt werden [102].

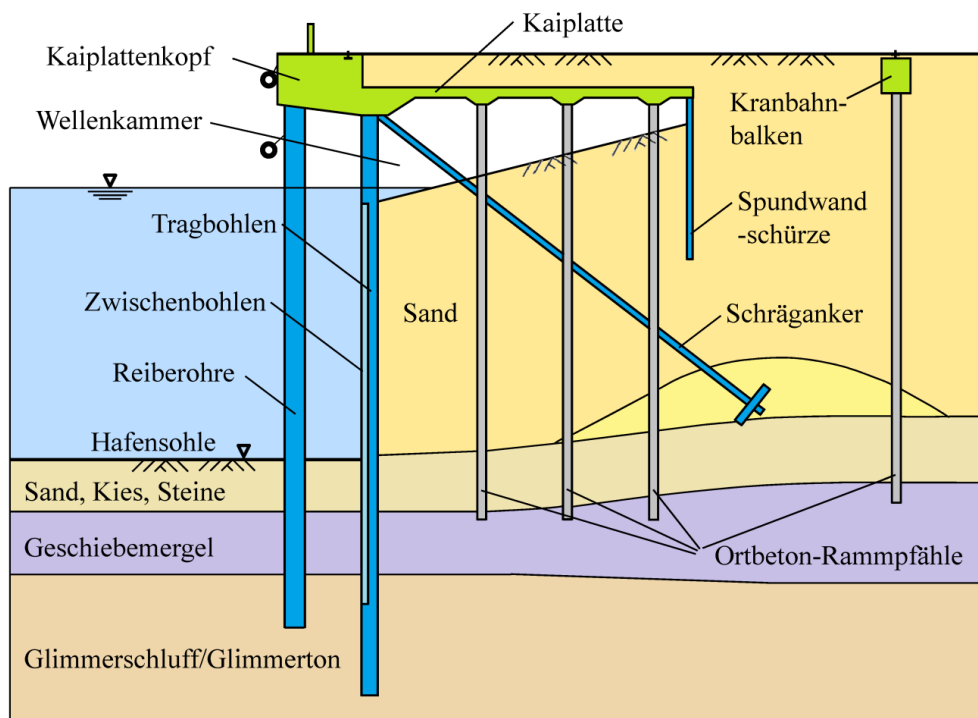


Abbildung 2.2: Regelquerschnitt *Predöhlkai 3. Liegeplatz* [80]

Ein Unterschied bei der Bemessung der Tragbohlen liegt bei Wasser- und Landbaustellen im hinter der Wand anstehenden Boden. Bei einer Landbaustelle wie dem Containerterminal Altenwerder verbleibt der natürlich anstehende Boden hinter der Wand. D. h. es können nicht bindige (Klei/Torf) Tragschichten auftreten, vgl. Abbildung 2.1. Bei einer Wasserbaustelle, wie z. B. Bauvorhaben *Predöhlkai* (vgl. Abbildung 2.2), wird hinter der Wand in der Regel mit Sand hinterfüllt, so dass bindiger Boden ansteht.

2.3 Kombinierte Stahlspundwände aus H- und Z-förmigen Spundwandbohlen

2.3.1 Einzel- und Doppeltragbohle

Im Seehafenbau werden moderne Konstruktionen aufgrund der relativ großen Geländesprünge überwiegend als kombinierte Stahlspundwände (auch gemischte Stahlspundwände) hergestellt. Bei dieser Konstruktionsart wechseln sich lange und schwere, als Tragbohlen bezeichnete Profile, mit kürzeren und leichteren, als Zwischenbohlen oder Füllbohlen bezeichneten Profilen ab. Letztere übertragen den Erd- und Wasserdruck auf die Tragbohlen, welche die hohen horizontalen und vertikalen Lasten abtragen. Bei den Tragbohlen kommen H-Profile, Rohrprofile oder geschweißte Hohlkästen zum Einsatz. Als Zwischenbohlen werden häufig Z-Profile bzw. Doppel- oder Dreifachbohlen aus U-Profilen eingesetzt. Die Trag- und Zwischenbohlen werden durch Schlösser miteinander verbunden, vgl. DIN EN 1993-5 [14].

In dieser Arbeit werden kombinierte Stahlspundwände aus H-förmigen Tragbohlen und Z-förmigen Zwischenbohlen betrachtet (auch H/Z-Spundwände), vgl. Abbildung 2.3. Die Tragbohlen werden entweder als einzelne Tragbohlen a) oder als Doppeltragbohle b) eingesetzt.

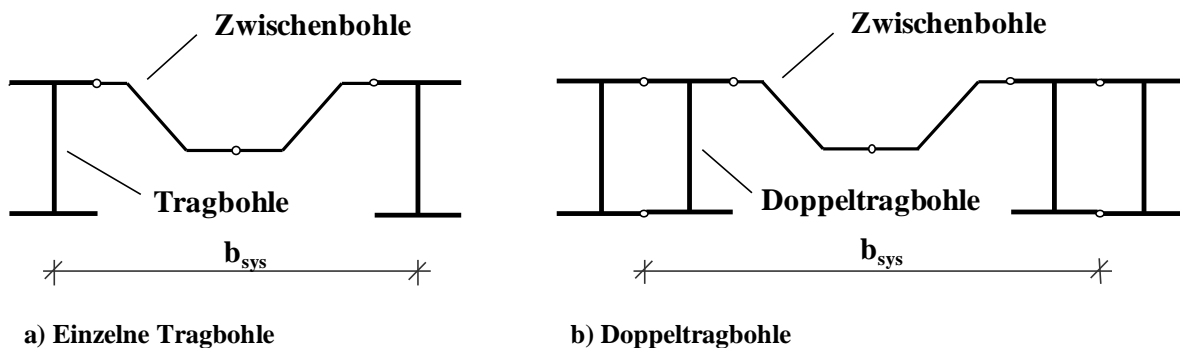


Abbildung 2.3: Kombinierte Stahlspundwände

2.3.2 Druck- und Zugbeanspruchung

Als Beispiele für kombinierte Rohrspundwände sind der *Nordhafen* in Stadt Bützfleth [102] und der *Offshore-Basishafen Cuxhaven* zu nennen [98]. Weitaus häufiger kommen kombinierte Wände mit I-Querschnitten und Z-förmigen Zwischenbohlen zum Einsatz. Beispiele hierfür sind der *Braunschweigkai* in Wilhelmshaven, die *Mehrzweckumschlaganlage* an der Elbe in Cuxhaven, das *Fährterminal* in Emden, der *Burchardkai* in Hamburg, das *Containerterminal Bremerhaven Nördliche Erweiterung CT IIIa* [102], [68], [101].

Durch die Hinterfüllung der Wand entsteht eine Belastung aus dem Boden. Je nach Einbaurichtung bewirkt dies auf die Zwischenbohlen entweder eine Zug- oder eine Druckbeanspruchung. Der Regelfall ist die Druckbeanspruchung der Zwischenbohlen (*System Hamburger Hafen*), vgl. Abbildung 2.4 a). Im Gegensatz dazu entsteht z. B. beim *Containerterminal Bremerhaven* durch die Anordnung der Z-Bohlen eine Zugbeanspruchung der Zwischenbohlen, vgl. Abbildung 2.4 b). Während Stabilitätseffekte das Tragverhalten bei einer Druckbeanspruchung der Zwischen-

bohlen negativ beeinflussen, kann bei einer Zugbeanspruchung der Zwischenbohlen ein wesentlich höherer Wasserdruck aufgenommen werden. In [106] werden praktische und theoretische Untersuchungen dazu vorgestellt.

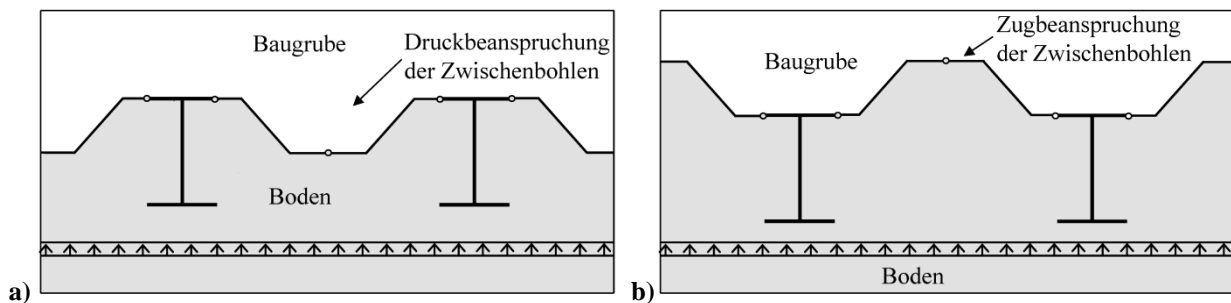


Abbildung 2.4: Zwischenbohlen unter a) Druckbeanspruchung System *Hamburger Hafen* und b) Zugbeanspruchung System *Bremerhaven*

2.3.3 Teilweise und vollständig eingebettetes Profil

Abbildung 2.5 zeigt ein teilweise und ein vollständig eingebettetes Profil. Der erste Fall tritt im Bereich des Hafenbeckens auf, wo vor der Kaimauer keine Einbettung in den Boden vorhanden ist. Der zweite Fall kommt unterhalb der Hafensohle vor, dort ist das Profil komplett in den Boden eingebettet. Des Weiteren gibt es unterhalb der Hafensohle den Fall vollständig eingebettetes Profil mit Zwischenbohle, der im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet wird.

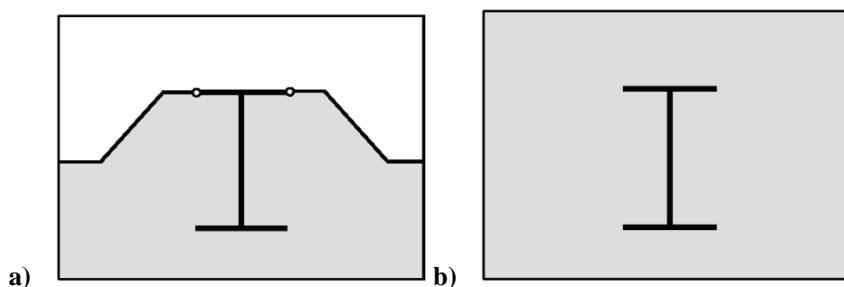


Abbildung 2.5: a) teilweise eingebettetes Profil und b) vollständig eingebettetes Profil

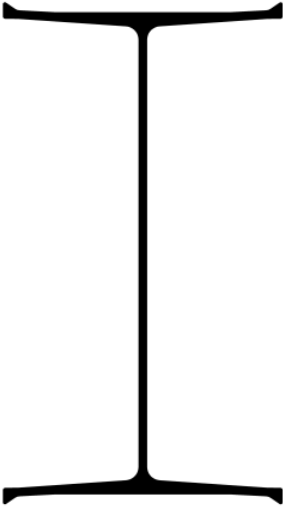
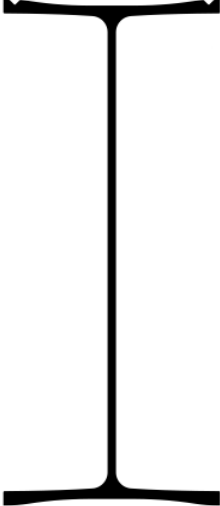


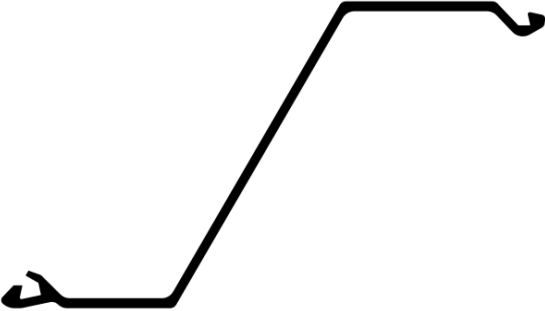
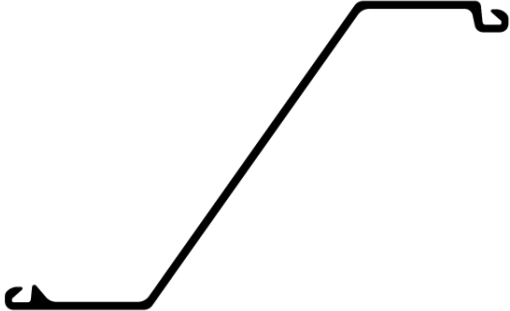
2.3.4 Spundwandprofile

Da im Wesentlichen die *Salzgitter AG (Peiner Träger und Hoesch Spundwand und Profil)* und *ArcelorMittal* den Europäischen Markt beliefern, werden im Folgenden die Betrachtungen auf diese beiden Systeme beschränkt. In Tabelle 2.1 sind die einzelnen Spundwandprofile von kombinierten H/Z-Spundwänden zu sehen. Für die Tragbohlen gibt es verschiedene Varianten der Schlossanordnung mit zwei, vier oder bei Doppeltragbohlen sechs Schlössern, die den Produktbroschüren der Hersteller zu entnehmen sind.

Die als Tragbohlen eingesetzten H-Profile haben an den Flanschen entweder eine Keule, wie das PSp-Profil (vgl. Tabelle 2.1 a)) oder eine gefräste Nut wie das HZM-Profil (vgl. Tabelle 2.1

b)). Beide Arten dienen zur Verbindung zweier H-Profile bzw. eines H-Profils mit einer Zwischenbohle. Als Verbindungselemente werden Schlösser verwendet (vgl. Tabelle 2.1 c) und d)). Beim System der *Salzgitter AG (Peiner Träger und Hoesch Spundwand und Profil)* gibt es hierfür nur einen Profiltyp P, mit dem alle Verbindungen hergestellt werden. Bei *ArcelorMittal* werden zwei H-Profile mit dem Profiltyp RH verbunden. Zwischen H-Profil und Zwischenbohle kommen die Schlösser RZD und RZU zum Einsatz. Zwei Zwischenbohlen können direkt miteinander kombiniert werden, ohne dass ein zusätzliches Profil notwendig wird. Beide Anbieter haben unterschiedliche Zwischenbohlen in ihrem Sortiment (vgl. Tabelle 2.1 e) und f)). Diese unterscheiden sich in ihrer Geometrie und Blechdicke.

Tabelle 2.1: Spundwandprofile kombinierter H/Z-Spundwände, vgl. [121], [122]

	<i>Salzgitter AG (Peiner Träger und Hoesch Spundwand und Profil)</i>	<i>ArcelorMittal</i>
Tragbohle	a) PSp-Profil (<i>Peiner Träger</i>) 	b) HZM-Profil 
Schloss	c) Profil P (<i>Peiner Träger</i>) 	d) Profile RZD, RH und RZU 
Zwischenbohle	e) PZ-Profil (<i>Hoesch Spundwand und Profil</i>) 	f) AZ-Profil 

2.4 Topographie und örtliche Randbedingungen

2.4.1 Einordnung des Hafens Hamburg

Der Hafen Hamburg ist der zweitgrößte, Bremerhaven der viertgrößte Containerhafen in Europa. Mit einer jährlichen Zuwachsrate in Bezug auf die umgeschlagenen Container von ca. 10 % werden in den letzten Jahren durchschnittlich 1 – 2 Liegeplätze von ca. 300 Metern neu- bzw. umgebaut [97]. Hier befindet sich auch das zurzeit modernste Containerterminal Europas *Altenwerder* (vgl. Abbildung 2.1).

2.4.2 Untergrundaufbau, anstehender Boden und Grundwasserverhältnisse

Generell stellt der Hamburger Baugrund durch die stark eiszeitlich bedingte Prägung hohe Anforderungen an den Kaimauerbau und führt selbst innerhalb des Hafengebietes zu unterschiedlichen Ausführungskonzepten [96]. Der Ersatz der Weichschichten durch Sand wird im Gegensatz zu anderen Häfen dort in der Regel nicht praktiziert [97].

Unterhalb der Geländeoberkante stehen im Bereich des Hamburger Hafens in der Regel Weichschichten in einer Mächtigkeit von bis zu 8 m an. Darunter befindet sich eine dicht bzw. sehr dicht gelagerte Sandschicht. Die darunterliegende eiszeitlich bedingte Geschiebemergelschicht weist stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf und ist teilweise mit Sandschichten durchzogen. Die Spundwandkonstruktionen werden in der Regel in die darunter liegenden Glimmerton- bzw. Glimmerschluffschichten abgesetzt, wobei teilweise ein Bodenaustausch zur Beseitigung von Rammhindernissen vorgenommen wird [80].

In den Bereichen Wilhelmshaven und Bremerhaven sieht der Bodenaufbau ähnlich aus. Dort liegen in der Regel Schichten von Beckenschluffen, Geschiebemergel und Lauenburger Ton im Bereich der Kaimauer. Beim Bau des *Containerterminal Bremerhaven Nördliche Erweiterung CT IIIa* fand ein Bodenaustausch von nicht tragfähigen Schichten aus Schlick und Klei statt [101]. Im *Außenhafen* von Emden stehen ab der Gewässersohle Weichschichten aus Klei, Schlick und Wattsanden in unterschiedlicher Schichtdicke an. Unter dieser nicht tragfähigen Schicht sind Feinsande zu finden. Darunter stehen nichtbindige Bodenarten mit sehr dichter Lagerung an. Im Zuge des Baus des *Emspiens* fand dort ein Bodenaustausch statt und die Spundwand wurde mit Emssand hinterfüllt [70].

Alle großen Seehäfen in Norddeutschland (Hamburg, Bremerhaven, Wilhelmshaven) befinden sich im Tidegebiet. Der Grundwasserstand ist stark abhängig von den Tideverhältnissen. Der Ausgleich der Wasserstände vor und hinter der Kaiwand ist konstruktionsbedingt unterschiedlich.

2.4.3 Länge der Tragbohlen

Die Hafensohle liegt im Hamburger Hafen auf - 16,70 m NN, wobei die Berechnungssohle bis zu vier Meter tiefer liegt, um Ausbaureserven, Baggertoleranzen und Kolkbildungen zu berücksichtigen. Es ergeben sich Geländesprünge bis zu ca. 28,50 m. Beim *JadeWeserPort* in Wil-

helmshaven ergibt sich sogar ein Geländesprung von 30,60 m, siehe [108]. Für die Tragbohlen ergeben sich Längen von z. B. 33 m beim Bauvorhaben *Containerterminal Altenwerder*, 32,50 m beim Neubau des *Predöhlkai Liegeplatz 2*, 27,50 m bei der Emspier im *Außenhafen* in Emden und 44 m beim *Jade-Weser-Port* [96], [80], [70], [123].

2.4.4 Zusammenfassung

Ein für die Bemessung maßgebender Unterschied zwischen einer Wasser- und einer Landbaustelle liegt im Bodenaufbau. Während bei einer Wasserbaustelle in der Regel mit Sand hinterfüllt wird und somit ein bindiger Boden ansteht, können bei Landbaustellen nicht bindige Bodenschichten anstehen. Diese befinden sich im Bereich der deutschen Häfen in der Regel unterhalb der Geländeoberkante und sind bis zu 8 m dick. Die Länge der Tragbohlen beträgt zwischen ca. 25 m und 44 m.

2.5 Weitere Bemessungsaspekte

2.5.1 Werkstoffe

Bezüglich der Stahleigenschaften von (Sonder-) I-Profilen, die als Tragelemente bei kombinierten Spundwänden eingesetzt werden und für Zwischenbohlen wird in DIN EN 1993-5 Pfähle und Spundwände [14] auf prEN 10248 „warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen“ verwiesen. In Teil 1 werden technische Lieferbedingungen [18] und in Teil 2 Grenzabmaße und Formtoleranzen [19] geregelt. Weitere Hinweise gibt „Die neue allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spundwände aus höherfesten Stählen (S 390 GP, S 430 GP)“ [103].

Tabelle 2.2 zeigt die Mindeststreckgrenze R_{eh} und die Mindestzugfestigkeit R_m für S 240 GP bis S 460 GP gemäß prEN 10248 [18]. Die Stahlsorten S 240 GP bis S 430 GP sind in DIN EN 1993-5 [14] mit den gleichen Angaben, jedoch als Streckgrenze f_y und Zugfestigkeit f_u bezeichnet, zu finden.

Tabelle 2.2: Stahlsorten von Spundwandbohlen gemäß [14] bzw. [18]

Stahlsorte	Quelle	Mindeststreckgrenze R_{eh} N/mm ²	Mindestzugfestigkeit R_m N/mm ²
S 240 GP	[14], [18]	240	340
S 270 GP	[14], [18]	270	410
S 320 GP	[14], [18]	320	440
S 355 GP	[14], [18]	355	480
S 390 GP	[14], [18]	390	490
S 430 GP	[14], [18]	430	510
S 460 GP	[18]	460	530

2.5.2 Statisches Ersatzsystem für Kaimauern

Grundlage der statischen Berechnung ist eine möglichst realitätsnahe Idealisierung des Systems. Auf Grund der komplexen Boden-/Bauwerks-Interaktion ist die Belastung der Spundwand direkt von deren Verformungsverhalten abhängig. Das Verformungsverhalten der Wand hängt einerseits von den Lagerungsbedingungen des Wandfußes ab, andererseits von eventuellen Aussteifungen oder Rückverankerungen der Wand [115]. Hinsichtlich der Lagerungsbedingungen im theoretischen Fußpunkt lassen sich frei aufgelagerte, teilweise eingespannte sowie vollständig eingespannte Wände unterscheiden, vgl. Abbildung 2.6. Gemäß EAU 2004 [74] ist ein beliebiger Einspanngrad möglich. Gemäß den Regeln der HPA [81] gilt für teileingespannte Spundwände eine Mindesteinbindetiefe.

Bezüglich einer eventuellen Stützung sind neben ungestützten Wänden die einfach oder mehrfach gestützten bzw. rückverankerte Wände zu unterscheiden. Betrachtet werden in dieser Arbeit nur einfach rückverankerte Systeme, da dies den Regelfall bei Kaianlagen darstellt.

Die Knicklänge um die starke Achse entspricht dem kleinsten Abstand zweier Wendepunkte der Knickbiegeline. Bei einer frei aufgelagerten Wand entspricht diese also dem Abstand des Wandfußes vom oberen Ankerpunkt (vgl. Abbildung 2.6 a)). Bei einer teilweise eingespannten Wand ist die Knicklänge entsprechend geringer (vgl. Abbildung 2.6 b)). Die einer vollständig eingespannten Wand (vgl. Abbildung 2.6 c)) beträgt entsprechend dem *Eulerfall* III 70 % der Länge im Vergleich zur frei aufgelagerten Wand.

Auch wenn die Stahlspundwand ggf. in den Stahlbetonüberbau einbindet, kann bezüglich des statischen Ersatzsystems nicht von einer Einspannung ausgegangen werden, da eine Biegeverformbarkeit nicht vollständig verhindert werden kann. Dazu wären eine größere Einbindelänge notwendig. Die Annahme einer Einspannung der Stahlspundwand in den Stahlbetonüberbau ist dementsprechend auch gemäß den Regeln der HPA [81] nicht zulässig. Gemäß EAU gibt es hierzu keine Empfehlung. In der Regel wird in der Bemessung also von einer gelenkigen Lagerung am Kopf der Spundwand ausgegangen.

In dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass durch die Einbindung der Tragbohlen in den Kaiplattenkopf bei der Betrachtung einer Torsionsbelastung einerseits von einer Gabellagerung ausgegangen werden kann und dass zum anderen Querschnittstreue des Profils vorhanden ist.

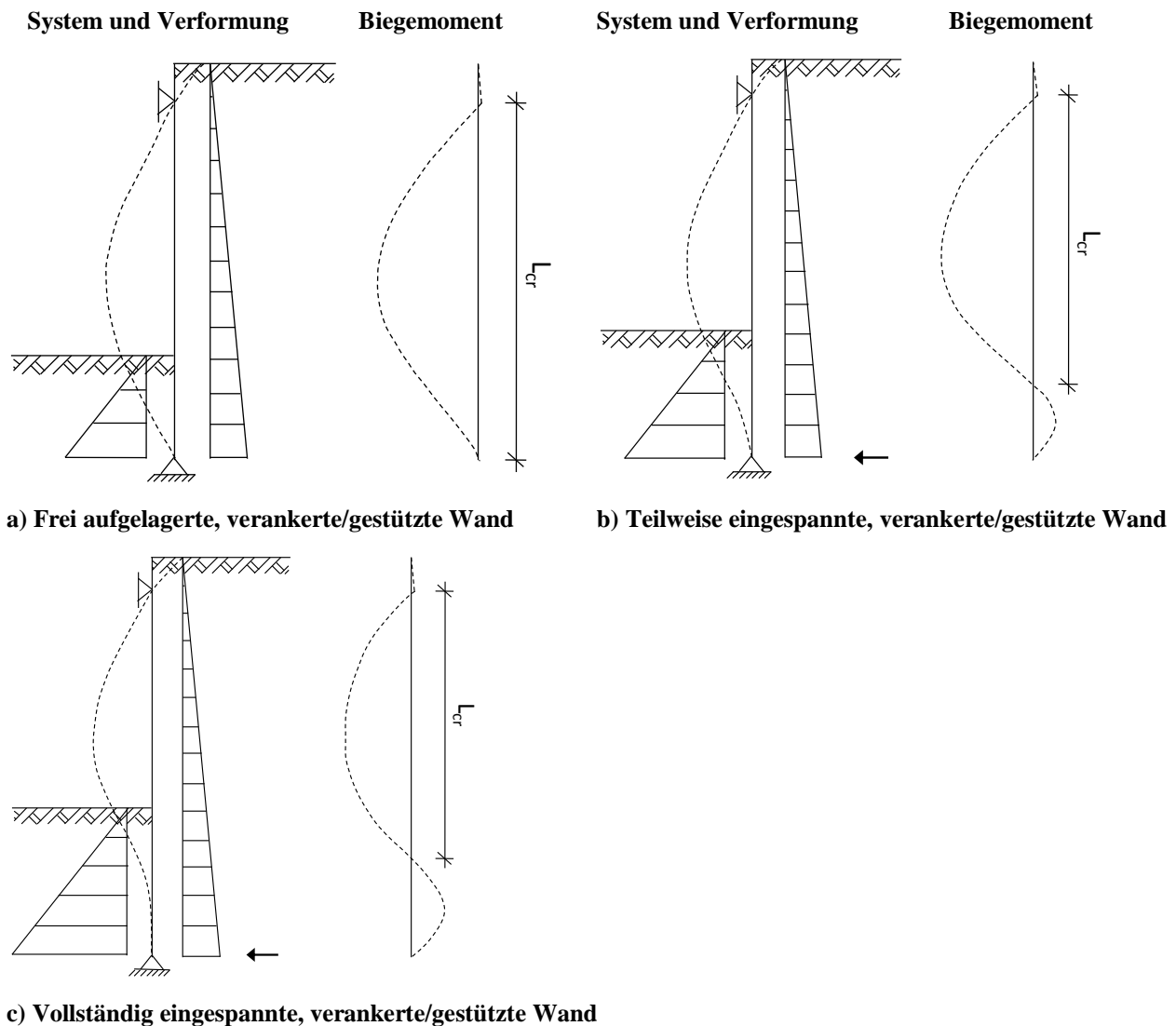


Abbildung 2.6: Statische Systeme nach [109]

2.5.3 Lastannahmen

2.5.3.1 Ständige Lasten

Die Einwirkungen umfassen nach DIN 1054 [1] Erddrücke, Wasserdrücke und sonstige Einwirkungen. Bei Hafenanlagen handelt es sich in der Regel um nachgiebig verankerte Stützbauwerke ohne Vorspannung und es ist der aktive Erddruck anzusetzen [38]. Ein besonderes Phänomen stellt die so genannte Gewölbewirkung dar. Damit wird eine Lastkonzentration zur den Stützstellen hin beschrieben, die sich im Boden infolge eines Nachgebens der Wand ausbildet.

Dies führt zu einer Abnahme des Erddruckes in den Bereichen zwischen den Stützstellen [84]. In Bezug auf kombinierte Stahlspundwände bedeutet dies, dass eine horizontale Umverteilung der Belastung stattfindet. Die Tragbohlen nehmen den größeren Teil des Erddrucks auf, während die Zwischenbohlen entlastet werden. Relevant wird diese Betrachtung bezüglich des Lastangriffspunktes bei Stabilitätsbetrachtungen, vgl. [33].

2.5.3.2 Veränderliche Lasten

Vertikallasten

Gemäß den Regelungen der HPA [81] und EAU 2004 [74] ist eine gleichmäßig verteilte Flächenlast von $p_k = 30 \text{ kN/m}^2$ bis 50 kN/m^2 in feldweise ungünstiger Kombination über den gesamten Überbau anzusetzen. Die Lasten aus Containerkranen sind abhängig vom Eigengewicht der Konstruktion, der Traglast, der Windbeanspruchung, der Spurweite und der Ausladung. In EAU 2004 [74] und HPA [81] werden in Abhängigkeit von der Spurweite maximale vertikale Radaufstandslasten (Linienlasten) von 250 kN/m bis 750 kN/m als Wanderlast in ungünstigster Stellung angegeben. Derzeit sind bereits Containerbrücken mit einer Streckenlast von 1.500 kN/m in Planung [38].

Horizontallasten

Für die horizontalen Radlasten des Krans ist nach EAU 2004 [74] und HPA [81] quer zur Schienenrichtung bis etwa 10 % und in Schienenrichtung bis etwa 10 % bis 15 % der Vertikallast anzusetzen. In EAU 2004 werden Pollerzuglasten (Poller: Pfahl zum Festmachen eines Schiffes) in Abhängigkeit der Wasserverdrängung des Schiffes zwischen 1.000 kN und 1.500 kN genannt. Nach den Regeln der HPA [81] sind 1.000 kN pro Doppelpoller in Blockmitte und 1.500 kN bei Endpollern anzusetzen.

Für Tidegebiete gibt EAU 2004 [74] vier Belastungssituationen aus Wasserüberdruck auf Ufereinfassungen bei durchlässigem Boden an. Unter anderem bei geschichteten Böden und bei artesisch gespannten Grundwassern sind besondere Untersuchungen erforderlich. Gemäß HPA [81] werden weitere Belastungssituationen für geschichtete Böden bei unterschiedlichen Einbindesituationen angegeben.

2.5.3.3 Fazit

In der Regel sind hohe vertikale Lasten aus den Aufbauten und eine horizontale Last durch den anstehenden Erd- und Wasserdruck vorhanden. Das dadurch entstehende Biegemoment wird über die starke Achse abgetragen. Um die schwache Achse sind keine oder nur kleine Kraftanteile vorhanden.

2.5.4 Berücksichtigung von Imperfektionen bei der Bemessung

Beim Einbau von kombinierten Stahlspundwänden entstehen durch den Rammvorgang Imperfektionen in Form von Schiefstellungen, die zusätzlich zu den im Hochbau vorgegebenen angesetzt werden müssen, vgl. DIN EN 1993-5 Abschnitt 5.3.3 (4) [14]. Die sehr viel größere Länge der Tragbohlen führt zudem im Vergleich zu den im Hochbau üblichen Imperfektionen zu wesentlich größeren Absolutwerten der Verschiebung. Deshalb dürfen die im Hochbau üblichen Abminderungen durch den Einfluss der Stablänge hier nicht angesetzt werden.

Die Überprüfung der Toleranzen ist bei Wasserbaustellen relativ gut möglich. Die Schiefstellung in beide Richtungen kann zwischen Kopfpunkt und Fußpunkt gemessen werden. Bei Landbaustellen sollten einzelne Pfähle mit entsprechender Messtechnik ausgestattet werden, um stichprobenartig die Einhaltung der Toleranzen zu prüfen.

Die tatsächlich vorhandenen Imperfektionen hängen von vielen Faktoren ab. Neben Bodenverhältnissen und Hindernissen wie Felsen sind das zum Beispiel auch der Rammvorgang und die Erfahrung des Rammführers. Diese Einflüsse können weder rechnerisch erfasst werden, noch gibt es hierzu offizielle Regelungen. Daher wird empfohlen, dass der Bauherr Toleranzen vorgibt, die nicht überschritten werden dürfen, und anhand derer die Bemessung erfolgen kann, vgl. Forschungsbericht [38].

In der EAU [72] wird vorgeschlagen, beim Spannungsnachweis ein Zusatzmoment infolge der Durchbiegung f zu berücksichtigen. Das führt nach Gleichung (2.1) zu einem Bemessungsmoment M' .

$$M' = M + f \cdot N \quad (2.1)$$

M' Bemessungsmoment unter Berücksichtigung der horizontalen Belastung [kNm]

M Moment [kNm]

f Durchbiegung infolge von M [cm]

N Einwirkende Normalkraft [kN]

Die Verdrehung kann an Kopf- und Fußpunkt als nahezu gleich angesehen werden. Unterhalb der Hafensohle ist das Moment ohnehin gering, daher sind die Verschiebungen und die Verdrehung hier nicht relevant. Verdrehungen werden in der Regel nicht berücksichtigt, da diese klein sind bzw. im nicht relevanten Bereich unterhalb der Hafensohle auftreten, vgl. Forschungsbericht [38].

2.6 Zusammenfassung

Die in diesem Abschnitt dargestellten Betrachtungen dienen als Grundlage für das Verständnis der in den folgenden Abschnitten behandelten Problemstellungen.

Dazu wurden zunächst typische Bemessungs- und Ausgangssituationen aufgezeigt. Das ist für die Definition von Referenzfällen und die Absteckung des Untersuchungs- und Parameterfeldes

notwendig. Es wurden die Beispiele *Containerterminal Altenwerder* und *Predöhlkai 3. Liegeplatz* vorgestellt. Während die Untersuchungen in Abschnitt 4.2 und 4.3 auf den eher allgemeingültigen Fall einer über die ganze Länge gebetteten stabilitätsgefährdeten Tragbohle abzielen, wird in den Abschnitten 4.4 und 4.5 die Bettung bei einer freien Länge betrachtet. Als Referenzfall wird die beschriebene Kaianlage mit Wellenkammer zugrunde gelegt.

Weil für die Stabilitätsbemessung signifikante Unterschiede zwischen einer Land- und einer Wasserbaustelle entstehen können (Einbettung über die komplette Länge der Tragbohle / Einbettung über einen Teil der Länge), wurden deren Besonderheiten erläutert. Diese Differenzierung findet sich ebenfalls in den Abschnitten 4.4 und 4.5 wieder.

Der Aufbau einer kombinierte H/Z-Stahlspundwand wurde im Hinblick auf die Möglichkeiten des Einsatzes von Einzel- und Doppeltragbohlen vorgestellt. Im Hinblick auf das Stabilitätsverhalten verhalten sich die Systeme grundsätzlich unterschiedlich. Im Besonderen dann, wenn die Doppelbohle teilweise verschweißt ist, siehe dazu die Untersuchungen in Abschnitt 5.

Die Differenzierung zwischen Zug- und Druckbeanspruchung wurde vorgenommen, weil die Tragfähigkeit der Zwischenbohle je nach Einbauweise stark variiert. Da für das zugbeanspruchte System hochwertige Forschungsarbeiten vorliegen, wurden die Untersuchungen in Abschnitt 6 auf das druckbeanspruchte System beschränkt.

Je nach Lage innerhalb der Kaianlage werden die einzelnen Profile der Spundwand vollständig bzw. teilweise in den Boden eingebettet. Diese Unterscheidungen werden besonders hinsichtlich des Verständnisses der geotechnischen Bettungswerte bedeutsam (vgl. Abschnitt 3.7).

Zudem werden die verwendeten Spundwandprofile, d. h. Tragbohle, Schloss und Zwischenbohle als Besonderheit dieser Bauart im Unterschied zu den sonstigen im Stahlbau üblichen Profilformen erläutert. Die Verbindung der einzelnen Profile über gelenkige Schlösser ist im Stahlbau einzigartig und wirft besondere Fragestellungen auf. Dazu gehört die analytisch nicht berechenbare Tragfähigkeit der Zwischenbohlen in kombinierten Stahlspundwandssystemen unter Wasserdruck, vgl. Abschnitt 6. Oder die Unkenntnis der Torsionssteifigkeit bei einer Doppeltragbohle deren Schlösser abschnittsweise miteinander verschweißt sind, vgl. hierzu Abschnitt 5.

In diesem Abschnitt werden auch die Topographie und die örtlichen Randbedingungen der norddeutschen Häfen mit besonderem Blick auf den Hafen in Hamburg hinsichtlich des Untergrundaufbaus, des anstehenden Bodens und der Grundwasserverhältnisse erläutert. Dies gibt Aufschluss über die prinzipielle Übertragbarkeit der Ergebnisse, welche im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht weiter betrachtet wird.

Unterhalb der Geländeoberkante stehen im Bereich des Hamburger Hafens in der Regel Weichschichten in einer Mächtigkeit von bis zu 8 m an. Darunter befindet sich eine dicht bzw. sehr dicht gelagerte Sandschicht. Dieser Aufbau dient als Vorlage für die Untersuchung der Bettung bei einer freien Länge der Tragbohle in Abschnitt 4.4 und 4.5.

Ein kurzer Blick wird auf weitere Bemessungsaspekte geworfen. Dabei werden die eingesetzten Werkstoffe im Vergleich zum klassischen Hochbau, die statischen Ersatzsysteme, die Lastannahmen und die Imperfektionen im Hafengebäude betrachtet. Hierbei geht es nicht um eine „Bemes-

sungsanleitung“, es werden lediglich die Besonderheiten im Vergleich zum klassischen Stahlbau herausgearbeitet.

Bei den warmgewalzten Spundwandbohlen werden Stahlsorten mit der Bezeichnung „GP“ eingesetzt. Mit den Stahlgüten von S 235 GP bis S 460 GP werden prinzipiell die gleichen Stahlgüten wie im Hochbau verwendet.

Beschrieben wurden die möglichen statischen Ersatzsysteme, wobei in der Regel in der Praxis der teilweise eingespannte, einfach rückverankerte Fall vorliegt. Die weiteren Betrachtungen in den Abschnitten 4 und 5 orientieren sich deshalb an diesem Fall.

Bezüglich der Lagerungsbedingungen wird in dieser Arbeit davon ausgegangen, dass durch die Einbindung der Tragbohlen in den Kaiplattenkopf bei der Betrachtung einer Torsionsbelastung einerseits von einer Gabellagerung ausgegangen werden kann und dass zum anderen Querschnittstreue des Profils vorhanden ist, vgl. Abschnitt 5.

In der Regel sind hohe vertikale Lasten aus den Aufbauten und eine horizontale Last durch den anstehenden Erd- und Wasserdruck vorhanden. Das dadurch entstehende Biegemoment wird über die starke Achse abgetragen. Um die schwache Achse sind keine oder nur kleine Kraftanteile vorhanden

Bei den Imperfektionen gibt es im Vergleich zum Hochbau Besonderheiten. Zum einen darf bei einer Schiefstellung keine Abminderung auf Grund der Trägerlänge vorgenommen werden. Zum anderen wird aus der Durchbiegung und der einwirkenden Normalkraft ein Zusatzmoment berechnet und im Spannungsnachweis angesetzt.

Nachdem in diesem Abschnitt die typischen Bemessungs- und Ausgangssituationen betrachtet wurden, werden im folgenden Abschnitt 3 der Stand der Wissenschaft und die Normensituation beschrieben, um die theoretische Grundlage für die in den Abschnitten 4, 5 und 6 folgenden Untersuchungen zu erläutern.

3 Stand der Wissenschaft und Normensituation

3.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden der Stand der Wissenschaft und die aktuelle Normensituation erläutert.

Auf Grundlage der normativen Entwicklung des Stabilitätsnachweises in Abschnitt 3.2 wird in Abschnitt 3.3 ein Überblick über die wichtigsten Aspekte der aktuellen Regelungen in DIN EN 1993-1-1 [11] gegeben. Die Möglichkeit, den Stabilitätsnachweis mit einem klassischen Ersatzstabverfahren, dem so genannten vereinfachten Verfahren zu führen, wird in Abschnitt 3.4 beschrieben. In Abschnitt 3.5 werden die aus dem Hochbau stammenden Ansätze, wie eine Dreh- und Wegfederbettung von Bauteilen rechnerisch berücksichtigt werden kann, erläutert.

Der Stand der Wissenschaft bezüglich der Bodenbettung von Pfählen und die auf diesem Gebiet durchgeführten geotechnischen Untersuchungen werden in Abschnitt 3.6 vorgestellt. Auch der Eingang der Ergebnisse in die aktuelle Normung wird erläutert. In Abschnitt 3.7 werden die im AiF-Forschungsprojekt [38] entwickelten Werte für die vorhandene Bodenbettung, die an der TUHH entwickelt wurden, zusammenfassend dargestellt. Auf diese wird in den Beispielrechnungen in Abschnitt 4 zurückgegriffen. Die bisherigen Forschungsarbeiten an Kaimauerkonstruktionen werden in Abschnitt 3.8 beschrieben, um den vorhandenen Forschungsbedarf deutlich zu machen.

Die Bezeichnungen entsprechen in den folgenden Abschnitten der jeweiligen Quelle. Z. B. wird bei den Verzweigungslasten gemäß DIN 18800-2 [5] die Schreibweise M_{ki} und nach DIN EN 1993-1-1 [11] die Bezeichnung M_{cr} verwendet.

3.2 Normative Entwicklung des Stabilitätsnachweises

3.2.1 Allgemeines

Im Folgenden wird, auf der Basis der ersten Überlegungen zur Stabilität, ein Überblick über die normative Entwicklung des Nachweises in DIN 4114 [3] und DIN 18800-2 [5] gegeben.

Im Stahlbau führt die Möglichkeit einer schlanken Bauweise seit jeher auf das Problem, Stabilitätseinflüsse in der Berechnung der Tragfähigkeit angemessen berücksichtigen zu müssen. Die Forschung und Entwicklung der ersten Grundlagen im Bereich der Stabstabilität reichen bis Mitte des 18. Jahrhunderts zurück. *Euler* legte damals mit der Erkenntnis der Verzweigungslast für den gelenkig gelagerten Stab (vgl. Gleichung (3.1)) die Grundlage für die Entwicklung, die bis heute die Bestrebung verdeutlicht, geeignete und zeitgemäße Bemessungshilfen zu entwickeln, vgl. z. B. *Petersen* [55], [56].

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (3.1)$$

N_{ki}	Verzweigungslast (auch Knicklast) [kN]
E	Elastizitätsmodul [kN/cm ²]
I	Flächenträgheitsmoment [cm ⁴]
L	Stablänge Eulerstab II, Knicklänge [cm]

3.2.2 Nachweisformat gemäß DIN 4114

Die normative Entwicklung der Behandlung von Stabilitätsproblemen im Stahlbau begann im Jahr 1952 mit der Einführung von DIN 4114 [3]. In diese hat das von der Deutschen Reichsbahn für Stahlbrücken entwickelte ω -Verfahren Einzug gehalten. In Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad λ kann mit diesem die Knicksicherheit nachgewiesen werden. Die Anwendung ist auf die Stahlgüten St 37 und St 52 (entspricht der heutigen Bezeichnung für S 235 und S 355) begrenzt, für die Knickzahlen ω angegeben sind. Die untere Grenze liegt bei Schlankheitsgraden kleiner als 20, für die kein Stabilitätsnachweis geführt werden muss. Die Nachweisgleichung entspricht dem in Gleichung (3.2) dargestellten Format. D. h. es wird ein Nachweis auf Spannungsniveau geführt. Grundsätzlich werden für die Versagensmechanismen Knicken um die starke und Knicken um die schwache Achse unterschiedliche Nachweisformeln angewandt. Für das Knicken um die schwache Achse wird kein Einfluss einer Belastung um die starke Achse berücksichtigt.

$$\omega \cdot \frac{S}{F} + 0,9 \cdot \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul} \quad (3.2)$$

ω	Knickszahl [-]
S	Drucknormalkraft (= N) [kN]
F	Querschnittsfläche (= A) [cm ²]
M	Einwirkendes Moment [kNm]
W_d	Widerstandsmoment [cm ³]
σ_{zul}	zulässige Spannung [kN/cm ²]

3.2.3 Nachweisformat gemäß DIN 18800-2

Erstmals in DIN 18800-2 [5] wurde ein bezogener Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ eingeführt, mit dem zusätzlich zur geometrischen Schlankheit λ_k der Einfluss des Materials durch die Bezugsschlankheit λ_a berücksichtigt wird. Die Schlankheit ist ein rein geometrisch ableitbarer Parameter, der sich aus der Knicklänge des Stabes s_k und dem Trägheitsradius i ergibt, vgl. Gleichung (3.3). Letztgenannter ist ein querschnittsabhängiger Parameter. Die Knicklänge s_k entspricht geometrisch gesehen dem Abstand der Wendepunkte der Knickbiegeline. Sie lässt sich für Systeme, für die der Knicklängenbeiwert β bekannt ist durch Multiplikation mit der Stablänge berechnen.

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} \quad \text{mit} \quad \lambda_k = \frac{s_k}{i} \quad \text{und} \quad s_k = \beta \cdot L \quad (3.3)$$

$\bar{\lambda}_k, \lambda_k, \lambda_a$	(bezogener) Schlankheitsgrad bei Druckbeanspruchung, (geometrischer) Schlankheitsgrad, Bezugsschlankheit [-]
s_k	Knicklänge [cm]
i	Trägheitsradius [cm]
β	Knicklängenbeiwert [-]

Ist die Verzweigungslast N_{ki} bekannt, kann der bezogene Schlankheitsgrad eines Systems mit der plastischen Normalkrafttragfähigkeit N_{pl} , wie in Gleichung (3.4) zu sehen ist, bestimmt werden.

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{ki}}} = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} \quad (3.4)$$

$\bar{\lambda}_k$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegeknicken [-]
N_{pl}	plastische Normalkrafttragfähigkeit [kN]
N_{ki}	Verzweigungslast (auch Knicklast) [kN]

Analog hierzu wird der bezogene Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken $\bar{\lambda}_M$ (Bezeichnung nach DIN EN 1993-1-1 [11] $\bar{\lambda}_{LT}$) berechnet. Hier gehen die plastische Momententragfähigkeit M_{pl} und das ideale Biegedrillknickmoment M_{ki} in die Gleichung ein, vgl. Gleichung (3.5). Für Letzteres liegen für viele einfachere Fälle analytische Lösungen vor, vgl. Abschnitt 3.5.2.1.

$$\bar{\lambda}_M = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{ki}}} \quad (3.5)$$

$\bar{\lambda}_M$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken [-]
M_{pl}	plastische Momententragfähigkeit [kNm]
M_{ki}	ideales Biegedrillknickmoment [kNm]

In DIN 18800-2 [5] wird auf der Nachweisebene zwischen den Versagensformen Knicken und Biegedrillknicken unterschieden. Es gibt einen Grenzschlankheitsgrad $\bar{\lambda}_K \leq 0,2$, ab dem kein Biegeknicknachweis geführt werden muss (für Biegedrillknicken $\bar{\lambda}_M \leq 0,4$). Gleichung (3.6) zeigt den Biegeknicknachweis mit der Nachweismethode 1. Gleichung (3.7) zeigt den Biegeknicknachweis mit der Nachweismethode 2. Es ist dem Anwender überlassen, eine der beiden Methoden für den Biegeknicknachweis auszuwählen. Zu den Hintergründen der zwei Nachweismethoden siehe z. B. [42], [45], [57], [58], [59].

Biegeknicknachweis mit der Nachweismethode 1

$$\frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z \leq 1 \quad (3.6)$$

mit $\kappa = \min(\kappa_y, \kappa_z)$

N, M_y, M_z größter Absolutwert der Normalkraft und der Biegemomente nach Theorie I. Ordnung ohne Ansatz von Imperfektionen [kN] bzw. [kNm]

κ_y, κ_z Abminderungsfaktor der maßgebenden Knickspannungslinie [-]

k_y, k_z Beiwert zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und des bezogenen Schlankheitsgrades [-]

Biegeknicknachweis mit der Nachweismethode 2

$$\frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} + \frac{\beta_{m,y} \cdot M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{\beta_{m,z} \cdot M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z + \Delta n \leq 1 \quad (3.7)$$

mit $\Delta n = \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} \cdot \left(1 - \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}}\right) \cdot \kappa^2 \cdot \bar{\lambda}_k^2$ jedoch $\Delta n \leq 1$

$\beta_{m,y}, \beta_{m,z}$ Momentenbeiwert zur Erfassung der Form des Biegemomentes M_y bzw. M_z [-]

Der Abminderungsbeiwert κ wird in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$ mit Hilfe von Knickspannungslinien bestimmt. Die europäischen Knickspannungslinien wurden in den 60er und 70er Jahren des letzten Jahrhunderts aufbauend auf einem umfangreichen Forschungsprojekt mit zahlreichen Versuchen und numerischen Untersuchungen entwickelt, vgl. [26]. Als Resultat wurden vier querschnittsabhängige Knickspannungslinien, auf denen die heutigen in DIN EN 1993-1-1 [11] verwendeten Knicklinien beruhen, festgelegt, vgl. Abschnitt 3.4.4.

Der Abminderungsfaktor κ ist gemäß DIN 18800-2 [5] als minimaler Wert der beiden Ausweichrichtungen definiert. Dadurch wird eine Belastung um die starke Achse beim Nachweis des Knickens um die schwache Achse berücksichtigt. Bei gleichen Abminderungsfaktoren $\kappa_z = \kappa_y$ folgt jedoch, dass Knicken um die starke Achse maßgebend (oder gleich wie um die schwache Achse) wird, da der Interaktionsbeiwert k_y unabhängig von der Achsenrichtung ist.

Der Biegedrillknicknachweis gemäß DIN 18800-2 [5] hat das in Gleichung (3.8) abgebildete Format. Der erste Term entspricht dem Normalkraftanteil der Gleichung (3.6), nur dass der in der Regel kleinere Beiwert κ_z um die schwache Achse schon vorab definiert ist. Die Faktoren k_y und k_z , sowie der Momentenanteil um die schwache Achse entsprechen denen des Knicknachweises. Anders erscheint jedoch der Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken κ_M für den Momentenanteil um die starke Achse.

Biegedrillknicknachweis

$$\frac{N}{\kappa_z \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_y}{\kappa_M \cdot M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z \leq 1 \quad (3.8)$$

κ_M Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken [-]

Die Regeln in DIN 18800-2 [5] beruhen noch auf einer getrennten Betrachtung der Versagensmechanismen Biegeknicken und Biegedrillknicken, was zu einer unabhängigen Nachweisführung führt. Im Zuge der Einführung des Eurocodes gab es die Bestrebung Bemessungsregeln einzuführen (vgl. „Allgemeines Verfahren“ in Abschnitt 3.3.3), die auf der Betrachtung der Gesamtstabilität beruhen, so dass der Übergangsbereich zwischen den einzelnen Stabilitätsphänomenen in geeigneter Weise berücksichtigt wird, vgl. [23].

3.3 Nachweis der Stabstabilität gemäß DIN EN 1993-1-1

3.3.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die grundlegenden Aspekte des Stabilitätsnachweises gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] erläutert. Weitergehende Informationen sind z. B. in [27], [37], [64] zu finden. Zunächst wird eine Abgrenzung für die Erfordernis eines Stabilitätsnachweises vorgenommen. Daraufhin werden die prinzipiellen Nachweismöglichkeiten nach DIN EN 1993-1-1 [11] erläutert. Weitergehend wird auf die beim Stabilitätsnachweis anzusetzenden Imperfektionen eingegangen. Danach wird die Regelung zur Festlegung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_M erläutert. Nach einer kurzen Vorstellung des Einflusses der Querschnittsklassen und die übliche Einordnung der Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände, wird das Allgemeine Nachweisverfahren nach DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.4 [11] beschrieben.

3.3.2 Kriterien für die Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. bzw. II. Ordnung

Die Berechnung der Schnittgrößen darf nach Theorie I. Ordnung, also am unverformten Tragwerk erfolgen, wenn die Verformungen so klein sind, dass sie die Ergebnisse der Berechnung nur unwesentlich beeinflussen. Als Kriterium wird üblicherweise angenommen, dass der Zuwachs der Schnittgröße, die durch die Berücksichtigung der Verformung entsteht, kleiner oder gleich 10 % ist. Dieses Kriterium gibt es in unterschiedlichen Formulierungen, die nach einigen Umformungen jedoch miteinander übereinstimmen. Die ausführlichste Darstellung enthält

DIN 18800-1 Abschnitt 7.5.1 a) bis c), Element (739) [4]. Eine ausführliche Erläuterung ist auch in [36] dargestellt.

In DIN EN 1993-1-1 [11] ist die Abgrenzung der Notwendigkeit einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung in Abschnitt 5.2.1 (3) geregelt. Hierbei wird α_{cr} als „Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müssen, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks zu erreichen“ definiert. Eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung darf vorgenommen werden, wenn für das Bauteil oder Tragwerk das, in Gleichung (3.9) für eine elastische Bemessung und in Gleichung (3.10) für eine plastische Bemessung aufgeführte Kriterium, erfüllt ist. Für die elastische Berechnung entspricht dies dem Kriterium, das aus DIN 18800-1 Abschnitt 7.5.1 [4] bekannt ist.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{für die elastische Berechnung} \quad (3.9)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{für die plastische Berechnung} \quad (3.10)$$

α_{cr} Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müssen, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks zu erreichen [-]

F_{cr} kritische Verzweigungslast [kN]

F_{Ed} Bemessungswert der Einwirkungen [kN]

3.3.3 Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1993-1-1

Muss der Stabilitätsnachweis geführt werden, kann dies gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] grundsätzlich auf unterschiedliche Weisen, die sich im Berechnungsaufwand und auch etwas in den Resultaten unterscheiden, geführt werden, vgl. Abbildung 3.1.

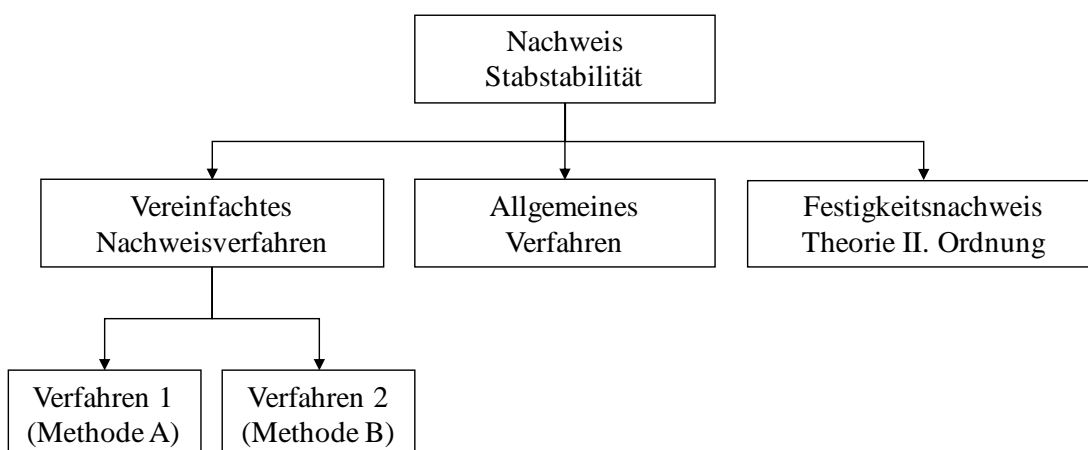


Abbildung 3.1: Berechnungsverfahren für den Nachweis der Stabstabilität gemäß DIN EN 1993-1-1 [11]

Es gibt das „Vereinfachte Nachweisverfahren“, also ein klassisches Ersatzstabverfahren, das in die Verfahren 1 und 2 (Methode A und B) aufgegliedert und in ähnlicher Form schon in DIN 18800-2 [5] zu finden ist, vgl. Abschnitt 3.2.3 bzw. *Boissonade et al.* [23]. Hierbei wird der zu untersuchende Stab aus dem Gesamttragwerk herausgeschnitten und der Nachweis unter Berück-

sichtigung eines von der Schlankheit abhängigen Abminderungsfaktors geführt, vgl. Abschnitt 3.4.

Neu in DIN EN 1993-1-1 [11] ist das so genannte „Allgemeine Verfahren“, bei dem eine gemeinsame Betrachtung für Biegeknicken und Biegedrillknicken am Gesamtsystem vorgenommen wird, vgl. Abschnitt 3.3.7.

Nach wie vor gibt es die Möglichkeit die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung am (Gesamt-) System zu bestimmen. Mit diesen wird dann der Festigkeitsnachweis geführt. Auf die für die Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] anzusetzenden Imperfektionen wird in Abschnitt 3.3.4 eingegangen.

Als Sonderfall und auf der sicheren Seite liegend kann der Nachweis des Druckgurtes als Knickstab für biegedrillknickgefährdete Bauteile geführt werden (DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.2.4 „Vereinfachte Bemessungsverfahren für Träger mit Biegedrillknickbehinderungen im Hochbau“ [11]). Letztgenannter hat im Hafengebäude keine besondere Bedeutung, da sich dieser als nicht sehr wirtschaftlich darstellt.

Für den Nachweis der Stabilität der Tragbohlen von kombinierten Stahlpundwänden werden vornehmlich Ersatzstabverfahren angewendet. Dementsprechend wird sich in der Hafengebäudepraxis vermutlich das vereinfachte Verfahren (Verfahren 2, Methode B) durchsetzen.

3.3.4 Imperfektionen für den Festigkeitsnachweis Theorie II. Ordnung

3.3.4.1 Allgemeines

Bei einer Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung ist es erforderlich, geeignete Ansätze zu wählen, um die Wirkung von Imperfektionen zu erfassen. Vergleichbar mit der Vorgehensweise in DIN 18800-2 [5] sind bei der Tragwerksberechnung gemäß in DIN EN 1993-1-1 [11] sowohl strukturelle Imperfektionen (z. B. Eigenspannungen, ungleichmäßige Verteilung der Streckgrenze etc.) als auch geometrische Imperfektionen (z. B. Schiefstellungen, Toleranzen) zu berücksichtigen. Da sich die geometrischen Imperfektionen in einer Stabwerksberechnung einfacher abbilden lassen als z. B. Eigenspannungen, werden die strukturellen und geometrischen Imperfektionen in der Regel zu äquivalenten geometrischen Ersatzimperfektionen zusammengefasst. Diese werden als globale Imperfektionen (z. B. Schiefstellung des Gesamttragwerks) oder als lokale Imperfektionen (z. B. Stabkrümmungen für ein einzelnes Bauteil) angesetzt.

Dem Anwender stehen 3 Möglichkeiten für den Ansatz der Imperfektionen gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] zur Verfügung. Zum einen wird in DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3.2 (11) [11] die Möglichkeit gegeben, die Amplitude e_0 auf der Basis der Eigenform als λ abhängige Formel rechnerisch zu bestimmen, vgl. Abschnitt 3.3.4.2. Zum anderen werden in DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3.2 (1) - (3) [11] und DIN EN 1993-1-1/NA [12] Pauschalwerte für die Vorkrümmung e_0/L in Abhängigkeit von der Knicklinie angegeben, vgl. Abschnitt 3.3.4.3. Zudem sind die in Abschnitt 3.3.4.3 beschriebenen Anfangsschiefstellungen zu beachten.

3.3.4.2 Imperfektion in Form der Eigenform

In DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 5.3.2 (11) [11] wird neben dem Ansatz von Anfangsschiefstellung und Vorkrümmung zusätzlich die Möglichkeit eröffnet, die maßgebende mit e_0 skalierte Eigenform als Imperfektion anzusetzen. Die Ermittlung der Imperfektionen aus der Eigenform wird z. B. im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103, Abschnitt II-X.4.3.2 bzw. Abschnitt 6.4.4 [63] und in *Lindner et al.* [49] ausführlich beschrieben. Der Ansatz der rechnerisch nach EN 1993-1-1, Abschnitt 5.3.2 (11) [11] ermittelten Amplitude der Vorkrümmung e_0 muss unter Berücksichtigung der Randbedingungen des betrachteten Systems erfolgen. Die maximale Amplitude dieser Imperfektionsfigur η_{init} kann wie folgt ermittelt werden:

$$\eta_{init} = e_{0,d} \frac{N_{cr}}{EI\eta''_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_{0,d}}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{RK}}{EI\eta''_{cr,max}} \eta_{cr} \quad (3.11)$$

$$\text{mit } e_{0,d} = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} \text{ für } \bar{\lambda}^2 > 0,2$$

η_{init}	Form der geometrischen Vorimperfektion aus der Eigenfunktion η_{cr} bei der niedrigsten Verzweigungslast [-]
$e_{0,d}$	Amplitude des Imperfektion [cm]
N_{cr}	ideale Verzweigungslast [kN]
EI	Biegesteifigkeit [kNcm ²]
η_{cr}	auf „1“ skalierte 1. Eigenform der Knickfigur [-]
$\eta''_{cr,max}$	maximale Krümmung (2. Ableitung) der Knickfigur [1/cm ²]
$\bar{\lambda}$	Schlankheit des Tragwerks [-]
N_{Rk}	charakteristische Normalkrafttragfähigkeit [kN]
M_{Rk}	charakteristische Momentenragfähigkeit [kNm]
α	Imperfektionsbeiwert der Knickspannungslinie [-]
χ	Abminderungsfaktor [-]
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert bei Stabilitätsversagen ($\gamma_{M1} = 1,1$) [-]

3.3.4.3 Vorkrümmungen

Nach DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3.2 (1), (2), (3) [11] soll die anzunehmende Form der Vorkrümmung aus der maßgebenden Eigenform in der betrachteten Ebene hergeleitet werden. Selbstverständlich sind alle Ausweichrichtungen zu betrachten und die Vorkrümmung ungünstig anzusetzen. Es ist aber jeweils nur eine Imperfektion für die maßgebende Richtung zu berücksichtigen.

Die Größe der eingepprägten Vorkrümmung e_0 von Bauteilen ist mit der Bauteillänge L , als Pauschalwert für e_0/L in Abhängigkeit von der dem Querschnitt des Bauteils zuzuordnenden Knicklinie, zu ermitteln. Die Anmerkung in DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3.2 (3) b) [11] verweist in Bezug auf die Vorkrümmungen einzelner Tragwerksteile auf den Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA Tabelle 1 [12], wonach für den Fall einer elastischen Tragwerksberechnung und linearer Querschnittsinteraktion kleinere Werte verwendet werden dürfen. Die Anwendung der im Nationalen Anhang vorgegebenen kleineren Werte ist an die Vorgabe gebunden, dass diese die zulässigen Toleranzen der Ausführungsnormen [7] nicht unterschreiten dürfen.

Die Abweichungen zwischen DIN EN 1993-1-1 [11] und dem Nationalen Anhang [12] beruhen auf einem Vergleich zwischen den Ergebnissen für die Traglasten des Ersatzstabverfahrens und den erzielbaren Ergebnissen bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz einer sinusförmigen Vorkrümmung bei Annahme einer linearen Querschnittsinteraktion für beidseitig gelenkig gelagerte Stäbe (Eulerstab II), vgl. Kommentar zu DIN 18800 [45]. Es wurden jeweils die Größtwerte für den jeweiligen Gültigkeitsbereich einer Knicklinie aufgerundet als Pauschalwerte festgelegt, vgl. *Stroetmann* [63]. Dabei stellte sich heraus, dass die in DIN EN 1993-1-1 [11] vorgeschlagenen Werte e_0/L eher konservativ sind.

Die Anwendung der im Nationalen Anhang vorgegebenen Vorkrümmung beschränkt sich auf Querschnittsnachweise mit einer linearen Querschnittsinteraktion, da dies bei der Herleitung der Beziehung in Abhängigkeit von der Knicklinie aus der Druckstabtragfähigkeit zu Grunde gelegt wurde.

Die Vorkrümmungen werden in Abhängigkeit von der Knicklinie sowie dem Nachweisverfahren (elastische oder plastische Querschnittsausnutzung) gewählt. DIN EN 1993-1-1 [11] sieht die in Tabelle 3.1 dargestellten Werte vor.

Tabelle 3.1: Vorkrümmungen nach DIN EN 1993-1-1 [10] bzw. DIN EN 1993-1-1/NA [11]

Knicklinie	Vorkrümmungen nach DIN EN 1993-1-1 Tabelle 5.1 [11]		Vorkrümmungen nach DIN EN 1993-1-1/NA Tabelle 1 [12]	
	Elastische Querschnittsausnutzung e_0/L	Plastische Querschnittsausnutzung e_0/L	Elastische Querschnittsausnutzung e_0/L	Plastische Querschnittsausnutzung e_0/L
a_0	1/350	1/300	1/900	Wie bei der elastischen Querschnittsausnutzung, jedoch $\frac{M_{pl,k}}{M_{el,k}}$ - fach
a	1/300	1/250	1/550	
b	1/250	1/200	1/350	
c	1/200	1/150	1/250	
d	1/150	1/100	1/150	

Die für den Biegedrillknicknachweis nach Theorie II. Ordnung anzusetzenden Vorkrümmungen e_0/L können DIN EN 1993-1-1/NA [12], Tabelle 2 entnommen werden.

Tabelle 3.2: Vorkrümmungen für den Biegedrillknicknachweis nach DIN EN 1993-1-1 [10]

Querschnitte	Abmessungsverhältnis	Elastische Querschnittsausnutzung e_0/L	Plastische Querschnittsausnutzung e_0/L
gewalzte I-Profile	$h/b \leq 2,0$	1/500	1/400
	$h/b > 2,0$	1/400	1/300
geschweißte I-Profile	$h/b \leq 2,0$	1/400	1/300
	$h/b > 2,0$	1/300	1/200

Im Schlankheitsbereich $0,7 \leq \lambda_{LT} \leq 1,3$ sind die Werte e_0/L zu verdoppeln

Eine Vorkrümmung muss für den Biegedrillknicknachweis nur senkrecht zur schwachen Achse angesetzt werden (wie auch nach DIN 18800-2 [5]). Der Stich der Vorkrümmung darf bei biegebeanspruchten Bauteilen nach DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 5.3.4 (3) [11] auf $k \cdot e_0$ der Grundwerte nach DIN EN 1993-1-1, Tab. 5.1 [11] reduziert werden [64].

Beim Biegedrillknicken verhalten sich I-Profile mit $h/b > 2,0$ ungünstiger als solche mit $h/b \leq 2,0$. Deshalb ist die Wahl des Stiches der Vorkrümmung in Tabelle 3.2 abhängig von diesem Verhältnis. Vergleichsrechnungen (vgl. [21], [32]) haben gezeigt, dass die reduzierten Werte im mittleren Schlankheitsbereich ($0,7 \leq \lambda_{LT} \leq 1,3$) zu verdoppeln sind [64].

3.3.4.4 Anfangsschiefstellung

Die Anfangsschiefstellung besitzt einen Grundwert $\varphi_0 = 1/200$, der in Abhängigkeit von der Tragwerkshöhe h und Anzahl m der Stützen in einer Reihe mit einer Auflast von mehr als 50 % der durchschnittlichen Stützenlast abgemindert werden darf (Gl.(3.12)). Wie in DIN 18800-2 [5] ist die Schiefstellung ungünstig anzusetzen, dabei kann sich die Höhe h auf die Tragwerkshöhe aber auch auf den Einzelstab beziehen. Die Abminderung α_h in Abhängigkeit von der Tragwerkshöhe berücksichtigt eine Abnahme der auftretenden Abweichungen mit zunehmender Höhe. Die Reduktion α_m des Grundwertes mit zunehmender Stützenanzahl in einer Reihe trägt dem Umstand Rechnung, dass die Anfangsschiefstellungen zufällig verteilt sind und es unwahrscheinlich ist, dass alle Stützen dieselbe Schiefstellung aufweisen.

Durch die Aufnahme einer Untergrenze für den Reduktionsfaktor α_h ist DIN EN 1993-1-1 [11] im Bereich hoher Bauwerke etwas ungünstiger als die bisherige Vorgehensweise nach DIN 18800-2 [5].

$$\Phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.12)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{jedoch} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (3.13)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.14)$$

3.3.5 Teilsicherheitsbeiwerte

Im Vergleich zu DIN 4114 [3], in der noch ein globales Sicherheitskonzept zu Grunde gelegt wurde, wird in DIN EN 1993-1-1 [11] mit einem „neuen“ Sicherheitskonzept gearbeitet, das bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Beaufschlagung mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite vorsieht. Dieses Konzept ist im Stahlbau schon mit DIN 18800-1 [4] ($\gamma_M = 1,1$) eingeführt und angewendet worden.

Die Beanspruchbarkeiten, die in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse elastisch oder plastisch sein können, ermitteln sich aus den charakteristischen Widerstandsgrößen durch Division mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M . Die Festlegung des Sicherheitsniveaus und damit der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M liegen im Verantwortungsbereich der Eurocode-Mitgliedsländer. In DIN EN 1993-1-1 [11] werden lediglich Empfehlungen ausgesprochen, die durch den jeweiligen Nationalen Anhang übernommen oder durch eigene Werte ersetzt werden können.

In DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.1(1) [11] werden konkrete Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M0} = 1,0$ für den Festigkeitsnachweis des Querschnitts und $\gamma_{M1} = 1,0$ für den Stabilitätsnachweis von Bauteilen auf Biegeknicken und Biegedrillknicken vorgeschlagen, vgl. Tabelle 3.3. Der deutsche Nationale Anhang DIN EN 1993-1-1/NA [12] ist dieser Empfehlung nicht gefolgt und hat davon abweichende Werte gewählt ($\gamma_{M0} = 1,0$ und $\gamma_{M1} = 1,1$). Zudem ist nach DIN EN 1993-1-1 [11], abweichend zur Regelung in DIN 18800-1 [4], kein Teilsicherheitsbeiwert bei der Berechnung von Steifigkeiten ($E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ und $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$) vorgesehen.

Tabelle 3.3: Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1993-1-1 [17]

Beiwert	Verwendung	DIN EN 1993-1-1 [11]	DIN EN 1993-1-1/NA [12]
γ_{M0}	Festigkeitsnachweis des Querschnitts	1,0	1,0
γ_{M1}	Stabilitätsnachweise von Bauteilen auf Biegeknicken und Biegedrillknicken	1,0	1,1

3.3.6 Querschnittsklassen

Die Eignung eines Querschnitts zur elastischen oder plastischen Querschnittsbemessung wird durch seine Querschnittsklasse ausgedrückt, wobei in DIN EN 1993-1-1 [11] die Abgrenzung der vier Klassen ähnlich wie in DIN 18800-1 [4] über Grenzschlankheiten, d. h. c/t -Verhältnisse (in DIN 18800-1: b/t -Verhältnisse) der einzelnen druckbeanspruchten Querschnittsteile erfolgt, vgl. Abbildung 3.2.

Handelt es sich um Klasse 1-Querschnitte, so kann eine plastische Bemessung mit Umlagerung der Schnittgrößen durchgeführt werden. Um die plastischen Querschnittsreserven ausnutzen zu können, müssen die Bauteile mindestens der Querschnittsklasse 2 angehören. Klasse 3-Querschnitte dürfen im Druckbereich nur elastisch bis zur um den Teilsicherheitsbeiwert reduzierten Streckgrenze ausgenutzt werden.

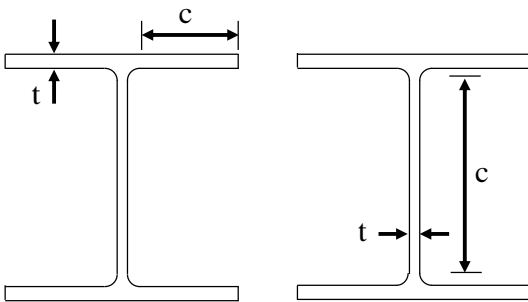


Abbildung 3.2: Querschnittsklassen gemäß DIN EN 1993-1-1 [11]

Kann der Querschnitt aufgrund seiner schlanken Blechfelder in Flansch und/oder Steg nicht der Querschnittsklasse 3 zugeordnet werden, handelt es sich um einen beulgefährdeten Klasse 4-Querschnitt. Für einen solchen muss die Reduktion der Querschnittstragfähigkeit infolge Ausbeulens einzelner Querschnittsteile berücksichtigt werden. Die wirksamen Querschnittswerte können gemäß DIN EN 1993-1-5 [13] ermittelt werden.

Klassifizierungsgrenzen für U- und Z-förmige Spundbohlen sind in DIN EN 1993-5 [14] angegeben. Z-Bohlen gliedern sich bis auf wenige Beispiele in die Querschnittsklassen 2 und 3 ein. Die H-Tragbohlen von *ArcelorMittal* sind aufgrund der breiten Flansche in der Regel in die Querschnittsklasse 3 einzuordnen [82], [83]. Die Psp-Profile von *Peiner Träger* können alle der Klasse 2 zugeordnet werden, (die kleineren im Hafengebäudebau in der Regel nicht eingesetzten PSt-Profile fallen teilweise in Querschnittsklasse 4, wobei hier die breiten, dünnen Flansche maßgebend werden) [121].

3.3.7 Das „Allgemeine Verfahren“

Neu in DIN EN 1993-1-1 [11] ist ein so genanntes „Allgemeines Verfahren“. Es wird kein Ersatzstab herausgeschnitten sondern eine gemeinsame Betrachtung für Biegeknicken und Biegedrillknicken am Gesamtsystem vorgenommen. In der Regel wird auf der Basis von numerischen Untersuchungen ein ideal elastischer kritischer Versagenszustand am Gesamtsystem bestimmt [51]. Der Nachweis beruht auf den idealen Verzweigungslasten, die in Form von Vergrößerungsfaktoren der Belastung in die Berechnung des Schlankheitsgrades eingehen.

Die Schlankheit wird nicht getrennt für Biegeknicken λ_z bzw. λ_y und Biegedrillknicken λ_{LT} ermittelt, sondern eine globale Gesamtschlankheit $\bar{\lambda}_{op}$ für das Ausweichen des Tragwerkes aus der Systemebene (Biegeknicken, Drillknicken, Biegedrillknicken) bestimmt [23], vgl. Gleichung (3.15).

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (3.15)$$

- $\bar{\lambda}_{op}$ globaler Schlankheitsgrad [-]
- $\alpha_{ult,k}$ Vergrößerungsbeiwert für die Einwirkungen, um den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit bei der Unterdrückung von Verformungen aus der Ebene zu erreichen [-]
- $\alpha_{cr,op}$ Vergrößerungsbeiwert für die Einwirkungen, um die Gleichgewichtsverzweigung bei Ausweichen aus der Ebene (siehe $\alpha_{ult,k}$) zu erreichen [-]

Aus dieser globalen Schlankheit wird ein globaler Abminderungsfaktors χ_{op} ermittelt, vgl. Gleichung (3.16). Der Tragsicherheitsnachweis wird im Sinne eines Ersatzstabnachweises geführt, vgl. Gleichung (3.17). Hier geht neben dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M auch die Querschnittstragfähigkeit an der schwächsten Stelle in den Nachweis ein.

$$\chi_{op} = \frac{1}{\Phi_{op} + \sqrt{\Phi_{op}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \quad (3.16)$$

- χ_{op} Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von $\bar{\lambda}_{op}$ [-]
- Φ_{op} Funktion zur Bestimmung des Abminderungsbeiwertes [-]

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (3.17)$$

- γ_{M1} Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen [-]

Das Allgemeine Verfahren für Knick- und Biegedrillknicknachweise kann unter Umständen angewendet werden, wenn der Gültigkeitsbereich der anderen Nachweismethoden nicht eingehalten ist. Das sind z. B. Stäbe bei denen die Stabenden nicht als gabelgelagert angenommen werden dürfen. Der Anwendungsbereich ist jedoch nach einer nationalen Festlegung [12] auf I-Profile begrenzt. Bei Beanspruchung aus N und M_y ist der kleinere der beiden Werte χ (aus N) oder χ_{LT} (aus M) zu wählen.

3.3.8 Zusammenfassung

Das in DIN 1993-1-1 [11] in neuer Schreibweise erscheinende Kriterium, ab wann ein Stabilitätsnachweis zu führen ist, entspricht der aus DIN 18800-1 [4] bekannten 10 %-Regelung. Es gibt eine Differenzierung zwischen elastischer und plastischer Bemessung.

Die prinzipiellen Nachweismöglichkeiten nach DIN EN 1993-1-1 [11] wurden erläutert. Die für den Festigkeitsnachweis anzusetzenden Imperfektionen wurden beschrieben. Neu ist die Möglichkeit gemäß DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3.2 (11) [11] die Imperfektionen in Form der Eigenform anzusetzen.

Mit der Entwicklung von DIN EN 1993-1-1 [11] sind die schon in DIN 18800-1 [4] eingeführten Teilsicherheitsbeiwerte neu diskutiert und festgelegt worden. Die in DIN EN 1993-1-1 [11] ausgesprochenen Empfehlungen werden in diesem Fall nicht durch den Nationalen Anhang DIN EN 1993-1-1/NA [10] übernommen (Festlegung auf $\gamma_{M0} = 1,0$ und $\gamma_{M1} = 1,1$).

Die Wahl der Querschnittsklasse ist profilabhängig und fällt sowohl für Z- als auch für H-Tragbohlen in der Regel auf die Klasse 2 oder 3.

Das in DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.4 [11] neu eingeführte Allgemeine Verfahren mit dem Nachweis am Gesamtsystem wurde erläutert. Das vereinfachte Verfahren wird im Folgenden beschrieben und wichtige Hintergründe zu dessen Entwicklung aufgezeigt.

3.4 Vereinfachtes Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1993-1-1

3.4.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt wird die Möglichkeit, den Nachweis mit einem vereinfachten Nachweisverfahren zu führen, beschrieben. Nach der Erläuterung des Berechnungsablaufes und der Nachweisgleichungen wird insbesondere auf die unterschiedlichen Knicklinien und die Interaktionsbeiwerte nach dem Verfahren 2 (Methode B) eingegangen.

3.4.2 Berechnungsablauf

Voraussetzung für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens sind Stäbe mit gleichbleibendem doppelt symmetrischem Querschnitt, deren Stabenden als gabelgelagert angenommen werden dürfen [11], [64]. In Abbildung 3.3 ist der prinzipielle Berechnungsablauf schematisch dargestellt. Die idealen Biegedrillknick- bzw. Biegeknickschnittgrößen M_{cr} bzw. N_{cr} (vgl. Abschnitt 3.5) gehen in die bezogenen Schlankheitsgrade λ (λ_y , λ_z und λ_{LT}) ein, die die Grundlage für die Abminderungsfaktoren χ (χ_y , χ_z und χ_{LT}) der beiden Nachweisgleichungen bilden.

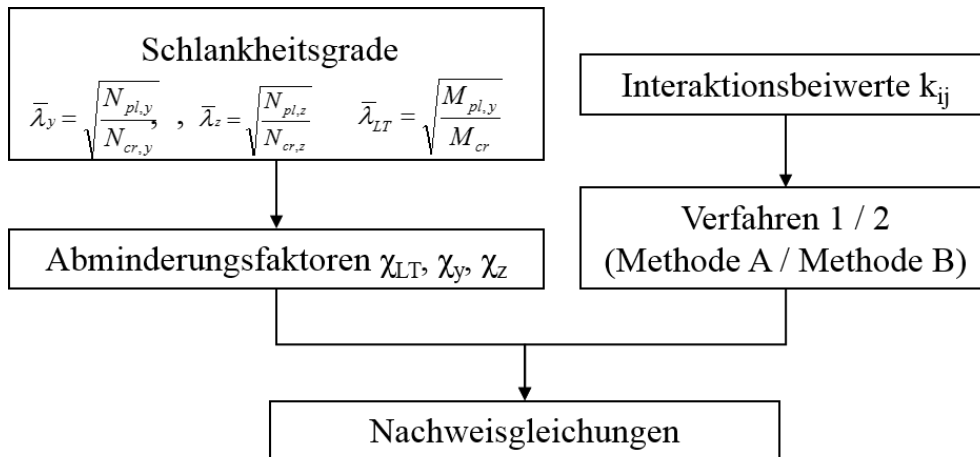


Abbildung 3.3: Berechnungsablauf für die vereinfachten Verfahren

Die gleichzeitige Einwirkung von mehreren Schnittgrößen wird durch so genannte Interaktionsbeiwerte k (k_{yy} , k_{zy} , k_{yz} und k_{zz}) berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.4.5), deren Bestimmung nach zwei unterschiedlichen Methoden erfolgen kann. Die „französisch/belgische Methode“ nach Anhang A und die „deutsch/österreichische Methode“ nach Anhang B [28]. In Verfahren 1 (Methode A) werden alle Einflüsse des Materials, geometrische Nichtlinearitäten und die Interaktion zwischen verschiedenen Lastkomponenten durch unterschiedliche Faktoren berücksichtigt. Im Gegensatz dazu wird in Verfahren 2 (Methode B) eine reduzierte Anzahl an Parametern eingesetzt. Diese sind aus verschiedenen Einflüssen zusammengefasst und auf der Basis von zahlreichen numerischen Untersuchungen kalibriert, vgl. z. B. *Boissonade et al.*, *Greiner et al.* [21], [23], [28]. Da sich Verfahren 2 (Methode B) besser für eine Handrechnung eignet, werden die folgenden Darstellungen auf diese begrenzt.

3.4.3 Nachweisgleichungen

Die Nachweisgleichungen für Stabstabilität (Biegeknicken und Biegedrillknicken) für eine Beanspruchung aus (zweiachsiger) Biegung und Normalkraft sind in Gleichung (3.18) und Gleichung (3.19) abgebildet. Diese beziehen sich zum einen auf den Nachweis der Stabstabilität für Ausweichen senkrecht zur y -Achse, zum anderen auf den Nachweis für Ausweichen senkrecht zur z -Achse, jeweils unter Berücksichtigung von Biegedrillknickeffekten. Der erste Summand steht für den Normalkraftanteil, der zweite für den Momentenanteil um die y -Achse, der dritte für den um die z -Achse. Die beiden Letzteren werden jeweils mit Interaktionsfaktoren für die gleichzeitige Wirkung mehrerer Schnittgrößen beaufschlagt. Im Vergleich zum Festigkeitsnachweis werden über die Abminderungsfaktoren χ Stabilitätsanteile berücksichtigt, vgl. hierzu Abschnitt 3.4.4.

Die Momentenanteile aus der Verschiebung der Querschnittsachsen von Klasse 4-Querschnitten $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ fallen bei Klasse 1, 2 und 3-Querschnitten weg. Da die Tragbohlen in der Regel in Querschnittsklassen 2 oder 3 fallen, werden diese im Weiteren nicht mehr dargestellt. Auch für weitere Sonderfälle z. B. für einachsige Biegung oder bei Ausschluss von Biegedrillknickeffekten (verdrehsteife Bauteile) können die Gleichungen stark vereinfacht werden, siehe Abschnitt 3.4.6.

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur y-Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.18)$$

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur z-Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.19)$$

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$	Bemessungswerte der einwirkenden Druckkraft und der einwirkenden maximalen Momente um die y-y und z-z Achse [kN] bzw. [kNm]
$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$	Momente aus der Verschiebung der Querschnittsachsen von Klasse 4-Querschnitten [kNm]
$N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$	Charakteristische Werte der Normalkraft- und Momententragfähigkeit des Querschnitts [kN] bzw. [kNm]
$\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$	Abminderungsfaktore für Biegeknicken bzw. Biegedrillknicken [-]
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	Interaktionsbeiwerte nach Anhang A oder B [-]

3.4.4 Knicklinien für Biegeknicken und Biegedrillknicken

Gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] gibt es unterschiedliche Arten für die Bestimmung der Knicklinien für Biegeknicken und Biegedrillknicken. In DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.1.2 bzw. Abschnitt 6.3.2.2 [11] gibt es den so genannten Allgemeinen Fall für Biegeknicken bzw. Biegedrillknicken, vgl. Abbildung 3.4. Mit $\lambda = 0,2$ wird ein Grenzwert vorgegeben, ab dem keine Stabilitätseinflüsse zu berücksichtigen sind. Die Auswahl der Knicklinie a_0 bis d erfolgt für Biegeknicken querschnittsabhängig, womit der Einfluss von Eigenspannungen durch die Herstellung (z. B. Schweißen oder Walzen) berücksichtigt wird. Für den Nachweis Biegedrillknicken stehen lediglich die Knicklinien a bis d , die für I-Profile in Abhängigkeit vom Verhältnis h/b angegeben werden, zur Verfügung.

In DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.2.3 [11] wird für das Biegedrillknicken gewalzter oder gleichartiger geschweißter Querschnitte eine modifizierte χ_{LT} -Linie und ein Grenzwert $\lambda_{LT} = 0,4$ aufgeführt, vgl. Abbildung 3.4 (Kurven BGDK). Für gewalzte I-Profile ist die Knickspannungslinie b und c in Abhängigkeit vom Verhältnis h/b zu wählen. Des Weiteren hat die Form des Momentes Einfluss auf die Tragfähigkeit, vgl. DIN EN 1993-1-1 Tabelle 6.6 [11]. Demnach darf ein Korrekturbeiwert, z. B. für einen parabelförmigen Momentenverlauf mit $k_c = 0,94$, gewählt werden. Dieser Wert geht in eine Funktion f ein, mit der schließlich ein modifizierter Abminderungsbeiwert $\chi_{LT} (\leq 1)$ berechnet wird. Der modifizierte Abminderungsbeiwert ist in Abhängigkeit vom Momentenverlauf u. U. etwas günstiger als der ursprüngliche.

Für die anschließenden Untersuchungen wird auf der sicheren Seite liegend vom allgemeinen Fall ausgegangen, da die Kurven für Biegedrillknicken gewalzter oder gleichartiger geschweißter Querschnitte lediglich für spezielle Hochbaufälle verifiziert sind.

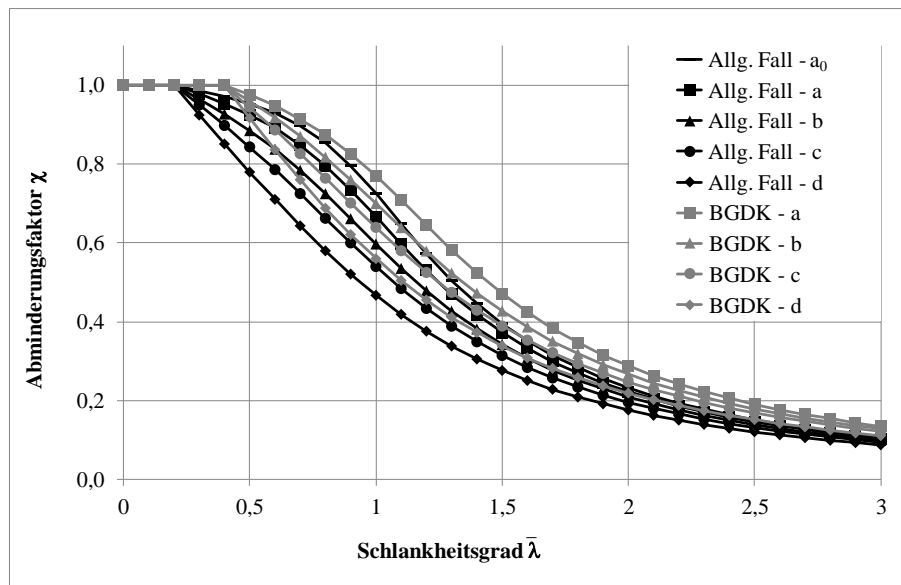


Abbildung 3.4: Knicklinien für Biegeknicken und Biegedrillknicken

3.4.5 Interaktionsbeiwerte - Verfahren 2 (Methode B)

In DIN EN 1993-1-1 Tabelle B1 und B2 [11] sind die Interaktionsbeiwerte für das Verfahren 2 (Methode B) angegeben. Die Tabellen unterscheiden sich in ihrem Anwendungsbereich durch die Unterteilung in verdrehweiche und verdrehsteife Bauteile. In beiden Fällen werden elastische Querschnittswerte der Klasse 3 und 4 und plastische Querschnittswerte der Klasse 1 und 2 unterschieden. Tabelle 3.4 zeigt die Interaktionsbeiwerte für verdrehsteife Bauteile. In die Gleichungen gehen die bezogenen Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}$, die Abminderungsfaktoren χ , die einwirkenden Schnittgrößen N_{Ed} und M_{Ed} , die charakteristische Werte der Normalkraft- und Momenten Tragfähigkeit des Querschnitts N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ und ein äquivalenter Momentenbeiwert C (C_{mz} , C_{my} bzw. C_{mLT}) ein.

Die Interaktionsbeiwerte k_{yz} und k_{zy} sind in Annäherung an Ergebnisse numerischer Berechnungen in Abhängigkeit von k_{zz} bzw. k_{yy} angegeben, vgl. auch [64]. Beim Beiwert k_{zz} gibt es eine zusätzliche Unterscheidungsmöglichkeit zwischen I-Querschnitten und rechteckigen Hohlquerschnitten. Für die Interaktionsbeiwerte k_{yy} , k_{yz} und k_{zz} für verdrehweiche Bauteile wird auf die Werte der verdrehsteifen Bauteile verwiesen. Für einen parabelförmigen Momentenverlauf ohne Randmomente und Gleichlast beträgt der Momentenbeiwert unabhängig von der Ausweichrichtung $C = 0,95$, vgl. DIN EN 1993-1-1 Tabelle B.2 [11]. Weitere Fälle sind in *Boissonade et al.* [23] zu finden.

Tabelle 3.4: Interaktionsbeiwerte für verdrehsteife Bauteile gemäß DIN EN 1993-1-1 Tabelle B1 [11]

Interaktionsbeiwerte	Art des Querschnitts	Elastische Querschnittswerte der Klasse 3, Klasse 4	Plastische Querschnittswerte der Klasse 1, Klasse 2
k_{yy}	I-Querschnitte rechteckige Hohlquerschnitte	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I-Querschnitte rechteckige Hohlquerschnitte	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	I-Querschnitte rechteckige Hohlquerschnitte	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I-Querschnitte	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	rechteckige Hohlquerschnitte	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Für I- und H-Querschnitte und rechteckige Hohlquerschnitte, die auf Druck und einachsige Biegung $M_{y,Ed}$ belastet sind, darf der Beiwert $k_{zy} = 0$ angenommen werden.			

3.4.6 Ableitung vereinfachter Nachweisgleichungen

3.4.6.1 Allgemeines

Die in Gleichung (3.18) und Gleichung (3.19) dargestellten Nachweisgleichungen können für bestimmte Anwendungen stark vereinfacht werden. Folgende Fälle werden betrachtet:

- Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment um die starke Achse (Abschnitt 3.4.6.2) und
- Nachweis des Biegeknickens für verdrehsteife Bauteile (Abschnitt 3.4.6.3).

Voraussetzung ist, dass es sich um Querschnitte der Klasse 1, 2 oder 3 handelt und die grundsätzlichen Voraussetzungen zur Anwendung des vereinfachten Verfahrens erfüllt sind.

3.4.6.2 Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment um die starke Achse

Bei einer alleinigen Beanspruchung aus Normalkraft N und einachsiger Biegung um die starke Achse M_y entfällt der letzte Summand der Nachweise (Gleichung (3.18) und Gleichung (3.19)). Unter der Annahme, dass es sich um keinen Klasse 4-Querschnitt handelt, vereinfachen sich diese zu Gleichung (3.20) für Ausweichen senkrecht zur y -Achse und Gleichung (3.21) für Ausweichen senkrecht zur z -Achse.

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur y -Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.20)$$

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur z -Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.21)$$

3.4.6.3 Nachweis des Biegeknickens für verdrehsteife Bauteile

In DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 [11] werden verdrehsteife und verdrehweiche Bauteile unterschieden, für die Biegeknicken ($\chi_{LT} = 1,0$) bzw. Biegedrillknicken maßgebend wird. Zu den verdrehweichen Bauteilen gehören z. B. I-Profile, deren Verdrehung um die Längsachse nicht behindert wird. Verdrehsteif sind Bauteile mit großer Torsionssteifigkeit, wie z. B. Hohlprofile oder gegen Verdrehung ausgesteifte verdrehweiche Querschnitte.

Wenn also nachgewiesen werden kann, dass die Torsionssteifigkeit eines Bauteils so groß ist, dass dieses in die Kategorie „verdrehsteife Bauteile“ fällt, wird $\chi_{LT} = 1,0$ und der Biegedrillknicknachweis wird nicht maßgebend. Wie in Tabelle 3.4 zu sehen ist, sind die Interaktionsbeiwerte k_{yz} und k_{zy} in Annäherung an Ergebnisse numerischer Berechnungen für Querschnitte der Klassen 1 und 2 zu $0,6 \cdot k_{zz}$ bzw. $0,6 \cdot k_{yy}$ festgelegt worden [64].

Handelt es sich um keinen Klasse 4-Querschnitt, sind alle Belastungsanteile vorhanden und ist das Bauteil verdrehsteif ($\chi_{LT} = 1,0$), können die Nachweise auf die in Gleichung (3.22) und Gleichung (3.23) dargestellten Ausdrücke reduziert werden.

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur y -Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.22)$$

Nachweis für Ausweichen senkrecht zur z-Achse

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.23)$$

3.4.7 Zusammenfassung

Das vereinfachte Verfahren in DIN EN 1993-1-1 [11] ist ein klassisches Ersatzstabverfahren, dessen prinzipieller Berechnungsablauf schon aus DIN 18800-2 [5] bekannt ist. Die Nachweisgleichungen zeigen jedoch einige Unterschiede auf. Biegeknicken und Biegedrillknicken werden zusammen betrachtet, jedoch getrennt für die beiden Ausweichrichtungen.

Für die Bestimmung der Knicklinien gibt es gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] verschiedene Möglichkeiten. Zum einen den Allgemeinen Fall für Biegeknicken bzw. Biegedrillknicken mit dem Grenzwert $\lambda = 0,2$, ab dem keine Stabilitätseinflüsse zu berücksichtigen sind. Zum anderen den speziellen Fall für das Biegedrillknicken gewalzter oder gleichartiger geschweißter Querschnitte mit dem Grenzwert $\lambda = 0,4$. Im Weiteren werden auf der sicheren Seite liegend die Regelungen des Allgemeinen Falls ($\lambda = 0,2$) angewendet.

Neu geregelt in DIN EN 1993-1-1 [11] sind die Interaktionsbeiwerte und die Möglichkeit diese nach zwei unterschiedlichen Verfahren zu ermitteln. Gemäß Verfahren 2 (Methode B) werden verdrehweiche und verdrehsteife Bauteile unterschieden. In beiden Fällen wird weiterhin zwischen elastischen Querschnittswerten der Klasse 3 und 4 und plastischen Querschnittswerten der Klasse 1 und 2 differenziert.

Die Nachweisgleichungen können für bestimmte Anwendungsfälle stark vereinfacht werden. Dies wird für den Ausschluss von Klasse 4-Querschnitten und einer Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment um die starke Achse gezeigt. Weiterhin werden die vereinfachten Nachweisgleichungen für verdrehsteife Bauteile, d. h. wenn Biegedrillknicken ausgeschlossen werden kann, erläutert.

3.5 Stabilisierung durch Federn im Hochbau

3.5.1 Einleitung

Beim Biegedrillknicken treten räumliche Verformungen auf, wozu in jedem Fall eine Rotation ϑ des Stabes und eine Verschiebung u gehört. In Abbildung 3.5 ist das für eine Tragbohle einer kombinierten Stahlspundwand zu sehen. Vielfach werden biegedrillknickgefährdete Träger durch angrenzende Bauteile stabilisiert, so dass eine freie Bewegung behindert wird. Hierbei kann die Wirkung in einer Verschiebungsbehinderung und in einer Verdrehungsbehinderung für den gestützten Träger bestehen. Eine Behinderung der Verdrehung durch diskrete Drehfedern oder eine kontinuierlich vorhandene Drehbettung beeinflusst das Tragverhalten positiv. Dies geht i. A. mit einer Vergrößerung des idealen Biegedrillknickmomentes M_{cr} einher. Die Wirkung einer Verschiebungsbehinderung kann rechnerisch durch die Vergrößerung der Verzweigungslast N_{cr} in Richtung der gestützten Achse oder des idealen Biegedrillknickmomentes M_{cr} berücksichtigt werden.

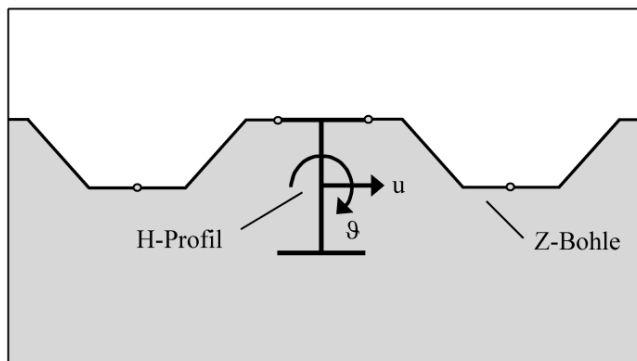


Abbildung 3.5: Verformungsmöglichkeiten einer Tragbohle in einer kombinierten Stahlspundwand

Die Verzweigungslasten M_{cr} und N_{cr} sollen deshalb unter Berücksichtigung der Drehbettung durch die stabilisierende Wirkung des Bodens und der seitlichen Bettung durch den Boden ermittelt werden. Die einschlägige Literatur hat bisher nur Lösungen zur Ermittlung der Verzweigungslasten unter Berücksichtigung der Drehbettung bzw. seitlichen Halterung (kontinuierlich bzw. Punkthalterung am Ober- bzw. Untergurt) für den gewöhnlichen Hochbau bereitgestellt, vgl. z. B. *Dürr et al.*, *Kindmann et al.*, *Lindner et al.*, *Muszkiewicz*, *Osterrieder*, *Petersen*, [25], [30], [31], [43], [44], [46], [52], [54], [56]. Auch mit Hilfe eines Stabwerksprogramms oder eines FE-Modells können Verzweigungslasten bestimmt werden. Ein entsprechendes Verfahren für eine Boden-Bauwerk-Interaktion existiert nicht.

Aus dem Hochbau sind Ansätze bekannt, wie die stabilisierende Wirkung einer Dreh- und Wegfederbettung von Bauteilen rechnerisch berücksichtigt werden kann. Dies kann im Falle einer Drehbettung beim Nachweis der Stabilität durch die Vergrößerung des Torsionsträgheitsmomentes, des Drehradius und des idealen Biegedrillknickmomentes geschehen. Nach einem in DIN EN 1993-1-1 Anhang BB.2.2 [11] und DIN 18800-2 Element (309) [5] aufgeführten vereinfachten Verfahren für den Hochbau darf ein Träger mit kontinuierlicher Drehbehinderung als ausreichend gegen Verdrehung gestützt angesehen werden, wenn ein Kriterium der Mindeststeifigkeiten erfüllt ist.

Für die Berücksichtigung einer Wegfederbettung kann die analytische Lösung für einen elastisch gebetteten Stab von *Engesser* herangezogen werden. Diese zeigt auf, wie bei der Berechnung der Knicklast eine elastische Bettung angesetzt werden kann. Der erste Summand entspricht hierbei der *Euler*'schen Knicklast, ein Zusatzterm berücksichtigt eine vorhandene Bettung.

Diese zur Handrechnung geeigneten Ansätze aus dem Hochbau, mit denen eine Wegfederbettung bzw. eine Drehbettung berücksichtigt werden kann, werden im Folgenden erläutert.

3.5.2 Berücksichtigung einer Drehfederbettung

3.5.2.1 Das ideale Biegedrillknickmoment M_{cr}

Das ideale Biegedrillknickmoment M_{cr} kann auf unterschiedliche Weisen ermittelt werden. In der Literatur sind eine Vielzahl von Näherungsformeln zu Problemen mit verschiedenen Randbedingungen zu finden.

Die Größe hängt von vielen Parametern wie z. B. den Steifigkeitswerten des Profils, dem Lastangriffspunkt, dem Momentenverlauf, den konstruktiven Randbedingungen, wie z. B. den seitlichen Halterungen des Druckgurtes, kontinuierlichen oder diskreten Drehfedern und der Lage der Drehachse ab. Eine einfache Möglichkeit für die Berechnung des idealen Biegedrillknickmomentes M_{cr} ist z. B. in *Petersen* [56] zu finden, vgl. Gleichung (3.24).

$$M_{cr} = \xi \cdot N_{cr,z} \cdot \left(\sqrt{c_{id}^2 + 0,25 \cdot z_p^2} + 0,5 \cdot z_p \right) \quad (3.24)$$

M_{cr} ideales Biegedrillknickmoment [kNm]

ξ Faktor zur Berücksichtigung der Form des Momentenverlaufs [-]

$N_{cr,z}$ Verzweigungslast um die schwache Achse [kN]

c_{id} Drehradius [cm]

z_p Abstand der angreifenden Last vom Schwerpunkt des Profils [cm]

Wird die Annahme getroffen, dass die Last im Schwerpunkt des Profils angreift, vereinfacht sich Gleichung (3.24) wie in Gleichung (3.25) zu sehen ist.

$$M_{cr} = \xi \cdot N_{cr,z} \cdot c_{id} \quad (3.25)$$

3.5.2.2 Der Lastangriffspunkt

Der Lastangriffspunkt hat beim Biegedrillknicken einen maßgeblichen Einfluss. Liegt dieser am Zuggurt, wird ein rückstellendes Moment bewirkt. Bei Angriff der Last am Druckgurt entsteht eine zusätzliche Beanspruchung. Eigene Untersuchungen zeigen, dass der Lastangriffspunkt bei H-Profilen von kombinierten Stahlspundwänden zwischen dem Schwerpunkt und dem Zuggurt liegt, vgl. Abbildung 3.6 [33].

Bei kombinierten Stahlspundwänden beträgt das Verhältnis a/b (Breite der Tragbohle (a) zu Breite der Zwischenbohle (b)) in der Regel ca. 20 % – 25 %. Werden Doppeltragbohlen verwendet erhöht sich dieses auf 40 % – 50 %. Die horizontalen Lasten werden hauptsächlich von der Zwischenbohle aufgenommen und in den Zuggurt der Haupttragbohle weitergeleitet. Nur ein kleiner Teil greift direkt am Druckgurt der Haupttragbohle an.

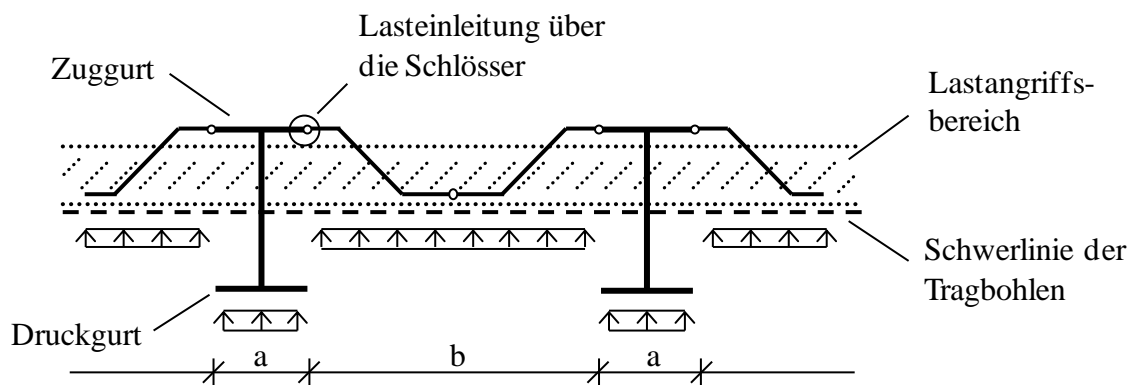


Abbildung 3.6: Lage des Lastangriffspunkts bei kombinierten Stahlspundwänden

Die zunächst angenommene Lage des Lastangriffspunktes zwischen Schwerlinie und Zuggurt kann sich durch die Ausbildung einer Gewölbewirkung des Bodens, die abhängig von der Systembreite ist, in Richtung des Druckgurtes verschieben, vgl. Abbildung 3.7. Dies würde im Gegensatz zur momentanen allgemeinen Bemessungspraxis auf der unsicheren Seite liegen. Ggf. muss der Effekt der Gewölbewirkung entsprechend berücksichtigt werden, vgl. [105].

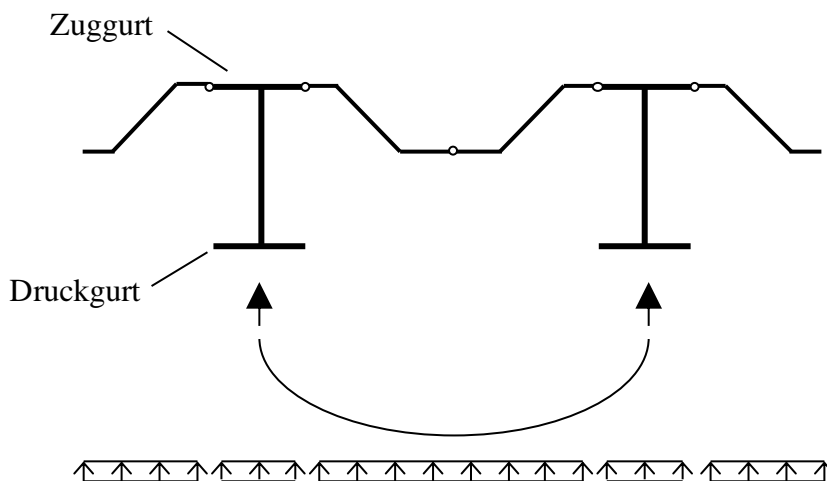


Abbildung 3.7: Gewölbewirkung bei kombinierten Stahlspundwänden

3.5.2.3 Der Drehradius c_{id}

Der Drehradius c_{id} wird, wie in Gleichung (3.26) zu sehen ist, berechnet, vgl. z. B. [56].

$$c_{id}^2 = \frac{I_{\omega}}{I_z} + \left(\frac{L_{LT}}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{G I_T}{E I_z} \quad (3.26)$$

c_{id}	Drehradius [cm]
I_{ω}	Wölbflächenmoment [cm ⁶]
L_{LT}	Abstand der Gabellager [cm]
I_T	Torsionsträgheitsmoment [cm ⁴]
I_z	Flächenträgheitsmoment um die z-Achse [cm ⁴]

Für Baustahl kann Gleichung (3.26), wie in Gleichung (3.27) dargestellt, vereinfacht werden.

$$c_{id}^2 = \frac{(I_{\omega} + 0,039 \cdot L_{LT}^2 \cdot I_T)}{I_z} \quad (3.27)$$

Es liegt also eine einfache Möglichkeit vor, die zulässt, das ideale Biegedrillknickmoment und den hierfür benötigten Drehradius für Standardfälle zu berechnen.

3.5.2.4 Erhöhung des Torsionsträgheitsmomentes

In der Berechnung mit den vereinfachten Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 und Anhang B [11] kann eine Drehbettung durch die Erhöhung des Torsionsträgheitsmomentes $I_{c\vartheta}$ (vgl. Gleichung (3.28)) berücksichtigt werden, vgl. *Roik et al.* [60]. Für das Beispiel eines I-Querschnitts mit gleichförmiger Belastung und Randmomenten und über die Länge kontinuierlicher Drehbettung wird in *Roik et al.* [60] gezeigt, dass die Lösung eine gute Näherung liefert.

$$I_{c\vartheta} = I_T + c_{\vartheta} \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G} \quad (3.28)$$

$I_{c\vartheta}$	Torsionsträgheitsmoment unter Berücksichtigung der Drehbettung [cm ⁴]
I_T	Torsionsträgheitsmoment [cm ⁴]
c_{ϑ}	Drehbettung [kNm/m]
L	Länge des herausgelösten Stabes (entspricht Abstand der Gabellager L_{LT}) [cm]
G	Schubmodul [kN/cm ²]

Bei einem gabelgelagerten Einfeldträger ohne Randmoment unter einer konstanten Linienlast, die im Schwerpunkt des Profils angreift, kann auf Grund des erhöhten Torsionsträgheitsmomentes $I_{c\vartheta}$ ein größerer Drehradius c_{id} des Querschnitts angesetzt werden, vgl. Gleichung (3.29).

$$c_{id}^2 = \frac{I_{\omega} + \frac{L_{LT}^2}{\pi^2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(I_T + c_{\vartheta} \cdot \frac{L_{LT}^2}{\pi^2 \cdot G} \right)}{I_z} \quad (3.29)$$

c_{id}	Drehradius [cm]
I_z	Flächenträgheitsmoment um die z-Achse [cm ⁴]
I_{ω}	Wölbtträgheitsmoment [cm ⁶]
E	E-Modul [kN/cm ²]

Die Berücksichtigung einer Drehbettung bei der Berechnung des Torsionsträgheitsmomentes und des Drehradius führt bei der Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes z. B. nach Gleichung (3.25) zu erhöhten Werten. Auf diese Weise kann eine stabilisierende Wirkung durch eine Drehbettung rechnerisch angesetzt werden.

3.5.2.5 Mindeststeifigkeit, bei der kein Biegedrillknicken mehr entsteht

Eine Möglichkeit, den Einfluss von stabilisierenden Federn zu berücksichtigen, ist eine Mindeststeifigkeit für c_{ϑ} zu bestimmen, bei der Biegedrillknicken des Trägers rechnerisch nicht mehr auftritt, vgl. z. B. *Lindner et al.* [47], [48], [49]. Diese Mindeststeifigkeit wird in Abhängigkeit vom gewählten Grenzzustand elastisch oder plastisch berechnet.

Nach dem in DIN EN 1993-1-1 Anhang BB.2.2 [11] und DIN 18800-2 Element (309) [5] aufgeführten vereinfachten Verfahren für den Hochbau darf ein Träger mit kontinuierlicher Drehbehinderung als ausreichend gegen Verdrehung gestützt angesehen werden, wenn das in Gleichung (3.30) aufgeführte Kriterium erfüllt ist. D. h. es wird ein Steifigkeitsnachweis geführt, indem die erforderliche und vorhandene Drehbettung gegenübergestellt werden. Ist der Nachweis erfüllt, darf Biegedrillknicken als verhindert angesehen werden.

$$\frac{c_{\vartheta, \text{vorh}}}{c_{\vartheta, \text{erf}}} \leq 1 \quad (3.30)$$

$c_{\vartheta, \text{vorh}}$	Verdrehsteifigkeit, die durch das stabilisierende Bauteil (Dachkonstruktion) und die Verbindung mit dem Träger wirksam ist [kNm/m]
$c_{\vartheta, \text{erf}}$	erforderliche Verdrehsteifigkeit [kNm/m]

Die erforderliche Verdrehsteifigkeit wird in Gleichung (3.31) angegeben.

$$c_{\vartheta,erf} = K_{\vartheta} K_v \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} \quad (3.31)$$

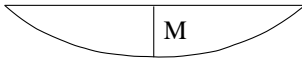
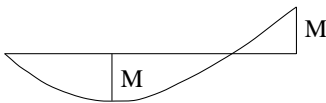
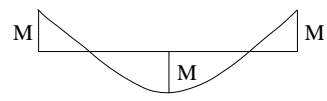
- K_{ϑ} Faktor zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und der Möglichkeit der seitlichen Verschiebung des gegen Verdrehen gestützten Trägers [-]
- K_v 1,0 – bei Anwendung des Nachweisverfahren elastisch-plastisch
0,35 – bei Anwendung des Nachweisverfahren elastisch-elastisch
- $M_{pl,k}$ charakteristischer Wert der Momententragfähigkeit des Trägers [kNm]
- I_z Flächenträgheitsmoment des Trägerquerschnitts um die schwache Achse [cm⁴]

Die Randbedingungen bei der Herleitung des Kriteriums sind:

- $l = \infty$ (sichere Seite)
- $z_p = 0$ (Lastangriffspunkt in der Mitte des Profils)
- doppelt-symmetrische Walzprofile mit I-förmigen Querschnitt (wird für Tragbohlen mit angeschweißten Schlössern als erfüllt angenommen)
- Nachweis mit charakteristischen Werten.

In Tabelle 3.5 sind die Werte K_{ϑ} für verschiedene Momentenverläufe in Abhängigkeit von den Biegedrillknickkurven „b“, „c“ und „d“ und der Art der Drehachse [41] zu sehen. Der höchste Wert für den Faktor K_{ϑ} ergibt sich für den Fall eines Stabes mit parabelförmigem Momentenverlauf und einer freien Drehachse für die Biegedrillknickkurve „d“ zu $K_{\vartheta} = 14,2$. Sind Randmomente vorhanden dürfen mit $K_{\vartheta} = 4,8$ bzw. $K_{\vartheta} = 4,2$ etwas günstigerere Werte angesetzt werden. In einer neueren Forschungsarbeit von *Lindner* [50] werden die Hintergründe bei der Herleitung erläutert.

Tabelle 3.5: Werte K_{ϑ} für verschiedene Momentenverläufe in Abhängigkeit der Biegedrillknickkurven „b“, „c“ und „d“ und der Art der Drehachse [41]

Fall	Momentenverlauf	freie Drehachse			gebundene Drehachse		
		„b“	„c“	„d“	„b“	„c“	„d“
1		6,8	10,0	14,2	0	0	0
2		4,8	7,3	10,9	0,04	0,11	0,40
3		4,2	6,4	9,7	0,22	0,40	0,66

3.5.3 Berücksichtigung einer Wegfederbettung

In *Petersen* [56] gibt es eine analytische Lösung für einen elastisch gebetteten und an den Enden gelenkig gelagerten Stab von *Engesser*, vgl. Abbildung 3.8 und Gleichung (3.32). Diese zeigt auf, wie bei der Berechnung der Knicklast eine elastische Bettung berücksichtigt werden kann. Der erste Summand entspricht hierbei der *Euler*'schen Knicklast, ein Zusatzterm berücksichtigt eine vorhandene Bettung c .

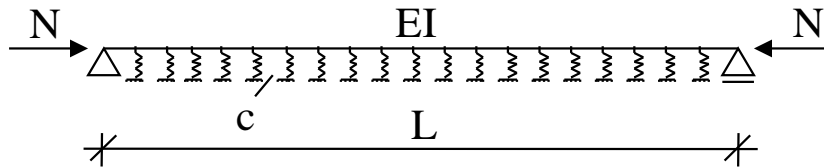


Abbildung 3.8: Elastisch gebetteter Stab

Wenz [114] entwickelt für über die gesamte Länge in Boden gebettete Pfähle unter Normkraftbeanspruchung Grenzen, aus denen die Anzahl der Halbwellen der Knickbiegeline in Abhängigkeit von der Bettung bzw. der Steifigkeit und der Länge abgelesen werden kann. Für die Annahme eines unendlich langen Stabes kann das Minimum der Knicklast wie folgt bestimmt werden.

$$N_{cr}(L_{cr}) = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{L_{cr}^2} + \frac{c \cdot L_{cr}^2}{n^2 \cdot \pi^2} \quad (3.32)$$

N_{cr}	Knicklast [kN]
n	unbekannte Anzahl an Halbwellen [-]
E	E-Modul [kN/cm ²]
I	Flächenträgheitsmoment [cm ⁴]
L_{cr}	Knicklänge des Stabes [cm]
c	elastische Bettung [kNm/m]

Das Minimum der Knicklast ergibt sich bei $N'_{cr}(L_{cr}) = 0$. In Gleichung (3.33) ist die erste Ableitung der Knicklast nach der Knicklänge L_{cr} zu sehen.

$$N'_{cr}(L_{cr}) = 0 = -2 \cdot \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{L_{cr}^3} + 2 \cdot \frac{c \cdot L_{cr}}{n^2 \cdot \pi^2} \quad (3.33)$$

Wird Gleichung (3.33) umgestellt und nach der Knicklänge L_{cr} aufgelöst, ergibt sich der in Gleichung (3.34) dargestellte Ausdruck.

$$L_{cr} = n \cdot \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{c}} \quad (3.34)$$

Wird Gleichung (3.34) in Gleichung (3.32) eingesetzt, ergibt sich unabhängig von der Anzahl der Halbwellen und der Stablänge für das Minimum der kritischen Knicklast $N_{cr,min}$ Gleichung (3.35).

$$N_{cr,min} = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot EI \cdot \sqrt{c}}{n^2 \cdot \pi^2 \cdot \sqrt{EI}} + \frac{c \cdot n^2 \cdot \pi^2 \cdot \sqrt{EI}}{n^2 \cdot \pi^2 \cdot \sqrt{c}} = 2 \sqrt{EI \cdot c} \quad (3.35)$$

Das Minimum der kritischen Knicklast für einen unendlich langen Stab ist nur noch von der Steifigkeit EI und der elastischen Bettung c abhängig.

Prinzipiell gibt es z. B. in *Petersen* [56] auch Lösungen für einen gebetteten und an den Enden nicht gelagerten Stab. Das Minimum der kritischen Knicklast beträgt dann \sqrt{EIc} . Die Annahme der gelenkigen Lagerung an den Stabenden wird hier getroffen, weil in der Regel eine gelenkige Lagerung der Tragbohle am Kopf vorhanden ist. Am Fuß ist in der Regel eine unverschiebliche Lagerung vorhanden (die Einspannwirkung wird an der Stelle vernachlässigt).

3.5.4 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde die Möglichkeit des rechnerischen Ansatzes einer stabilisierenden Wirkung durch Federn bei der Ermittlung der elastischen Knicklast beschrieben. Im Falle einer Drehbettung kann dies durch die Vergrößerung des Torsionsträgheitsmomentes, des Drehradius und des idealen Biegedrillknickmomentes geschehen. Eine aus dem Hochbau gemäß DIN EN 1993-1-1 Anhang BB.2.2 [11] und DIN 18800-2 Element (309) [5] bekannte Definition der Mindeststeifigkeit, ab der ein Träger mit kontinuierlicher Drehbehinderung als ausreichend gegen Verdrehung gestützt angesehen werden kann, wurde vorgestellt. Für einen elastisch gebetteten und an den Enden gelenkig gelagerten Stab wurde die analytische Lösung nach *Engesser* gezeigt. Mit dieser kann bei der Berechnung der Knicklast eine elastische Bettung berücksichtigt werden.

3.6 Bodenbettung von Pfählen in der Geotechnik

Meistens sind die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden zumindest abschnittsweise in den Boden eingebettet, vgl. Abbildung 3.9. Die stützende Wirkung wirkt sich positiv auf das Tragverhalten aus. Eine Bodenbettung kann in einem (numerischen) Modell mit Wegfedern simuliert werden. Diese Möglichkeit ist in DIN EN 1993-5 Abschnitt 5.3.3 (4) „Stahlpfähle“ [14] bereits normativ geregelt. Dort gibt es einen Hinweis darauf, dass eine seitliche Stützung durch den umgebenden Boden bei Verwendung geeigneter Modelle (z. B. *p-y-Methode*, *Bettungsverfahren*) berücksichtigt werden darf. Einen Hinweis auf anzusetzende Federsteifigkeitswerte gibt es jedoch nicht.



Abbildung 3.9: Foto Einbettung Segment kombinierte Stahlspundwand

Das Knicken von schlanken Pfählen in weichem bindigen Boden wurde von *Wenz* bereits in den 70er Jahren erforscht [114]. Er entwickelt basierend auf kleinmaßstäblichen Versuchen ein Modell zur Erfassung der Knicklast in Abhängigkeit von der Anfangsschubsteifigkeit des Bodens. Um eine stützende Wirkung bei einem in Boden gebetteten Pfahl berücksichtigen zu können, gibt es Forschungsarbeiten mit der Bestrebung eine Korrelation zwischen der Bodenbettung und der undrainierten Scherfestigkeit herzustellen. Ziel ist es, Grenzen für die Erfordernis eines Knicknachweises zu entwickeln. Die Untersuchungen werden in einer großen Bandbreite an schlanken über die gesamte Länge gebetteten Pfählen in weichen Böden (vgl. *Vogt et al.* [112], [113]) vorgenommen. Die kleinen Abmessungen der untersuchten Pfähle unterscheiden sich jedoch deutlich von denen bei kombinierten Stahlspundwänden im Hafenbau vorhandenen Dimensionen. Aufgrund des Maßstabeffektes sind die Ergebnisse nicht ohne weiteres auf die hier vorliegende Situation übertragbar.

Der Maßstabeffekt in der Geotechnik rührt daher, dass der Boden unterschiedliche Eigenschaften besitzt, je nachdem aus welcher Korngröße oder welchem Korngrößengemisch er zusammengesetzt ist. Die maßgebenden Parameter, die sich hierbei ändern sind bei bindigen Böden die Scherfestigkeit und die Kohäsion. Auf Grund dieser unterschiedlichen Bodeneigenschaften muss der Größeneffekt bei Versuchen berücksichtigt werden, vgl. z. B. *Schallück* [105].

Die Ergebnisse haben bereits Eingang in die Normung gefunden, so gibt es in DIN EN 1997-1 [15] eine Grenze der undrainierten Scherfestigkeit von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$, ab der in der Regel kein Knicknachweis gefordert wird. In DIN 1054 [1] liegt die Grenze bei einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$, ab der ein Knicknachweis ausdrücklich gefordert wird. Pfähle, die teilweise im Wasser stehen oder durch Schichten mit geringerer Festigkeit durchgehen, müssen auf Knicken untersucht werden.

Neuere Arbeiten von z. B. *Ofner* [99] und *Vogt et al.* [112], [113] beschäftigen sich mit dem Knickproblem von schlanken Pfählen in weichen Böden. Dabei wird teilweise ein Bodenaufbau aus unterschiedlichen Schichten betrachtet. *Kerr* [85] berücksichtigt in Untersuchungen von querkraftbelasteten Pfählen einen elastisch-plastischen Ansatz für die Bettung.

Über das Tragverhalten von teilweise in Boden gebetteten Pfählen liegen Forschungsarbeiten z. B. von *Vogt et al.* [111], [112], [113] *Wenz* [114] und *Ofner* [99] vor. Gemeinsam ist den Untersuchungen, dass diese an kleinmaßstäblichen Versuchskörpern vorgenommen wurden und der Effekt „Knicken“, nicht jedoch „Biegedrillknicken“ bzw. „Drillknicken“ untersucht wurde.

Mit einem an der TUHH durchgeführten horizontalen dynamischen Pfahltest wird der Bettungsmodul aus der Eigenfrequenz des Pfahles, der Steifigkeit, der Länge etc. zurückgerechnet [76]. Darauf aufbauend ist im Rahmen eines AiF-Forschungsprojektes [38] an der TUHH ein Versuch durchgeführt worden, der auf der gleichen Methodik beruht, vgl. z. B. [78]. Anstatt der Schwingungsanregung durch eine Biegebelastung, die aus der vollen Belastung heraus weggenommen wird, wird auf den Pfahl eine Torsionsbeanspruchung aufgebracht. Ziel ist es, Aufschluss über die vorhandene Bodenbettung aus der Momenten-Verdrehungs-Beziehung zu bekommen [78], (vgl. Abschnitt 4.2.2).

Ein Vergleich der Ergebnisse der an der TUHH durchgeführten Versuche und der von *Vogt* vorgenommenen kleinmaßstäblichen Untersuchungen wurde bisher nicht vorgenommen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass keine Untersuchungen von nur über einen Teil der Länge gebetteten Pfählen, biegedrillknickgefährdeten Profilen oder dem Ansatz einer Bettung mit multilinearem Bettungsverlauf bekannt sind. Auch eine Torsionsfederhalterung zur Berücksichtigung einer Drehbettung bei biegedrillknickgefährdeten Profilen im Boden wurde bisher noch nicht untersucht.

3.7 Bettungswerte aus der Geotechnik

3.7.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die von *Schallück* innerhalb des AiF-Forschungsprojekts [38] an der TUHH ermittelten Bettungswerte zusammenfassend dargestellt, vgl. auch [104]. Seine Untersuchungen dienen der Ermittlung der vorhandenen seitlichen Bettung $c_{u,vorh}$ und der vorhandenen Drehbettung $c_{\vartheta,vorh}$.

In Abschnitt 4 werden in Beispielen die vorhandenen Bettungswerte für konkrete Anwendungsfälle bestimmt und den erforderlichen Werten gegenübergestellt. Ziel des Vergleichs ist es, auf den Nachweis des Biegedrillknickens bzw. Knicken um die schwache Achse verzichten zu können, vgl. Kriterien in Abschnitt 1.4.

3.7.2 Drehbettungswerte für eine einzeln stehende vollständig eingebettete Tragbohle

Die Drehbettung ist abhängig von den Profilabmessungen, der Lagerungsdichte und dem Spannungszustand und kann mit Gleichung (3.36) berechnet werden. Grundlage für die Ermittlung dieser Gleichung sind Untersuchungen mit Karlsruher Sand. Berechnungen für andere Sande unterscheiden sich nur wenig [38]. Die Gleichung kann deshalb auch für andere im Hafenausbau üblicherweise eingesetzte Sande angewandt werden.

$$c_{\vartheta,vorh} = 55.000 \text{ kNm/m} \cdot \left(\frac{B + H}{1,40 \text{ m}}\right)^{1,87} \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{\sigma_z}{\gamma \cdot 1 \text{ m}}\right)^{0,8} \cdot (0,89 + 0,34 \cdot I_D^2) \quad (3.36)$$

$c_{\vartheta,vorh}$ Drehbettung einer einzeln stehenden Tragbohle [kNm/m]

B Profilhöhe [m]

H Profilbreite [m]

σ_z Spannungszustand in 1 m Tiefe der tragenden Bodenschicht [kN/m²]

- bei einer über die gesamte Länge gebetteten Tragbohle: Wichte der tragenden Schicht

- bei einer über eine Teillänge gebetteten Tragbohle: Wichte der nichttragenden Schicht mal Höhe der nichttragenden Schicht plus Wichte der tragenden Schicht mal 1m

γ Wichte der tragenden Bodenschicht [kN/m³]

I_D Lagerungsdichte, beispielsweise aus einem Bodengutachten. In der Regel kann $I_D = 0,5$ angenommen werden [-]

In der Geotechnik ist es üblich im Zusammenhang mit erdstatischen Berechnungen den Begriff der Wichte (oder auch Eigenlast) γ zu verwenden. Der Spannungszustand σ_z hängt maßgeblich von der Wichte des (darüber liegenden) Bodens ab ($\sigma_z = \gamma \cdot t$, mit t = Tiefe). In Gleichung (3.36) können Spannungszustände in unterschiedlichen Tiefen berücksichtigt werden. Eingangsparameter ist hierbei der Spannungszustand in 1 m Tiefe der tragenden Bodenschicht.

Bei einer über die gesamte Länge in den Boden gebetteten Tragbohle entspricht der Spannungszustand in 1 m Tiefe der Wichte der tragenden Schicht ($\sigma_z = \gamma \cdot 1 \text{ m}$).

Bei einer über eine Teillänge gebetteten Tragbohle wird die nicht tragfähige Schicht bei der Berechnung des Spannungszustandes als Auflast berücksichtigt (Wichte der nichttragenden Schicht mal Höhe der nichttragenden Schicht). Dazu addiert wird dann der Spannungszustand in 1 m Tiefe der tragenden Schicht.

3.7.3 Seitliche Bettung für eine einzeln stehende vollständig eingebettete Tragbohle

Die seitliche Bodenbettung c_u kann in Anlehnung an das Vorgehen in DIN 1054 Abschnitt 7.7.3 A(3) [1] mit dem Steifemodul E_s gleichgesetzt werden. In der Regel wird dieser für Sandböden im Hafengebäude unabhängig von der Lagerungsdichte und der Tiefe mit $E_s = 30.000 \text{ kN/m}^2$ angegeben, vgl. [38]. Alternativ dazu kann der Steifemodul auch aus einem Bodengutachten entnommen werden.

3.7.4 Abminderung der Bettungswerte auf Grund einer teilweisen Einbettung des Profils und der Interaktion mehrerer Tragbohlen

Bei einer kombinierten Stahlspundwand stehen mehrere Tragbohlen (bzw. Doppeltragbohlen) so nahe beieinander, dass sie sich bei einer Verformung gegenseitig beeinflussen. Je geringer der Systemabstand wird, desto größer ist diese gegenseitige Beeinflussung. In der Regel werden mehrere Tragbohlen in gleicher Weise durch die Aufbauten belastet.

Schallück untersucht in [38] die Interaktion von vollständig und teilweise eingebetteten Profilen, vgl. Abbildung 2.5. Bei Letzteren wird das *System Hamburger Hafen* und das *System Bremerhaven* unterschieden, vgl. Abbildung 2.4.

Tabelle 3.6 zeigt die Ergebnisse dieser Untersuchung für die Drehbettung c_{φ} . Die Werte werden als prozentuale Abminderung angegeben, wobei der Bezugswert die Bodenbettung einer einzeln stehenden vollständig eingebetteten Tragbohle $c_{\varphi, \text{einzel}}$ ist (100 %). Da die Berechnung für die Profile und Systeme unterschiedlicher Hersteller nur geringfügige Unterschiede ergaben, werden hier nur die jeweiligen Minimalwerte aufgeführt.

Tabelle 3.6: Abminderung der Drehbettungswerte c_g gemäß [38]

System	$c_g/c_{g,einzel}$ [%]
Einzeltragbohle	100,0
Vollständig eingebettet	92,5
System Bremerhaven	79,4
System Hamburger Hafen	71,9

Für eine vollständig eingebettete Tragbohle, die durch andere in gleicher Weise belastete Tragbohlen beeinflusst wird, beträgt die Drehbettung nur noch 92,5 % im Vergleich zur einzeln stehenden Tragbohle. Für teilweise eingebettete Tragbohlen vermindern sich diese Werte beim *System Bremerhaven* auf 79,4 % und beim *System Hamburger Hafen* auf 71,9 %.

Tabelle 3.7 zeigt die Ergebnisse für eine seitliche Bettung c_u einer Tragbohle. Die Werte werden für eine vollständig eingebettete Tragbohle, die durch andere in gleicher Weise belastete Tragbohlen beeinflusst wird, für das *System Bremerhaven* und das *System Hamburger Hafen* als prozentuale Abminderung angegeben, wobei der Bezugswert die Bodenbettung einer einzeln stehenden Tragbohle $c_{u,einzel}$ ist (100 %). Auch hier werden nur die jeweiligen Minimalwerte aufgeführt.

Tabelle 3.7: Abminderung der seitlichen Bettungswerte c_u gemäß [38]

System	$c_u/c_{u,einzel}$ [%]
Einzeltragbohle	100
Vollständig eingebettet	47,6
System Bremerhaven	22,4
System Hamburger Hafen	23,4

Für eine vollständig eingebettete Tragbohle, die durch andere in gleicher Weise belastete Tragbohlen beeinflusst wird, beträgt die seitliche Bettung nur noch 47,6 % im Vergleich zur einzeln stehenden Tragbohle. Für teilweise eingebettete Tragbohlen vermindern sich diese Werte beim *System Bremerhaven* auf 22,4 % und beim *System Hamburger Hafen* auf 23,4 %.

3.7.5 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden die von *Schallück* innerhalb des AiF-Forschungsprojekts [38] ermittelten Bettungswerte zusammenfassend dargestellt, vgl. auch [104], [105]. Mit Hilfe der Formel für die Drehfedersteifigkeit können für zahlreiche Anwendungsfälle Werte für die vorhandene Drehbettung c_g bestimmt werden. Die seitliche Bettung c_u entspricht dem Steifemodul E_s . Da sich die Tragbohlen in der Regel gegenseitig beeinflussen, müssen Abminderungen vorgenommen werden. Hierfür wurden Werte angegeben.

3.8 Forschungsarbeiten an Kaimauerkonstruktionen

3.8.1 Allgemeines

Da bis in die 90er Jahre des letzten Jahrhunderts keine Untersuchungsergebnisse zum Verhalten von Spundwandbohlen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorlagen, wurde, mit der Zielsetzung wie im Hochbau die Vorteile der plastischen Bemessung nutzen zu können, ein europäisches Forschungsprojekt durchgeführt [75]. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zielten darauf ab, zuverlässige Bemessungsformeln für die Querschnittstragfähigkeit und das Stabilitätsverhalten von warmgewalzten U- und Z-förmigen Spundwandbohlen zu entwickeln. Basierend auf diesen Untersuchungen, wurde eine Bemessungsnorm für Stahlspundwände und Stahlpfähle, nämlich DIN EN 1993-5 [14] und Veröffentlichungen bzw. ein Kommentar dazu [82], [107], erstellt.

Insbesondere durch den zunehmenden Einsatz von FE-Programmen, aber auch durch messtechnisch durchgeführte Untersuchungen gibt es die Möglichkeit, bei der Bemessung von Kaianlagen bzw. Uferwänden zu immer effizienteren Bemessungsregeln zu kommen [97]. Z. B. untersucht *Mardfeld* [95] in seiner Arbeit unter anderem das Verhalten einer in Hamburg üblichen Kaikonstruktion im Gebrauchszustand. Er führt FE-Berechnungen an einem räumlichen System durch, um das Gesamttrag- und Verformungsverhalten zu untersuchen. Die Berechnungsergebnisse vergleicht er im Anschluss mit Messergebnissen und einer konventionellen Berechnung. Da bei seinen Untersuchungen die komplette Kaikonstruktion im Mittelpunkt steht, werden für die Hauptwand auf Grund der Modellgröße stark vereinfachte Annahmen getroffen.

In dieser Arbeit wird die kombinierte Stahlspundwand einer Kaimauer isoliert betrachtet. Die Überlegungen werden auf Wände, die aus H- und Z-Profilen gebildet werden, beschränkt. Dabei können die Tragbohlen als einzelne oder Doppeltragbohlen vorkommen. In Bezug auf den Bodenaufbau werden Überlegungen zu den Randbedingungen einer Wasser- und einer Landbaustelle angestellt. Bei der Untersuchung der Zwischenbohlen wird davon ausgegangen, dass diese wie im *System Hamburger Hafen* unter einer Druckbeanspruchung stehen.

3.8.2 Eigene Vorarbeiten

In einer eigenen FOSTA-Kurzstudie P775 "Effiziente Stabilitätsbemessung von kombinierten Stahlspundwänden" [33], deren Ergebnisse z. B. in [34], [35] veröffentlicht wurden, sind erste Untersuchungsergebnisse für die Stabilitätsbemessung von Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände und der dazugehörigen Bemessung nach DIN EN 1993-1-1 [11] beschrieben. Auch geotechnische Untersuchungen wurden an der TUHH durchgeführt, um einen ersten Anhaltswert für die Stabilisierung aus dem Boden zu erhalten [77].

In der Kurzstudie sollte geklärt werden, wie vorhandene Literatur und existierende Software für den zukünftigen Biegedrillknicknachweis nach DIN EN 1993-1-1 [11] von kombinierten Stahlspundwänden angewendet werden können. Auch wie das Nachweisverfahren nach DIN EN 1993-1-1 [11] für den kombinierten Nachweis von Biegung und Normalkraft für die Tragbohlen

von kombinierten Stahlspundwänden anzuwenden ist bzw. welche Zusatzwerte und Angaben hierzu nötig sind, wurde untersucht.

In Absprache mit dem Projektbegleitenden Ausschuss und in Anlehnung an reale Kaimauern wurden Untersuchungen für zwei typische Entwurfsituationen durchgeführt. Eine mittelschlanke Wand unter Druck und Biegung mit gelenkiger Systemlagerung und eine schlanke Wand mit hoher Druckkraft und Fußbeanspruchung. Die Nachweise wurden nach allen drei Verfahren DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.4 und Anhang A und Anhang B [11] geführt und bei der Ermittlung der Biegeknick- bzw. Biegedrillknicksituation der Lastangriffspunkt, die Drehfedersteifigkeit, die Wegfedersteifigkeit, die Lage der Wegfeder und die Kombination von Weg- und Drehfeder variiert.

Die Untersuchung der Bemessungsverfahren und die Berechnungen der Beispiele haben gezeigt, dass mit der Anwendung der europäischen Bemessungsregeln unter gleichen Annahmen nicht nur der Bemessungsaufwand ansteigt, sondern das Bemessungsniveau im Vergleich zu bisher konservativer ist. Daraus ergab sich die Notwendigkeit zur Schaffung von effizienten Grundlagen und Berechnungsansätzen für die Anwendung der neuen Regeln für den Stabilitätsnachweis der Tragpfähle. Es wurde gezeigt, dass die Entwicklung eines Verfahrens für die effiziente Stabilitätsbemessung von Stahlspundwänden unter Berücksichtigung der Stützung durch den Boden und der Spundwandbohlen notwendig und möglich ist.

3.8.3 Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen

Zum Tragverhalten von U- und Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden sind bisher nur wenige Forschungsarbeiten bekannt.

In einer Firmenschrift [65] werden Untersuchungen der *Bauweise Bremerhaven* (vgl. Abschnitt 2.3) an Z-förmigen Zwischenbohlen mit H-förmigen Haupttragbohlen beschrieben. Darin sind die Zwischenbohlen einer Zugbeanspruchung unterworfen, vgl. Abbildung 2.4 a). Diese ist für das Tragverhalten im Vergleich zu einer Druckbeanspruchung (vgl. Abbildung 2.4 b)) günstig, vgl. auch [100], [106].

An der Universität Liège gab es 1998 (nicht veröffentlichte) experimentelle Untersuchungen an Z-förmigen Zwischenbohlen mit H-förmigen Haupttragbohlen [69] unter Druckbeanspruchung der Zwischenbohle. Auf diesen beruhend, werden in einer Firmenschrift [66] charakteristische Tragfähigkeiten unter Wasserdruckbelastung für die Bemessung angegeben.

In DIN EN 1993-5 und in der Literatur finden sich nur allgemeine Hinweise für die Bemessung von kombinierten Stahlspundwänden jedoch keine konkreten Tragfähigkeiten oder Hilfen zu deren Ermittlung. In Absatz 5.5.2 (7) wird die Tragfähigkeit pauschal bis zu einem Druckunterschied von 40 kN/m² für eine Wanddicke ≥ 10 mm und bis zu einem maximalen lichten Abstand von 1,50 m zwischen den Tragelementen (bei Z-förmigen Zwischenbohlen) bestätigt.

Eigene experimentelle [87] und numerische [91] Untersuchungen an der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* haben ergeben, dass bestimmte Zwischenbohlen mit einer Systembreite von 1,54 m trotz des nicht erfüllten Breitenkriteriums unter den o. g. Absatz fallen und bis zu einem charakteristischen Wasserdruck von 40 kN/m² standfest sind.

Neuere eigene experimentelle [88], [90] und numerische Untersuchungen verfolgten das Ziel, Tragfähigkeiten unter einer Wasserdruckbelastung für eine große Bandbreite von Z-förmigen Zwischenbohlen in Kombination mit H-förmigen Tragbohlen zu ermitteln, vgl. Abschnitt 6.

Eigene Stabwerksberechnungen nach Theorie II. Ordnung [89] haben gezeigt, dass die Anfangssteifigkeit der Systeme gut nachvollzogen werden kann. Zur Ermittlung von Tragfähigkeiten sind diese jedoch ungeeignet.

Durch eine statistischen Auswertung der experimentellen Untersuchungen nach DIN EN 1990 Anhang D [8] können Bemessungswerte für die entsprechenden Versuchsrandbedingungen abgeleitet werden. Für diese Bauweise ist die Möglichkeit eines solchen Vorgehens im Technischen Jahresbericht des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen [110] und in DIN EN 1993-5, Abschnitt 5.5.2 (5) [14] explizit vermerkt.

3.9 Zusammenfassung

Auf Grundlage der normativen Entwicklung des Stabilitätsnachweises in Abschnitt 3.2 wird in Abschnitt 3.3 ein Überblick über die wichtigsten Aspekte der aktuellen Regelungen in DIN EN 1993-1-1 [11] gegeben. Die Möglichkeit, den Stabilitätsnachweis mit einem klassischen Ersatzstabverfahren, dem so genannten vereinfachten Verfahren zu führen, wird in Abschnitt 3.4 beschrieben. Im Hochbau gibt es Verfahren, die den Ansatz von Halterungen zulassen, vgl. Abschnitt 3.5. Diese sind für den Anwendungsfall jedoch ungeeignet, da kein Verfahren für eine Boden-Bauwerks-Interaktion existiert. Des Weiteren gibt es die Möglichkeit, über die Verzweigungslasten (ideales Biegedrillknickmoment und die kritische Knicklast) eine stabilisierende Wirkung zu berücksichtigen. Jedoch ist zu prüfen, ob das aus dem Hochbau bekannte Verfahren der Mindeststeifigkeiten als Vorlage für ein anzustrebendes Nachweisformat dienen kann.

In Abschnitt 3.6 ist der Stand der Wissenschaft bezüglich der Bodenbettung von Pfählen und die auf diesem Gebiet durchgeführten geotechnischen Untersuchungen und deren Eingang in die Normung zusammenfassend dargestellt. Für teilweise eingebettete Pfähle und/oder biegedrillknickgefährdete Profile, wie sie bei kombinierten Stahlspundwänden in Kaimauern auftreten sind keine Forschungsarbeiten bekannt. Auch der Ansatz einer Bettung mit multilinearem Bettungsverlauf wurde bisher nur für Wegfedern, nicht aber in Kombination mit einer Torsionsfederhalterung untersucht. Des Weiteren sind aus der Geotechnik keine Bettungswerte, die für die vorliegenden Fälle verwendet werden können, bekannt.

In Abschnitt 3.5 wurden die im AiF-Forschungsprojekt [38] entwickelten Werte für die vorhandene Bodenbettung, die an der TUHH entwickelt wurden, zusammenfassend dargestellt. Auf diese Werte wird in den Beispielrechnungen in Abschnitt 4 zurückgegriffen.

Die Beschreibung der bisher durchgeführten Forschungsarbeiten an Kaimauerkonstruktionen (vgl. Abschnitt 3.8) zeigt den Stand der Wissenschaft in Bezug auf Untersuchungen zum Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden. Daran wird der noch vorhandene Forschungsbedarf deutlich.

4 Bodenbettung von Einzel- und Doppeltragbohlen

4.1 Einleitung

In der Einleitung wurden die Ziele dieser Arbeit für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden definiert. Diese bestehen unter anderem in der Festlegung folgender Kriterien (vgl. Abschnitt 1.4.4):

Kriterium für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknick-Nachweis (Doppel- und Einzeltragbohle).

- a) Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle
- b) Freie Länge der Tragbohle ohne Einbettung (z. B. bei einer Wellenkammer oder einer bindigen Bodenschicht)

→ Ziel: Nachweis des Biegedrillknickens kann entfallen.

Kriterium für die erforderliche seitliche Bettung für den Verzicht auf den Knicknachweis um die schwache Achse (Doppel- und Einzeltragbohle).

- a) Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle
- b) Freie Länge der Tragbohle ohne Einbettung (z. B. bei einer Wellenkammer oder einer bindigen Bodenschicht)

→ Ziel: Nachweis des Biegeknickens um die schwache Achse kann entfallen

Für die Beantwortung dieser Kriterien werden im Folgenden Grenzen bzw. Vorgehensweisen entwickelt. In Abschnitt 4.2 wird eine über die gesamte Länge gebettete Tragbohle bezüglich der Drehbettung betrachtet. Ziel ist es, für diese ein Kriterium für die erforderliche Drehbettung $c_{g,erf}$ für den Verzicht auf den Biegedrillknicknachweis zu entwickeln.

In diesem Abschnitt wird außerdem ein Versuch, der von der Technischen Universität Hamburg-Harburg (TUHH) zur Bestimmung der Drehbettung durchgeführt wurde, beschrieben. Mit eigenen numerischen Berechnungen wird dieser nachgerechnet. Ziel ist es, die tatsächlich vorhandene Drehbettungswirkung aus dem Boden in Form einer nichtlinearen Federkennlinie zu bestimmen.

In Abschnitt 4.3 wird eine über die gesamte Länge gebettete Tragbohle bezüglich der seitlichen Bettung betrachtet. Ziel ist es, für diese ein Kriterium für die erforderliche seitliche Bettung $c_{u,erf}$ für den Verzicht auf den Knicknachweis um die schwache Achse zu definieren.

Es wird unterschieden, ob die Tragbohle über die gesamte Länge eingebettet oder eine freie Länge vorhanden ist. Letzteres tritt auf, wenn die Tragbohle z. B. eine nicht bindige Bodenschicht durchläuft oder wenn eine Wellenkammer geplant ist. In Abschnitt 4.4 und Abschnitt 4.5 werden über einen Teil der Länge gebettete Tragbohlen betrachtet. Sowohl für eine Drehbettung als auch für seitliche Bettung werden Kriterien für den Verzicht des Biegedrillknick- bzw. des Knicknachweises um die schwache Achse entwickelt.

In Abschnitt 4.6 folgt eine Zusammenfassung der Ergebnisse.

4.2 Drehbettung über die gesamte Länge der Tragbohle

4.2.1 Einleitung

In diesem Abschnitt wird die für die Tragbohlen stabilisierende Wirkung aus dem Boden über die gesamte Länge einer Tragbohle in Form einer Drehbettung untersucht. Dazu wird in Abschnitt 4.2.2 zunächst ein Versuch, der von der Technischen Universität Hamburg Harburg (TUHH) durchgeführt wurde und z. B. im Schlussbericht des AiF-Forschungsprojekts P 813 [38] und in [78], [94] beschrieben ist, vorgestellt.

Anhand der Nachrechnung dieses Versuchs wird ein eigenes numerisches Modell validiert, in dem der Boden durch nichtlineare Torsionsfedern abgebildet wird, vgl. Abschnitt 4.2.3. In Abschnitt 4.2.4 wird ein Beispiel vorgestellt. Ziel ist es abzugrenzen, für welche Fälle kein Biegedrillknicknachweis geführt werden muss und somit vereinfachte Nachweisgleichungen angewandt werden können. In Abschnitt 4.2.5 werden die Ergebnisse zusammengefasst.

4.2.2 Experimentelle Untersuchungen

4.2.2.1 Versuchskörper

An der Technischen Universität Hamburg Harburg (TUHH) wurde mit Unterstützung der HPA (Hamburg Port Authority) ein Versuchsaufbau entwickelt, der zum Ziel hatte, Drehbettungswerte zu bestimmen, vgl. [38], [78]. Dazu wurde ein Versuch mit einer in Sand gebetteten Tragbohle durchgeführt. Auf der Baustelle „Predöhlkai“ wurde vor die alte bestehen bleibende Kaimauer eine Neue gesetzt. Es handelte es sich um eine Wasserbaustelle, d. h. nach Errichten der kombinierten Stahlspundwand wurde mit dem *Rainbow-Verfahren* Sand hinterfüllt.

Längs- und Querschnitt sind in Abbildung 4.1 dargestellt. Die Tragbohle war 13,0 m lang und über eine Länge von 12 m komplett in den Sand eingebettet. Der Querschnitt zeigt ein PSt 400/119 Profil, an das Inklinometerrohre angeschweißt waren, die zur Messung der Verdrehung dienten.

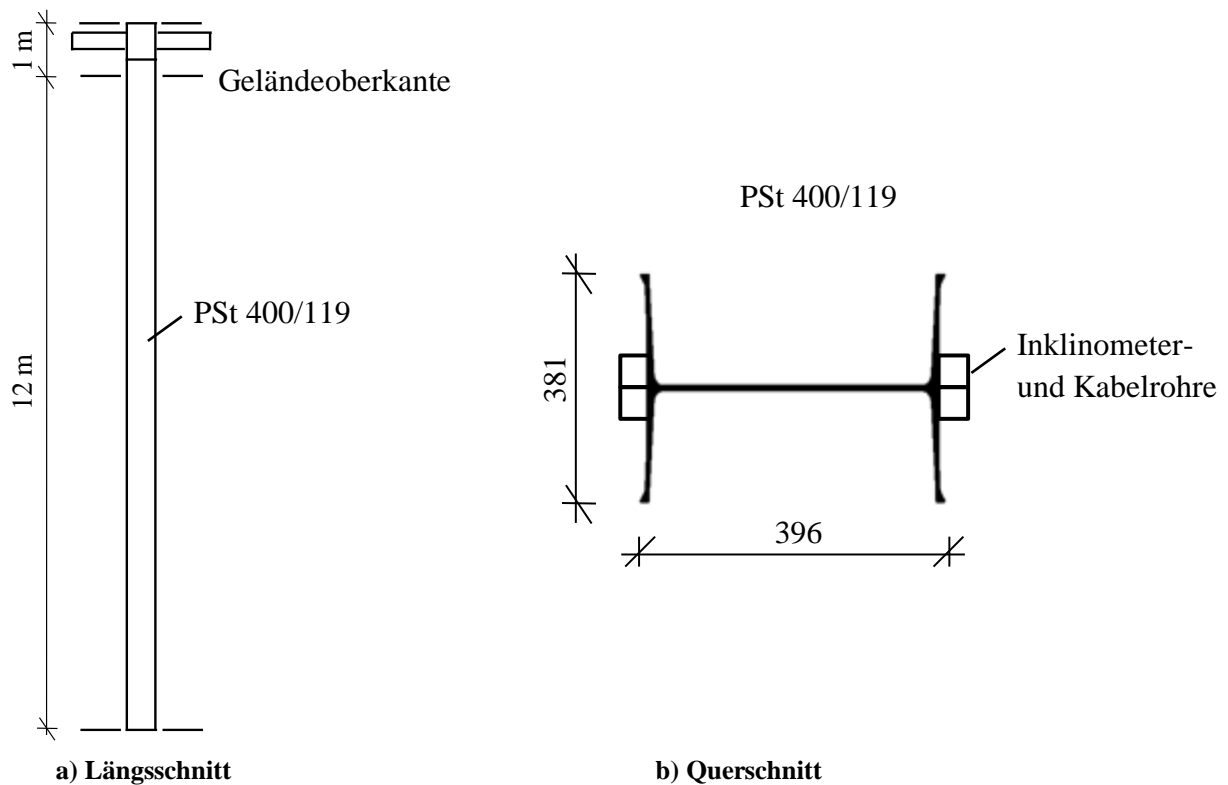


Abbildung 4.1: Tragbohle [38]

4.2.2.2 Versuchsaufbau

Abbildung 4.2 zeigt den sich über der Oberfläche befindenden Teil des Versuchsaufbaus. Am Kopfende der Tragbohle wurden Versteifungsplatten angebracht, um ein Torsionsmoment einleiten zu können. Dazu wurde über einen Kragarm eine Druckkraft eingeleitet. Der Zylinder stützte sich über eine Verlängerung gegen die alte Kaimauerkonstruktion ab. Um Biegekräfte zu vermeiden, wurde in der Achse des Versuchskörpers eine Zuglasche angebracht, mit der die Kraft in die alte Kaimauerkonstruktion abgeleitet wurde.

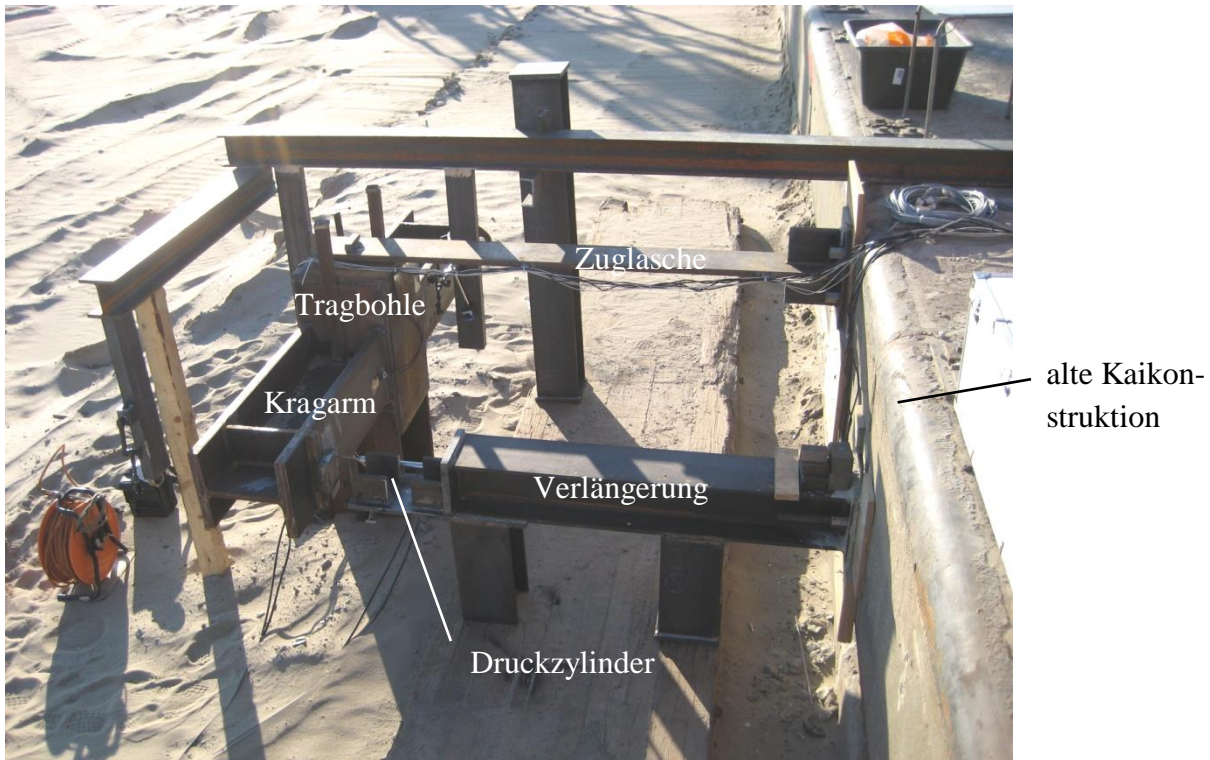


Abbildung 4.2: Versuchsaufbau [33]

4.2.2.3 Messtechnik

Am Kopfende der Tragbohle wurde mittels Wegaufnehmern die Verdrehung gemessen. Durch die Kenntnis der aufbrachten Zylinderkraft war es dadurch möglich das Torsionsmoment an dieser Stelle zu berechnen. Die angeschweißten Leerrohre dienen Inclinometermessungen, die zu jedem Lastschritt durchgeführt wurden. Daraus wurde zu jedem Lastschritt die Verdrillung über die Länge des Versuchskörpers berechnet. Druckkissen wurden in unterschiedlichen Höhen über die Tragbohle angebracht.

4.2.2.4 Ergebnisse

Während des Versuchs wurde die Tragbohle stufenweise bis zu einer Verdrehung von 8° belastet. An dieser Stelle wurde er entlastet und anschließend bis ca. 11° (max. Pressenweg) wieder belastet. Das Torsionsmoment und die zugehörige Verdrehung am Kopfende wurden bei jeder Laststufe aufgezeichnet. Die durch die Auswertung der Messergebnisse entstehende Momenten-Verdrehungskurve ist in Abbildung 4.3 zu sehen. Diese zeigt einen nichtlinearen Verlauf. Die Steifigkeit ist zu Beginn am höchsten und nimmt mit zunehmender Verdrehung ab. Nach der Entlastung steigt die Kurve wieder auf nahezu das gleiche Lastniveau wie davor an.

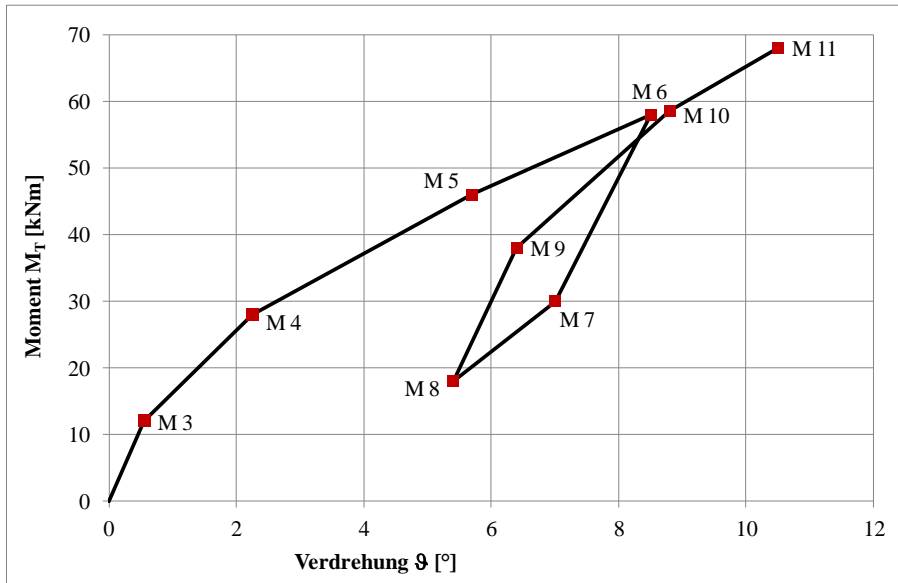


Abbildung 4.3: Momenten-Verdrehungskurve am Kopfende [33]

Mit den Inklinometermessungen wurde zu jedem Lastschritt die Verdrehung über die Höhe des Versuchskörpers gemessen. Aus dieser kann die Verdrehung bestimmt werden, die in Abbildung 4.4 für die Belastungsstufen M 05, M 06, M 08 und M 11 ausgewertet, dargestellt ist. Zu allen Zeitpunkten ist ein Nulldurchgang bei ca. 3 m unterhalb der Oberfläche zu beobachten. Unterhalb eines leichten Durchschlagens pendelt sich die Verdrehungskurve bei null ein. Die Messungen der Erddruckkissen bestätigen diese Auswertung. Der Sensor, der 3 m unterhalb der Erdoberfläche angebracht war, zeigte bereits negative Ergebnisse für den gemessenen Druck.

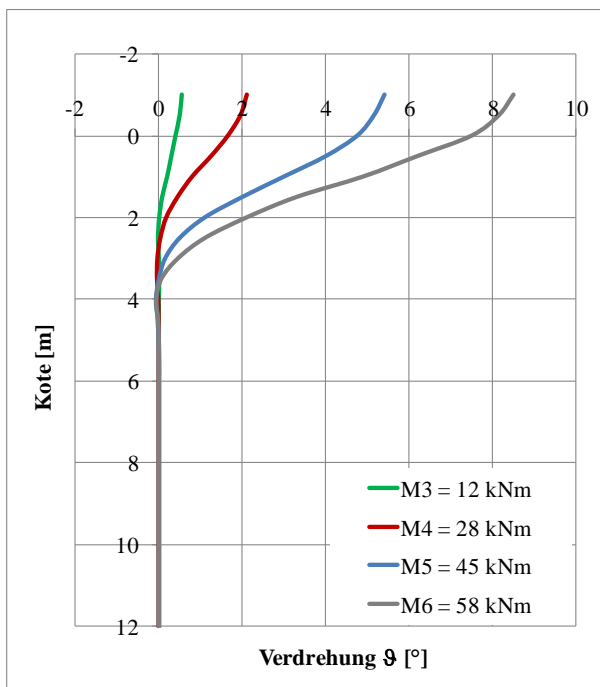


Abbildung 4.4: Verdrehung über die Tiefe [33]

4.2.3 Numerische Untersuchungen

4.2.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden eigene numerische Untersuchungen an einer Einzeltragbohle beschrieben. Der in Abschnitt 4.2 vorgestellte Versuch dient zur Validierung des FE-Modells. Die Abbildung der Wirkung des umgebenden Bodens auf die Tragbohle wird durch Drehfedern mit nichtlinearer Federkennlinie umgesetzt. Die Berechnungen werden mit dem Programm *Ansys Workbench Version 13* [117] durchgeführt.

4.2.3.2 Modellbeschreibung

Geometrie und Material

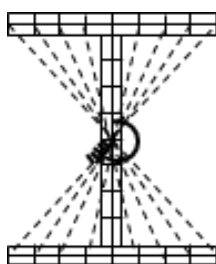
Der Stab besitzt im numerischen Modell eine Länge von 12 m, d. h. nur der in den Boden gebettete Teil wird abgebildet. Dem Versuch entsprechend wird das Profil PSt 400/119 in Form eines vereinfachten Querschnitts verwendet.

Die Stahlgüte spielt für die Abbildung des Problems keine Rolle, da sich die kleinen Verformungen im linearen Materialbereich bewegen. D. h. die Steifigkeit ist von maßgebendem Einfluss. Der E-Modul wird zu 210.000 N/mm^2 gesetzt.

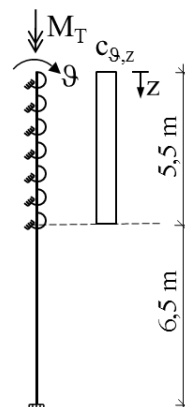
Kontakte und Randbedingungen

Im FE-Modell macht es eine Unterteilung in einzelne Abschnitte möglich, Drehfedern anzusetzen. Im Bereich des Kopfes der Tragbohle wird eine feinere Unterteilung gewählt als im mittleren und unteren Bereich, vgl. Abbildung 4.6.

An den Stellen, an denen die Federn angreifen, wird Formtreue des Querschnitts vorgegeben, so dass die Federkraft gleichmäßig in den Stab eingeleitet werden kann und es zu keiner Querschnittsverformung kommt, vgl. Abbildung 4.5 a).



a) Formtreue des Querschnitts



b) Ansatz der Federn über die Tiefe

Abbildung 4.5: Ansatz von Drehfedern

Da bei der experimentellen Untersuchung nur im Bereich bis zu 3 m Tiefe eine Verdrehung beobachtet wurde, und somit die Federwirkung nur dort aktiviert wird, werden die Drehfedern im Modell nur im oberen Bereich der Tragbohle bis zu einer Tiefe von 5,5 m angesetzt, vgl. Abbildung 4.5 b). Unterhalb werden keine Federn modelliert.

Vereinfachend wird ein über die Stablänge konstanter Verlauf der Federkennlinie angenommen. Eine eventuell vorhandene Zunahme der Steifigkeit über die Tiefe wird also vernachlässigt, vgl. hierzu auch die Untersuchungen zur Verlaufsform der Federkennlinie von *Schallück* in [38].

Die Drehfedern können im Programm *Ansys Workbench Version 13* [117] nur in Form einer linearen Federkennlinie modelliert werden. Dies reicht für die Abbildung des vorliegenden Problems nicht aus. Hier wird von der Möglichkeit, durch ein Befehlsblatt und sogenannte APDL-Befehle (Ansys Parametric Design Language) die lineare durch eine nichtlineare Federkennlinie zu ersetzen, Gebrauch gemacht.

Elemente und Vernetzung

Es werden Volumenelemente verwendet, da bei der geringen Modellgröße die Rechenzeit eine untergeordnete Rolle spielt. Eine in dieser Arbeit nicht dokumentierte Netzstudie wurde durchgeführt, um ein effizientes Netz zu erstellen.

4.2.3.3 Untersuchungen und Ergebnisse

Ziel der Berechnung ist es, die tatsächlich quantitativ vorhandene Drehfederwirkung aus dem Boden in Form einer nichtlinearen Federkennlinie zu bestimmen. Hierfür werden die Momentenreaktion und die Verdrehung am Kopfende des FE-Modells vorgegeben, wie schematisch in Abbildung 4.6 dargestellt.

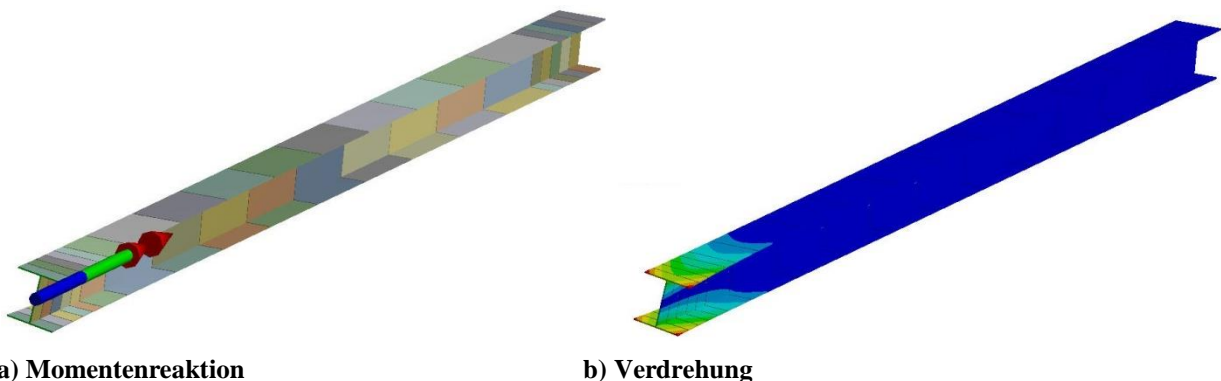


Abbildung 4.6: Tragbohle

Als Vergleich für die Übereinstimmung dienen die im Versuch gemessene Momenten-Verdrehungskurve und die Verdrehung über die Tiefe der Tragbohle. Variiert werden der Verlauf und die Form der nichtlinearen Drehfederlinie (hier nicht gezeigt). In Abbildung 4.7 und Abbildung 4.8 sind die Kurven des Versuchs und das Ergebnis der numerischen Berechnungen zu sehen.

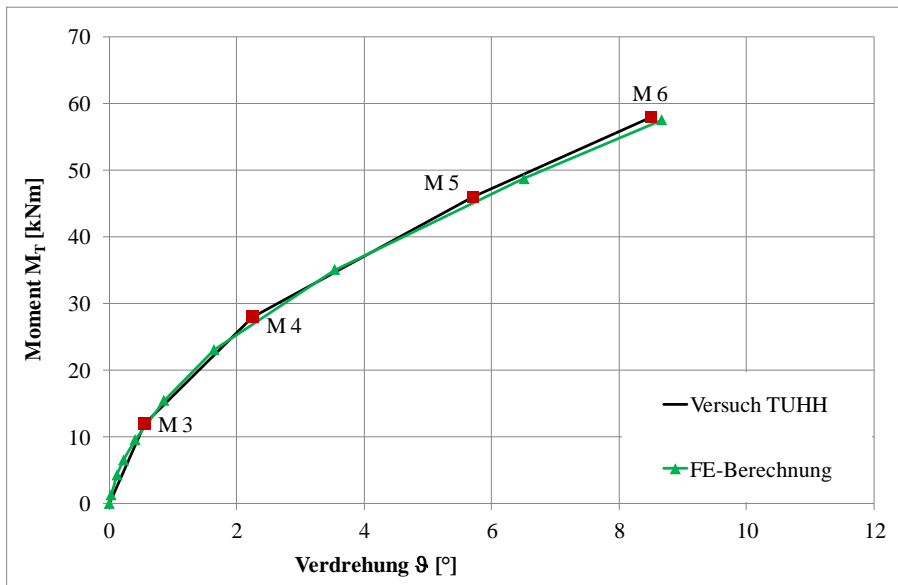


Abbildung 4.7: Momenten-Verdrehungskurve am Kopfende

Für die Momenten-Verdrehungskurve wird eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnis und numerischer Berechnung erzielt. Bezüglich der Verformungen am Kopfende sind die im Versuch gemessenen Verdrehungen etwas kleiner als die im FE-Modell. Dies könnte am im numerischen Modell nicht berücksichtigten angeschweißten Inklinometerrohren oder am bei der Modellierung ebenfalls vernachlässigten Lasteinleitungskasten liegen. Der Verlauf wird qualitativ gut abgebildet. In ca. 3 m Tiefe ist ein Nulldurchgang der Verdrehung zu beobachten. Unterhalb davon findet ein Durchschlagen der Kurve statt, d. h. die Verdrehung wird kurzzeitig negativ.

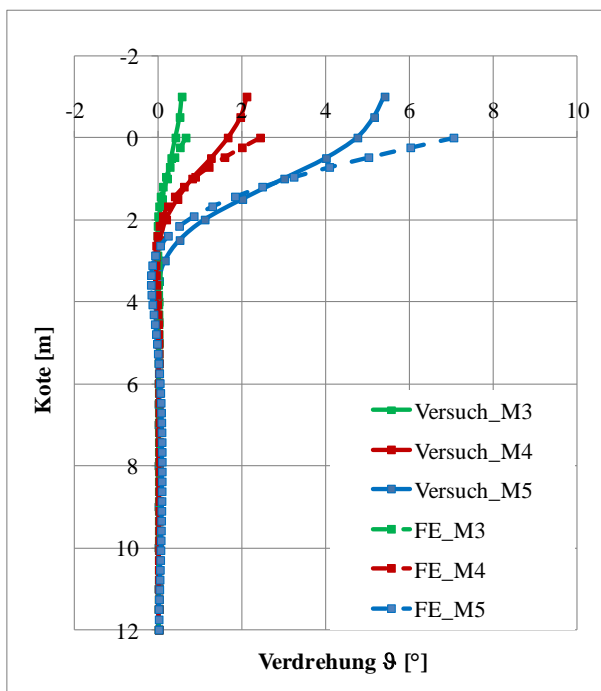


Abbildung 4.8: Verdrehung über die Tiefe

Das in Abbildung 4.9 dargestellte Ergebnis der ermittelten nichtlinearen Drehfederkennlinie zeigt die nichtlineare Verlaufsform eines nicht bindigen Bodens.

Um die Größenordnung der Kurve im Vergleich zu anderen Untersuchungen einzuordnen und damit die Plausibilität des Ergebnisses abschätzen zu können, ist die (zwischen 0 - 5,5 m tiefenunabhängige, da konstante) Federkennlinie (FE) zusammen mit den rechnerischen Ergebnissen von *Schallück* (2 m Tiefe und 5 m Tiefe, vgl. Abbildung 7.12 in [38]) in ein Diagramm für eine Tragbohle mit den Abmessungen $B/H = 40\text{mm}/40\text{mm}$ eingetragen. Im Versuch und der Nachrechnung wurden Verdrehungen bis über 8° erreicht. Der Parameterbereich von *Schallück* weist jedoch nur Verdrehungen bis zu max. ca. $0,3^\circ$ auf. Die Ergebnisse sind deshalb nur bedingt miteinander vergleichbar. Für die Anfangssteifigkeit ist zu sehen, dass die Größenordnung der Ergebnisse miteinander übereinstimmen.

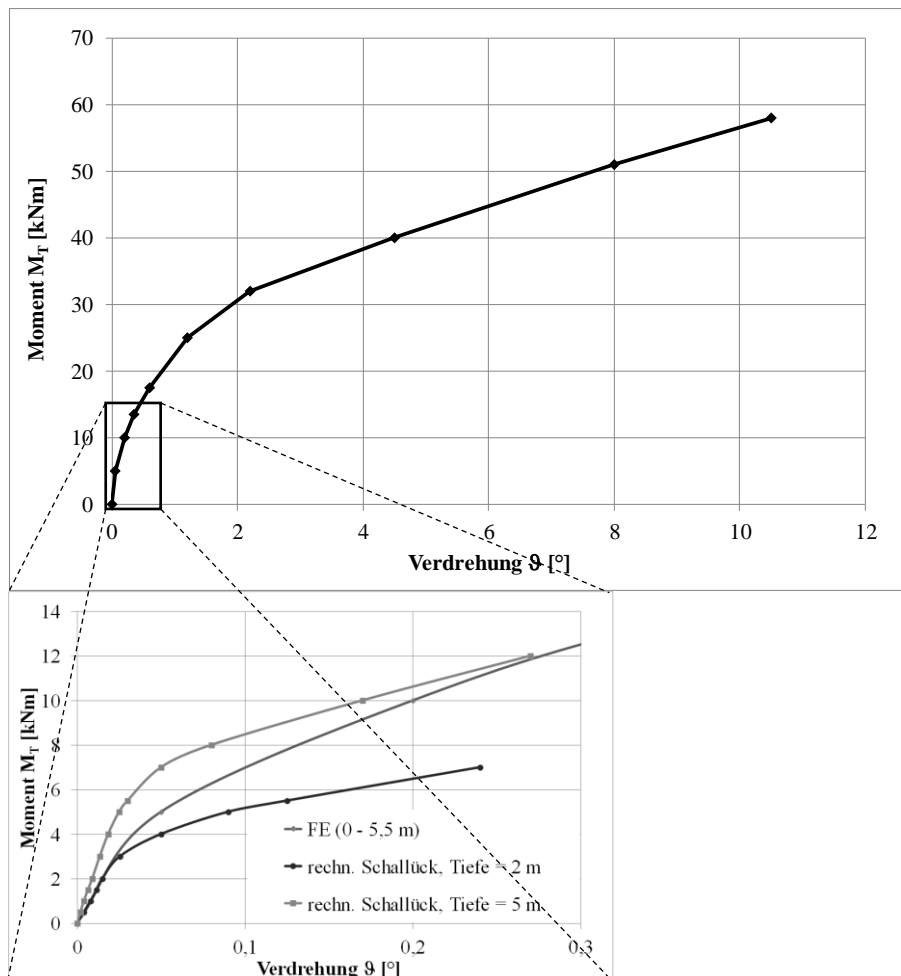


Abbildung 4.9: Nichtlineare Drehfederkennlinie aus der Verdrehung am Kopfende

Als Resultat der eigenen numerischen Berechnungen konnte eine nichtlineare Drehfederkennlinie ermittelt werden. Diese und das validierte Modell würden prinzipiell für weitere Untersuchungen z. B. in Form einer Parameterstudie zur Verfügung stehen. Da *Schallück* differenziertere Ergebnisse für den Ansatz von Federsteifigkeiten in Abhängigkeit vom Spannungszustand, der Profilgeometrie etc. entwickelt hat (vgl. Abschnitt 3.7.2), wurden im Weiteren seine Ergebnisse verwendet.

4.2.4 Kriterium für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknick-Nachweis (Doppel- und Einzeltragbohle)

4.2.4.1 Allgemeines

Im Folgenden wird zur Herleitung des Kriteriums für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknicknachweis eine Beispielberechnung an einer über die gesamte Länge gebetteten Einzeltragbohle (Profil HZB 975 in der Stahlgüte S 355 GP) gezeigt. Überprüft wird, ob die Drehbettung ausreicht, um auf den Nachweis Biegedrillknicken verzichten zu können. Es wird das aus dem Hochbau bekannte Kriterium der Mindeststeifigkeit, ab der kein Biegedrillknicken mehr entsteht, angewandt, vgl. Abschnitt 3.5.2.5.

4.2.4.2 Beispiel

Es werden folgende Annahmen getroffen:

$$K_{\vartheta} = 14,2 \text{ (parabelförmiger Momentenverlauf und freie Drehachse)}$$

$$K_v = 0,35 \text{ (elastische Bemessung)}$$

$$M_{pl,y,k} = \alpha_{pl} \cdot W_{el,y} \cdot f_{yk} = 1,14 \cdot 13.730 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 555.653 \text{ kNcm}$$

$$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_z = 81.110 \text{ cm}^4$$

$$\text{HZB 975: Profilbreite } B = 0,46 \text{ m und Profilhöhe } H = 0,98 \text{ m}$$

Mit diesen Annahmen wird in Gleichung (4.1) zunächst die erforderliche Drehsteifigkeit $c_{\vartheta,erf}$ berechnet, die notwendig ist, um Biegedrillknicken zu verhindern, vgl. Abschnitt 3.5.2.5 Gleichung (3.31).

$$c_{\vartheta,erf} = K_{\vartheta} K_v \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} = 14,2 \cdot 0,35 \frac{(555.653 \text{ kNcm})^2}{21.000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 81.110 \text{ cm}^4} \quad (4.1)$$

$$= 900 \text{ kNm/m}$$

Gleichung (4.2) zeigt die Ermittlung der vorhandenen Drehfedersteifigkeit in 1 m Tiefe (Spannungszustand $t = \sigma_z / \gamma = 1 \text{ m}$) für eine einzeln stehende Tragbohle $c_{\vartheta,vorh,einzel}$ mit der von *Schal-lück* entwickelten Formel für einen Sandboden, vgl. Gleichung (3.36).

$$\begin{aligned}
c_{\vartheta, \text{vorh, einzel}} &= 55.000 \text{ kNm/m} \cdot \left(\frac{0,98 \text{ m} + 0,46 \text{ m}}{1,40 \text{ m}} \right)^{1,87} \cdot 0,15 \\
&\cdot \left(\frac{1 \text{ m}}{1 \text{ m}} \right)^{0,8} \cdot (0,89 + 0,34 \cdot 0,5^2) \\
&= 8.468 \text{ kNm/m}
\end{aligned} \tag{4.2}$$

Für eine teilgebettete Einzeltragbohle als Bestandteil einer kombinierten Spundwand muss die Drehfedersteifigkeit abgemindert werden. Auf der sicheren Seite liegend kann unabhängig vom System eine Abminderung mit dem Faktor 0,7 angesetzt werden, vgl. Tabelle 3.6. Somit ergibt sich die vorhandene Drehfedersteifigkeit $c_{\vartheta, \text{vorh}}$ nach Gleichung (4.3).

$$c_{\vartheta, \text{vorh}} = 0,7 \cdot c_{\vartheta, \text{vorh, einzel}} = 0,7 \cdot 8.468 \text{ kNm/m} = 5.928 \text{ kNm/m} \tag{4.3}$$

Gleichung (4.4) zeigt, dass die vorhandene Drehbettung $c_{\vartheta, \text{vorh}}$ die erforderliche Drehbettung $c_{\vartheta, \text{erf}}$ bereits in 1 m Tiefe deutlich übersteigt. In der Regel kann somit $\chi_{LT} = 1,0$ gesetzt werden bzw. auf den Biegedrillknicknachweis verzichtet werden.

$$c_{\vartheta, \text{vorh}} = 5.928 \text{ kNm/m} \gg c_{\vartheta, \text{erf}} = 900 \text{ kNm/m} \tag{4.4}$$

4.2.4.3 Schlussfolgerung aus dem Beispiel

Das Beispiel zeigt, dass für die Einbettung der Tragbohle über die gesamte Länge in einen Sandboden der Nachweis für Biegedrillknicken ($\chi_{LT} = 1,0$) entfallen kann. Dies ist unabhängig von der vollständigen oder teilweisen Einbettung des Profils.

Da die vorhandene die erforderliche Drehbettung bereits in 1 m Tiefe um mehr als das Sechsfache übersteigt, kann die Schlussfolgerung aus dem Beispiel bei gleichem statischen System und bei Anwendung der im Hafengebäude üblicherweise verwendeten Profilgrößen und Stahlgüten übertragen werden. Voraussetzung ist hierbei die Einbettung der Tragbohle in einen Sandboden.

4.2.5 Zusammenfassung zur Drehbettung über die gesamte Länge der Tragbohle

In diesem Abschnitt wurde die für die Tragbohlen stabilisierende Wirkung aus dem Boden in Form einer Drehbettung über die gesamte Länge einer Tragbohle untersucht. In Abschnitt 4.2.2 wurde ein Versuch, der von der Technischen Universität Hamburg Harburg (TUHH) durchgeführt wurde, beschrieben. Dieser dient der Validierung eines numerischen Modells, in dem die stabilisierende Wirkung des Bodens durch nichtlineare Torsionsfedern abgebildet wird, vgl. Abschnitt 4.2.3. Als Resultat der Berechnungen konnte eine nichtlineare Drehfederkennlinie ermittelt werden.

In Abschnitt 4.2.4 wurde ein Beispiel einer über die gesamte Länge gebettete Tragbohle gezeigt. Dabei wurde das aus dem Hochbau bekannte Kriterium der Mindeststeifigkeit, ab der kein Bie-

gedrillknicken mehr entsteht, angewandt. Das Ergebnis des gezeigten Beispiels ist, dass für die Einbettung der Tragbohle über die gesamte Länge in einen Sandboden der Nachweis für Biegedrillknicken ($\chi_{LT} = 1,0$) entfallen kann. Dies ist unabhängig von der vollständigen oder teilweisen Einbettung des Profils. Da die vorhandene die erforderliche Drehbettung bereits in 1 m Tiefe um mehr als das Sechsfache übersteigt, kann die Schlussfolgerung aus dem Beispiel bei gleichem statischen System und bei Anwendung der im Hafengebäude üblicherweise verwendeten Profilgrößen und Stahlgüten übertragen werden. Voraussetzung ist hierbei die Einbettung der Tragbohle in einen Sandboden.

4.3 Seitliche Bettung über die gesamte Länge der Tragbohle

4.3.1 Einleitung

Im Folgenden werden Untersuchungen zur seitlichen Bettung einer über die gesamte Länge gebetteten Tragbohle beschrieben. Diese dienen der Entwicklung eines Kriteriums für den Verzicht auf den Knicknachweis um die schwache Achse. Da eine seitliche Bettung neben der Bodenbettung prinzipiell auch durch die Zwischenbohle denkbar wäre, werden die dazu vorgenommenen Untersuchungen in Abschnitt 4.3.2 zusammenfassend vorgestellt.

Im darauf folgenden Abschnitt wird geprüft, ob Untersuchungen auf Verzweigungslastebene unter reiner Normalkraftbeanspruchung für das vorliegende Problem sinnvoll sind, vgl. Abschnitt 4.3.3. Daraufhin werden in Abschnitt 4.3.4 rechnerische Untersuchungen vorgestellt. Es werden Eigenformen bestimmt, die Aufschluss darüber geben, welcher Versagensfall maßgebend wird. Daraus werden Werte für die erforderliche Wegfedersteifigkeiten, um einen Versagenswechsel vom Knicken um die schwache Achse zum Knicken um die starke Achse herbeizuführen, bestimmt. Ziel der Untersuchungen ist es, abzugrenzen, für welche Fälle kein Nachweis des Knickens um die schwache Achse geführt werden muss und somit eine vereinfachte Nachweisführung angewandt werden kann.

4.3.2 Stützende Wirkung einer Zwischenbohle

An der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* wurde ein Versuch zur Bestimmung der seitlichen Halterung der Spundbohle durchgeführt, vgl. [38]. Eine eigene numerische Nachrechnung kann diesen unter Vernachlässigung des Schlupfes gut abbilden. Der im Versuch beobachtete Schlupf in den Schlössern ist in der Realität wohl in der Regel auch vorhanden. Dies zeigen Untersuchungen von *Schallück*, der zusätzlich die Wirkung des Bodens berücksichtigt, vgl. [104]. Dadurch kann sich die Tragbohle im Versagensfall einige Zentimeter frei bewegen, bevor eine Halterung durch die Zwischenbohle eintritt. Da bei Stabilitätsproblemen gerade die Anfangssteifigkeit eine Rolle spielt, wird die stützende Wirkung der Zwischenbohle als gering eingeschätzt und im Folgenden nicht weiter betrachtet.

4.3.3 Möglichkeit der Untersuchungen auf Verzweigungslastebene

4.3.3.1 Problemstellung

In der Baupraxis ist in der Regel eine Belastung aus vertikalen Lasten und horizontal wirkendem Erddruck vorhanden, d. h. auf die Tragbohle wirken die Schnittgrößen Normalkraft und ein Biegemoment um die starke Achse. Als stabilisierendes Element kann eine stützende Wirkung aus dem Boden vorhanden sein.

Die Problemstellung lautet, dass wenn unter Normalkraftbelastung bei Ansatz einer seitlichen Bettung ein Versagenswechsel vom Knicken um die schwache Achse zum Knicken um die star-

ke Achse stattfindet, dann Biegeknicken um die starke Achse auch unter zusätzlicher Momentenbelastung M_y immer maßgebend ist.

Im Folgenden wird eine Untersuchung der normativen Regelungen zur Beantwortung der Fragestellung vorgenommen. Die Regelungen in DIN 4114 [3], DIN 18800-2 [5] und DIN EN 1993-1-1 [11] werden betrachtet. In Abschnitt 3 wurden bereits die Stabilitätsnachweise mit den maßgebenden Nachweisgleichungen vorgestellt.

4.3.3.2 Normative Situation

Gleichung (3.2) zeigt die auf zulässige Spannungen basierende Nachweisgleichung für Knicken um die starke Achse gemäß DIN 4114 [3]. Beim Nachweis für Knicken um die schwache Achse vereinfacht sich die Nachweisgleichung zu einem nur von der Normalkraft abhängigen Term. D. h. eine Belastung um die starke Achse hat keinen Einfluss auf das Knicken um die schwache Achse. Für gleiche Knickzahlen ω folgt somit, dass Knicken um die starke Achse maßgebend ist.

Gemäß DIN 18800-2 [5] gibt es unterschiedliche Nachweisformeln für Biegedrillknicken und Biegeknicken. Letztere sind in Gleichung (3.6) und Gleichung (3.7) dargestellt. Hier wird der Einfluss auf das Knicken um die schwache Achse bei einer Belastung um die starke Achse berücksichtigt. Bei gleichen Abminderungsfaktoren in beide Achsrichtungen, d. h. $\kappa_y = \kappa_z$ folgt jedoch, dass Knicken um die starke Achse immer maßgebend wird, da der Interaktionsbeiwert k_y unabhängig von der Achsrichtung ist.

In DIN EN 1993-1-1 [11] gibt es zwei Nachweisgleichungen (Gleichung (3.18) und Gleichung (3.19)), die die Gesamtstabilität eines Stabes mit allen möglichen Versagensmechanismen abdecken. Für Querschnitte der Klasse 1, 2 und 3, für reine Belastung aus Normalkraft und Biegung um die starke Achse und für verdrehsteife Bauteile vereinfachen sich die Nachweisgleichungen. Für das Verfahren 2 nach Anhang B in DIN EN 1993-1-1 [11] sind die Interaktionsbeiwerte für verdrehweiche oder verdrehsteife Bauteile mit $k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy}$ (Querschnittsklasse 3 und 4) bzw. $k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$ (Querschnittsklasse 1 und 2) angegeben, vgl. Abschnitt 3.4.5. Vereinfacht ist für (starre) rechteckige Hohlquerschnitte der Ansatz von $k_{zy} = 0$ erlaubt. Daraus folgt, dass der Knicknachweis um die starke Achse immer maßgebend wird.

4.3.3.3 Ergebnisse

Für gleiche Abminderungsfaktoren (gleiche Verzweigungslast durch Ansatz der Bettung) und für die gleiche Knickspannungslinie folgt unabhängig von der Norm, dass Knicken um die starke Achse maßgebend wird, wenn zusätzlich zur Normalkraft eine Momentenbelastung um die starke Achse angesetzt wird. D. h. die Untersuchung der erforderlichen Bettung auf Verzweigungsebene für einen Versagenswechsel für reine Normalkraft liegt auf der sicheren Seite, wenn in der Realität eine zusätzliche Erddrucklast vorhanden ist.

Vorausgesetzt, dass eine Einzeltragbohle oder eine Doppeltragbohle aus zwei Einzelprofilen eine ausreichende Verdrehsteifigkeit besitzt, geht als Resultat hervor, dass bei Nachweis einer ausreichenden Bettung um die schwache Achse unter Normalkraft, nur noch ein Nachweis für Knicken

um die starke Achse (für Normalkraft und Momentenbelastung um die starke Achse) notwendig ist.

4.3.4 Rechnerische Untersuchungen für über die gesamte Länge gebettete Stäbe

4.3.4.1 Allgemeines

Im vorhergehenden Abschnitt wurde geklärt, dass das vorliegende Problem auf der Verzweigungslastebene behandelt werden kann. Ziel ist es, die erforderliche Wegfedersteifigkeit zu bestimmen, ab der die Knicklast für die schwache Achse gleich groß wird wie die für die starke Achse. In diesem Fall tritt bei der Tragbohle ein Versagen um die starke Achse auf und Knicken um die schwache Achse kann ausgeschlossen werden. Hier werden die Ergebnisse für die Berechnung der Knicklast unter Ansatz einer Federhalterung um die schwache Achse vorgestellt. Abbildung 4.10 zeigt diese für a) eine Einzel- und b) eine Doppeltragbohle.

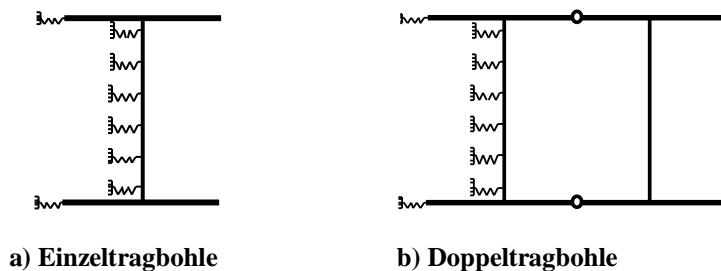


Abbildung 4.10: Schematische Darstellung der seitlichen Bettung

Um den Versagenswechsel in Abhängigkeit von der Bodenbettung festzustellen, werden Stabwerksberechnungen mit dem Programm RSTAB [119] vorgenommen. Diese werden im Nachweis gemäß DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.3 (Verfahren 2) [11] verwendet, um rechnerische Tragfähigkeiten zu ermitteln. Auch numerische Untersuchungen mit dem Programm *Ansys Workbench Version 13* [117] werden vorgestellt. Zum einen werden eine Eigenwert- und Eigenformuntersuchung und eine Validierung mit der analytischen Lösung durchgeführt. Zum anderen werden Tragfähigkeitsuntersuchungen unter Ansatz von Imperfektionen gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] vorgenommen. Des Weiteren wird eine Möglichkeit zur Abschätzung der erforderlichen Federsteifigkeit mit der *Engesser*-Lösung (vgl. Abschnitt 3.5.3) vorgestellt.

4.3.4.2 Berechnungen mit einem Stabmodell

Mit dem Stabwerksprogramm RSTAB [119] werden die Verzweigungslasten einer 24 m langen Doppeltragbohle (Profil HZB 975) berechnet, vgl. Abbildung 4.11. Angesetzt werden Wegfedern um die schwache Achse und die Federsteifigkeit wird variiert. Die Knicklast um die starke Achse bleibt konstant, während die Knicklast um die schwache Achse mit zunehmender Wegfedersteifigkeit zunimmt.

In diesem Beispiel werden die Knicklasten bei der Wegfedersteifigkeit $c_u = 500 \text{ kN/m}^2$ gleich groß. D. h. der Versagensmechanismus ändert sich vom Knicken um die schwache Achse zum Knicken um die starke Achse.

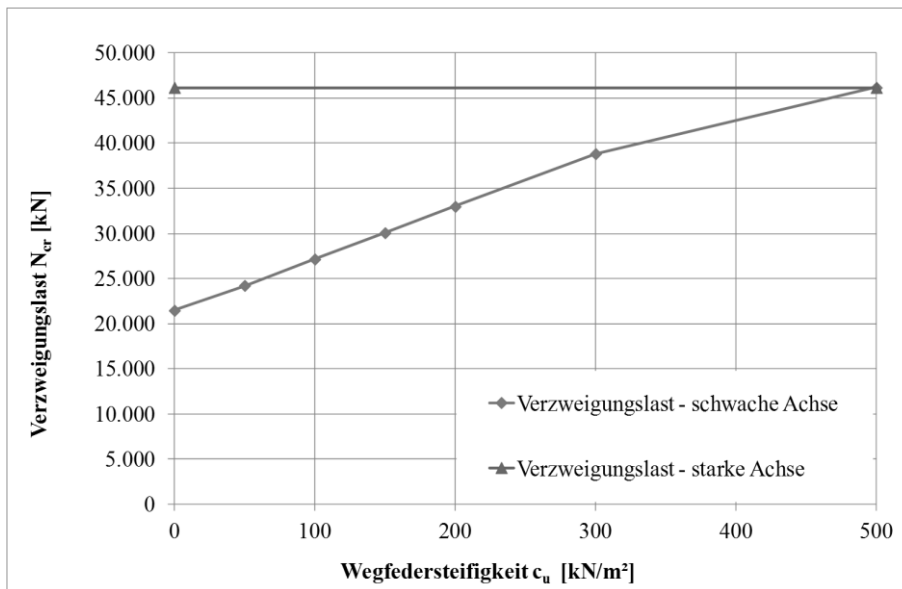


Abbildung 4.11: Verzweigungslasten in Abhängigkeit von der Wegfedersteifigkeit

Wird mit den ermittelten Verzweigungslasten der Nachweis gemäß DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.3 und Anhang B (Verfahren 2) [11] mit $\gamma_{M1} = 1,1$ geführt, können auf diese Weise rechnerische Tragfähigkeiten F_{Stab} bestimmt werden. Auf die plastische Normalkrafttragfähigkeit N_{pl} bezogen sind diese für das Beispiel der Doppeltragbohle aus zwei HZB 975 Profilen in Abbildung 4.12 zu sehen.

Die rechnerische Tragfähigkeit nimmt mit zunehmender Wegfedersteifigkeit zu. Die Ergebnisse mit unterschiedlichen Stablängen zeigen, dass die erforderliche Wegfedersteifigkeit $c_{u,erf}$, um den Versagenswechsel herbeizuführen mit zunehmender Stablänge deutlich kleiner wird.

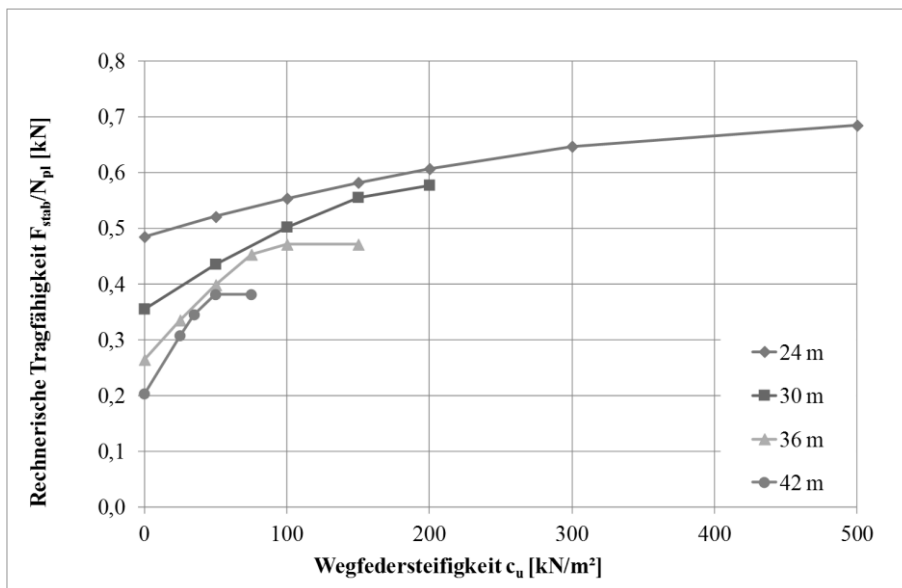


Abbildung 4.12: Bezogene rechnerische Tragfähigkeit F_{Stab}/N_{pl} in Abhängigkeit von der Wegfedersteifigkeit

4.3.4.3 Numerische Untersuchungen

In den numerischen Untersuchungen mit dem Programm *Ansys Workbench Version 13* [117] wird das Profil HZB 975 als Doppeltragbohle (vereinfachter Querschnitt als steifer Kasten, ohne Gelenke durch Schlösser) modelliert und die Stablänge von 24 m bis 42 m variiert. Die Lagerungsbedingungen werden über so genannte externe Punkte gelenkig definiert. Über diese wird auch eine Normalkraft in den Stab eingeleitet. Es werden 8-Knoten Volumenelemente verwendet (SOLID 185) und eine bilineare Materialkurve für die Stahlgüte S 355 GP ($f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ ohne Verfestigung) zu Grunde gelegt.

Zunächst wird für die Modellvalidierung eine Eigenwertanalyse ohne den Ansatz von Federn vorgenommen. Die Ergebnisse der analytischen Lösung und die numerisch ermittelten Werte sind in Abbildung 4.13 dargestellt. Die Verzweigungslast N_{cr} nimmt mit zunehmender Schlankheit ab und es kann eine gute Übereinstimmung der numerisch berechneten Eigenwerte mit der analytischen Lösung festgestellt werden. Der Wert der numerischen Lösung für die Schlankheit $\lambda_z = 0,83$ liegt auf Grund eines veränderten Versagensmechanismus (lokales Beulen) unterhalb der analytischen Lösung.

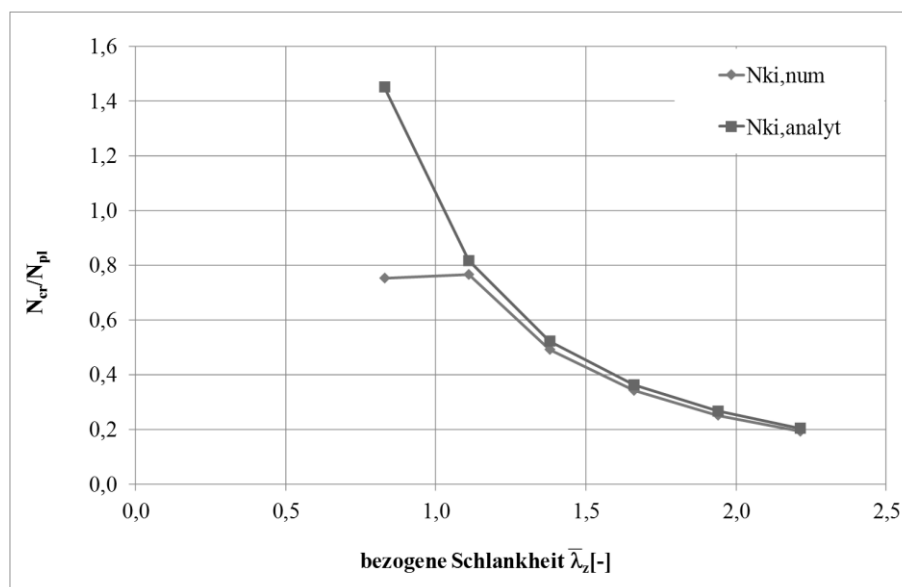


Abbildung 4.13: Eigenwertanalyse

Eine Eigenformanalyse zeigt Schlankheitsbereiche mit jeweils unterschiedlicher Entwicklung der Eigenformen (Beulen – Knicken um die schwache Achse – Knicken um die starke Achse). In Tragfähigkeitsuntersuchungen wird in der Regel die erste Eigenform (Knicken um die schwache Achse) als Imperfektion angesetzt. Hier wird diese für die elastische Biegeknickberechnung und Knickspannungslinie c gemäß DIN EN 1993-1-1, Tabelle 5.1 [11] auf eine Größe von $1/200$ der Stablänge L skaliert.

Die Berechnung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung einer Wegfederhalterung um die schwache Achse für die Stablängen von $L = 24 \text{ m}$ bis $L = 42 \text{ m}$ ($\lambda_z = 1,1$ bis $\lambda_z = 1,7$) zeigt einen Anstieg der Tragfähigkeit mit zunehmender Federsteifigkeit c_u , vgl. Abbildung 4.14. Bei der Stablänge $L = 24 \text{ m}$ tritt bereits ein Mischversagen aus Plastizieren und elastischem Knicken auf. Die maximale numerische Tragfähigkeit F_{num} sinkt mit zunehmender Stablänge und nimmt mit

zunehmender Wegfedersteifigkeit zu. Die Werte für die Tragfähigkeit F_{num} werden auf Bemessungsniveau ermittelt, d. h. $\gamma_{M1} = 1,1$.

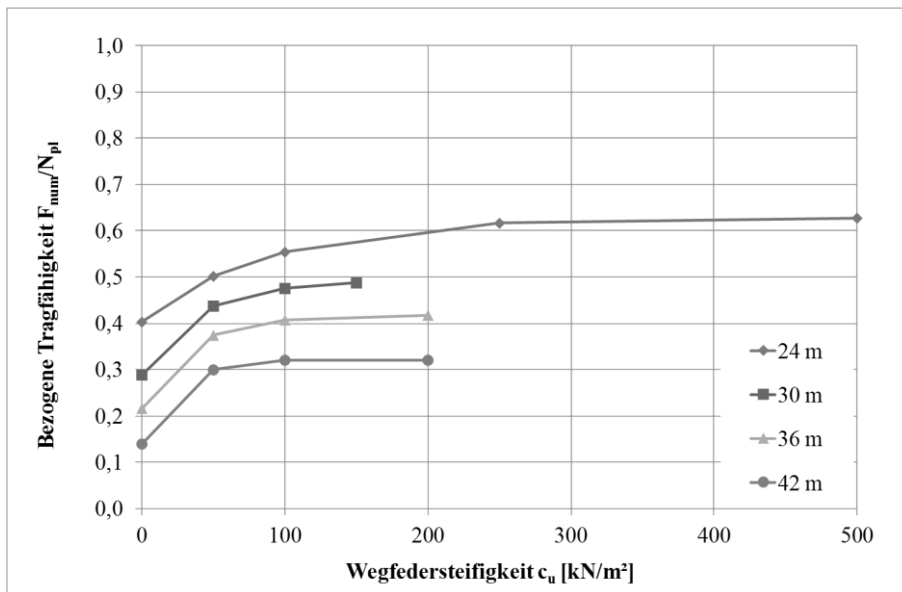


Abbildung 4.14: Bezogene rechnerische Tragfähigkeit F_{num}/N_{pl} in Abhängigkeit von der Wegfedersteifigkeit

4.3.4.4 Vergleich der berechneten Tragfähigkeiten

Die Modelle wurden bereits über die berechneten Verzweigungslasten mit der analytischen Lösung validiert. Ob der Ansatz von Federhalterungen plausible Ergebnisse liefert, soll an dieser Stelle überprüft werden. Dazu wird verglichen, ob die Größenordnung und das grundsätzliche Verhalten der Tragfähigkeiten übereinstimmen. In Abbildung 4.15 sind die Ergebnisse der numerischen Berechnung und dem Nachweis nach DIN EN 1993-1-1 [11] mit in RSTAB [119] berechneten Verzweigungslasten zu sehen (beide Bemessungsniveau $\gamma_M = 1,1$). Das Diagramm zeigt vergleichbare Tragfähigkeiten für die Doppeltragbohle mit 24 m Länge. Auch für die Stablängen 30 m und 36 m kann diese Aussage getroffen werden, vgl. Forschungsbericht [38].

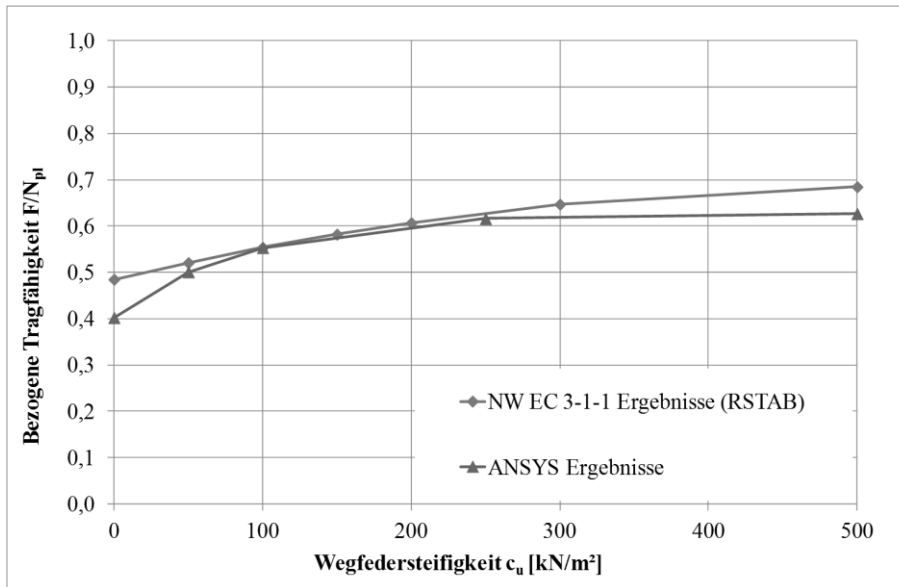


Abbildung 4.15: Vergleich der Rechnerischen Tragfähigkeiten F_{Stab} und F_{num} in Abhängigkeit von der Wegfedersteifigkeit für die Stablänge $L = 24$ m

4.3.4.5 Abschätzung mit der Engesser-Lösung

Die so genannte Engesser-Lösung wurde bereits in Abschnitt 3.5.2.1 ausführlich beschrieben. Mit dieser kann die Verzweigungslast unter Berücksichtigung einer Federhalterung berechnet werden. Hier wird der Fall betrachtet, dass Knicken um die schwache Achse durch die Bodenbettung behindert ist, Knicken um die starke Achse jedoch nicht. Gleichsetzen der Verzweigungslasten um die starke und die schwache Achse ergibt unter den beschriebenen Voraussetzungen Gleichung (4.5).

$$N_{cr,z} = 2 \sqrt{EI_z \cdot c} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{cr,y}^2} = N_{cr,y} \quad (4.5)$$

Um die Federsteifigkeit zu ermitteln, ab der ein Versagenswechsel vom Knicken um die schwache Achse zum Knicken um die starke Achse stattfindet, wird Gleichung (4.5) nach der erforderlichen Federsteifigkeit $c_{u,erf}$ aufgelöst. Gleichung (4.6) zeigt das nur noch von den Querschnittswerten I_y , und I_z , der Knicklänge um die starke Achse $L_{cr,y}$ und vom E-Modul abhängige Ergebnis.

$$c_{u,erf} = \frac{\pi^4 \cdot EI_y^2}{4 \cdot I_z \cdot L_{cr,y}^4} \quad (4.6)$$

$c_{u,erf}$ erforderliche Federsteifigkeit für den Versagenswechsel [kN/m²]

E E-Modul [kN/cm²]

I_y Trägheitsmoment um die starke Achse [cm⁴]

I_z Trägheitsmoment um die schwache Achse [cm⁴]

$L_{cr,y}$ Knicklänge um die starke Achse [cm]

Werden die Werte einer Doppeltragbohle HZB 975 mit 6 Schlössern in Gleichung (4.6) eingesetzt und in Abhängigkeit von der Stablänge aufgetragen, ergibt sich die in Abbildung 4.16 dargestellte Kurve. Die erforderliche Wegfedersteifigkeit fällt mit zunehmender Stablänge stark ab und wird für große Längen vergleichsweise klein.

Bei der Berechnung des Trägheitsmomentes um die schwache Achse I_z wird davon ausgegangen, dass die beiden Einzeltragbohlen durch Verschweißung oder Verpressen der Schlösser schubsteif miteinander verbunden sind.

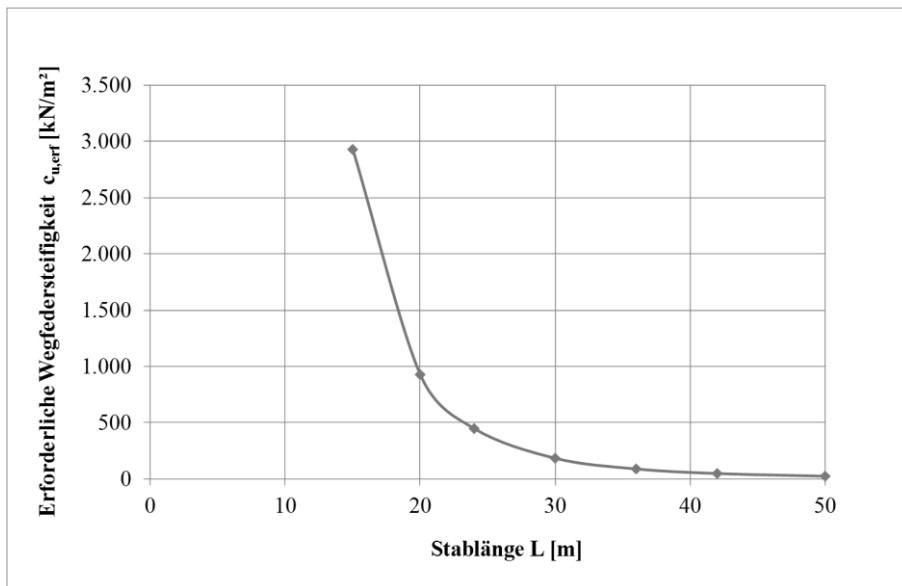


Abbildung 4.16: Erforderliche Federsteifigkeit $c_{u,erf}$ in Bezug auf die Stablänge

4.3.4.6 Zusammenfassung der Ergebnisse für die erforderliche Wegfedersteifigkeit

Tabelle 4.1 zeigt einen Vergleich der Ergebnisse für die Näherung der erforderlichen Wegfedersteifigkeit $c_{u,erf}$ für die starre Doppeltragbohle (Profil HZB 975) in der Stahlgüte S 355 GP. Dargestellt werden die Ergebnisse gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] (mit RSTAB [119] berechnete Verzweigungslasten), die numerischen mit Ansys [117] ermittelten Werte und die Abschätzung nach Engesser, vgl. Abschnitte 4.3.4.2, 4.3.4.3 und 4.3.4.4. Insbesondere für die Stablängen

24 m und 30 m sind die erforderlichen Wegfedersteifigkeiten $c_{u,erf}$ vergleichbar. Wie schon in Abbildung 4.16 gezeigt werden die Werte bei großen Stablängen sehr klein.

Tabelle 4.1: Erforderliche Wegfedersteifigkeiten $c_{u,erf}$ [kN/m²]

Stablänge [m]	DIN EN 1993-1-1 [11]	Ansys	Engesser
24 m	500	≈ 400	447
30 m	200	≈ 200	183
36 m	150	≈ 170	88
42 m	50	≈ 70	48

4.3.4.7 Ergebnisse

Die seitliche Bodenbettung kann für Sandböden im Hafenausbau unabhängig von der Lagerungsdichte und der Tiefe angenommen werden, vgl. Abschnitt 3.7.3. Es ergibt sich die vorhandene Wegfedersteifigkeit $c_{u,vorh}$ nach Gleichung (4.7).

$$c_{u,vorh} = 30.000 \text{ kNm/m} \quad (4.7)$$

Damit und mit der erforderlichen Wegfedersteifigkeit $c_{u,erf}$ aus dem vorhergehenden Abschnitt ergibt sich das in Gleichung (4.8) gezeigte Verhältnis.

$$c_{u,vorh} = 30.000 \text{ kN/m}^2 \gg c_{u,erf,max} \approx 500 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

Zwischen der vorhandenen und der erforderlichen Wegfedersteifigkeit liegt bei einer über die gesamte Länge in Sand gebetteten 24 m langen Doppeltragbohle HZB 975 also der Faktor 60. Für längere und für größere Tragbohlen wird das Verhältnis tendenziell noch unkritischer.

Die Ergebnisse sind prinzipiell auf Einzeltragbohlen übertragbar. Diese verhalten sich in der Regel etwas ungünstiger als Doppeltragbohlen, d. h. die erforderliche Wegfedersteifigkeit wird größer. Dies liegt am größeren Verhältnis der Trägheitsmomente bei der Berechnung der erforderlichen Wegfedersteifigkeit, vgl. Gleichung (4.6). Dieses beträgt für eine Einzeltragbohle HZB 975 ohne Schlösser $I_y^2/I_z = 8.263.593 \text{ cm}^4$ und bei der Doppeltragbohle mit 6 Schlössern $I_y^2/I_z = 2.898.492 \text{ cm}^4$, d. h. es liegt der Faktor 2,85 dazwischen. Insgesamt ist jedoch auch bei einer Einzeltragbohle ein ausreichend großer Sicherheitsabstand (nämlich der Faktor $60/2,85 = 21$) vorhanden.

4.3.5 Zusammenfassung der Untersuchungen zur seitlichen Bettung

Ziel der durchgeführten Untersuchungen war es, das Kriterium für die erforderliche seitliche Bettung $c_{u,erf}$ für eine über die gesamte Länge gebettete Tragbohle zu definieren, um auf den Knicknachweis um die schwache Achse verzichten zu können. Die Engesser-Lösung bietet eine gute Möglichkeit, die erforderliche Wegfederbettung abzuschätzen. Beispielhaft wurde die erforderliche Wegfederbettung $c_{u,erf}$ mit der vorhandenen Wegfedersteifigkeiten $c_{u,vorh}$ verglichen.

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass für Tragbohlen einer kombinierten Stahlspundwand (mit üblichen Profilabmessungen), die über die gesamte Länge in einen Sandboden gebettet sind, in der Regel der Nachweis für Knicken um die schwache Achse entfallen kann. Dies ist unabhängig von der vollständigen oder teilweisen Einbettung des Profils.

4.4 Seitliche Bettung bei einer freien Länge der Tragbohle

4.4.1 Einleitung

Häufig ist eine Tragbohle, z. B. durch eine Wellenkammer nicht über ihre gesamte Länge in den Boden eingebettet oder durchläuft nicht oder nur wenig stabilisierende bindige Bodenschichten, vgl. Abbildung 4.17. Für eine solche „freie Länge L_{frei} “ werden Überlegungen angestellt, die zum Ziel haben mit einfachen Kriterien den Verzicht des Nachweises Knicken um die schwache Achse bzw. Biegedrillknicken zu erwirken. Dabei wird die Knicklänge um die starke Achse mit $L_{cr,y}$ bezeichnet. Diese ist auf Grund des Ausknickens in Richtung Hafengebäude (ohne Bettungswirkung) in der Regel wesentlich größer als die Knicklänge um die schwache Achse $L_{cr,z}$. Diese setzt sich aus der freien Länge L_{frei} und einem Anteil des gebetteten Stabes bis zum ersten Wendepunkt der Knicklinie zusammen.

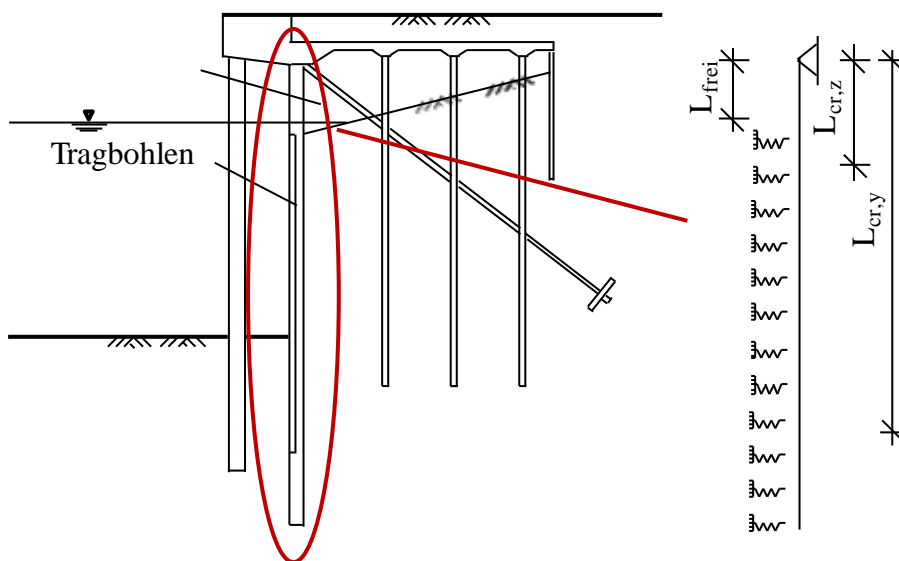


Abbildung 4.17: Knicklängen bei einer über einen Teil der Länge gebetteten Tragbohle

Im Folgenden wird für eine über einen Teil der Länge gebettete Tragbohle ein Kriterium für die seitliche Bettung für den Verzicht des Nachweises für Knicken um die schwache Achse hergeleitet. Die Knicklänge von nur über einen Teil der Länge gebetteten Stäben in Abhängigkeit von der Bodenbettung ist für einige statische Systeme bekannt. Da der im Kaimauerbau übliche Fall eines über einen Teil der Länge gebetteten und einfach gelagerten Stabes (einfach rückverankerte Tragbohle) in der Literatur wie z. B. *Petersen* [56] nicht zu finden ist, werden mit Hilfe eines numerischen Modells Knicklängenbeiwerte für dieses System entwickelt.

4.4.2 Herleitung eines Kriteriums für die seitliche Bettung

Auf Verzweigungslastebene betrachtet, findet ein Versagen um die starke Achse dann statt, wenn die Knicklast für die schwache Achse $N_{cr,z}$ größer ist als die um die starke Achse $N_{cr,y}$. Gleichung (4.9) zeigt die für die beiden Versagensrichtungen eingesetzten Verzweigungslasten (vgl. auch Gleichung (3.1)).

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{L_{cr,z}^2} \geq \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{L_{cr,y}^2} = N_{cr,y} \quad (4.9)$$

Durch Auflösen nach der Knicklänge um die schwache Achse $L_{cr,z}$ entsteht das in Gleichung (4.10) dargestellte Kriterium, ab wann der Versagensfall Knicken um die starke Achse maßgebend wird. Dieses ist nur noch von der Knicklänge $L_{cr,y}$ und den Trägheitsmomenten I_y und I_z abhängig.

$$L_{cr,z} \leq L_{cr,y} \cdot \sqrt{\frac{I_z}{I_y}} \quad (4.10)$$

$L_{cr,z}$ Knicklänge um die schwache Achse [cm]

$L_{cr,y}$ Knicklänge um die starke Achse [cm]

I_z Trägheitsmoment um die schwache Achse [cm⁴]

I_y Trägheitsmoment um die starke Achse [cm⁴]

Einsetzen der Knicklänge um die schwache Achse $L_{cr,z} = \beta_z \cdot L_{frei}$ in Gleichung (4.10) und Auflösen nach dem Knicklängenbeiwert β_z ergibt Gleichung (4.11).

$$\beta_z \leq \frac{L_{cr,y} \cdot \sqrt{\frac{I_z}{I_y}}}{L_{frei}} \quad (4.11)$$

β_z Knicklängenbeiwert für die schwache Achse [-]

L_{frei} „Freie Länge“ [cm]

Die Knicklänge um die starke Achse $L_{cr,y}$ kann für das vorliegende statische System vereinfacht aus dem Momentenverlauf abgelesen werden (Abstand der Momentennullpunkte entspricht dem Abstand der Wendepunkte der Knicklinie) und wird für dieses Kriterium als gegeben betrachtet.

4.4.3 Bestimmung des Knicklängenbeiwertes

4.4.3.1 Allgemeines

Für zahlreiche Fälle können die Knicklängen L_{cr} von über einen Teil der Länge gebetteten Stäben in Tabellenwerken, wie z. B. *Petersen* [56] nachgeschlagen werden. Es gibt Lösungen für unterschiedliche Lagerungsbedingungen. Im Folgenden werden drei statische Systeme für über einen Teil der Länge gebettete Stäbe betrachtet, vgl. Abbildung 4.18.

System I entspricht einem am unteren Ende gebetteten und am oberen Ende frei stehenden Stab. Es handelt sich quasi um einen Kragarm, bei dem die Einspannung durch die Bettung gewährleistet wird. System II ist oben und unten gebettet, eine freie Länge befindet sich in der Mitte des Stabs. System III entspricht System I mit einem zusätzlichen gelenkigen Lager am oberen Ende. Die Stäbe mit der Steifigkeit EI werden durch eine vertikale Druckkraft D belastet. Die Bettung ist mit c bezeichnet. Die ungebettete Länge wird als L_{frei} , die gesamte Länge mit L_{ges} bezeichnet.

In *Petersen* Tafel 5.68 [56] sind Knicklängenbeiwerte für einen Kragarm, der nur am unteren Ende gebettet und dort mit „System V“ bezeichnet ist, zu finden (entsprechend System I in Abbildung 4.18). Auch für einen Stab mit gebetteten Enden und einer freien Länge dazwischen „System IV“ (entsprechend System II in Abbildung 4.18) sind Werte angegeben. Knicklängen für einen Stab, der wie der Kragarm am unteren Ende gebettet und am oberen Ende gelagert ist, sind hier jedoch nicht aufgeführt (vgl. System III in Abbildung 4.18).

Bei Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden handelt es sich in der Regel um das statische System III, d. h. diese ist am unteren Ende in den Boden gebettet und am oberen Ende rückverankert bzw. in den Betonbalken/das Betondeck eingebunden. Da für dieses System in der Literatur keine Knicklängenbeiwerte zu finden sind, werden diese im folgenden Abschnitt mit Hilfe von numerischen Untersuchungen hergeleitet.

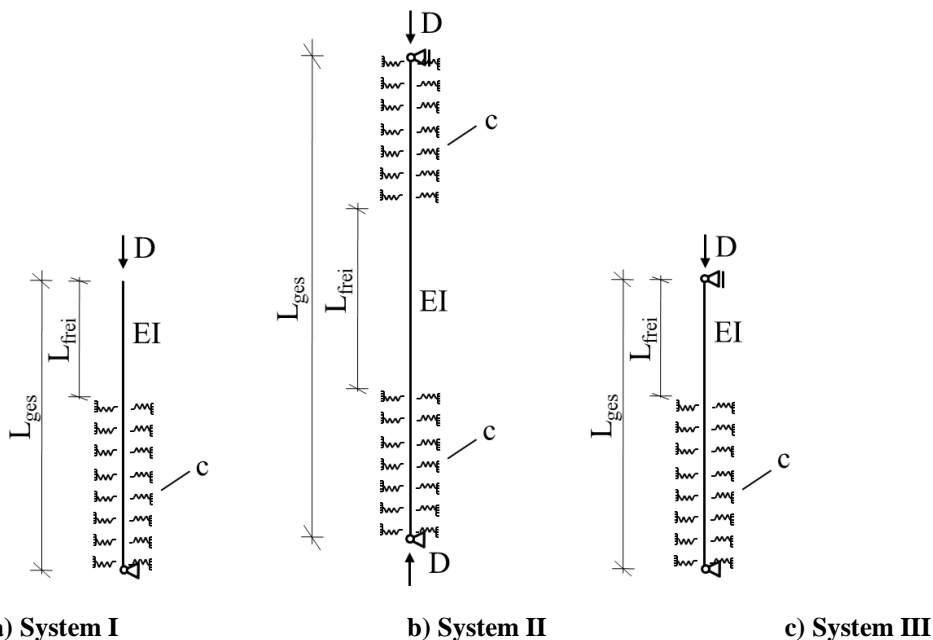


Abbildung 4.18: Statische Systeme für über einen Teil der Länge gebettete Stäbe

4.4.3.2 Numerische Untersuchungen

Allgemeines

Ziel der numerischen Untersuchungen ist es, für den im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen „fehlenden Fall“ des eingebetteten Kragarmes mit zusätzlicher gelenkiger Lagerung am oberen Ende (System III) Knicklängenbeiwerte zu bestimmen. Dazu wird ein Modell erstellt, mit dem zunächst die bestehenden analytisch hergeleiteten Kurven nachgerechnet werden. Nach der auf diese Weise erfolgten Validierung des Modells werden die Lagerungsbedingungen auf den zu untersuchenden Fall angepasst. Die Berechnungen werden mit dem Programm *Ansys Workbench Version 14* [117] vorgenommen.

Geometrie

Den Berechnungen wird das leicht zu modellierende Standardprofil IPE 200 mit vereinfachten Querschnittswerten zu Grunde gelegt. Für die folgenden Untersuchungen ist die Profilform nicht relevant, da nur die Steifigkeit einen Einfluss hat. Daher wurde bei der Wahl des Profils auf die Modellierung einer Tragbohle verzichtet. Die verwendeten Geometrieangaben sind in Tabelle 4.2, die Querschnittswerte in Tabelle 4.3 zu finden.

Tabelle 4.2: Geometrieangaben

Breite b [mm]	Flanschdicke t_{fl} [mm]	Höhe h [mm]	Stegdicke t_{st} [mm]
100	8,5	200	5,6

Tabelle 4.3: Querschnittswerte

Fläche A [cm]	Trägheitsmoment I_{yy} [cm ⁴]	Trägheitsmoment I_{zz} [cm ⁴]
27,2	1846	142

Material

Die Stahlgüte spielt für die Abbildung des Problems keine Rolle, da es sich um Berechnungen auf Verzweigungslastniveau handelt und somit nur die Steifigkeit von Belang ist. Der E-Modul wird mit $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Lager- und Randbedingungen

Die Lagerungsbedingungen werden im numerischen Modell über externe Punkte erstellt. Für System I wird eine freie Verschieblichkeit am Kopf des Stabes vorgegeben. Unterhalb der freien Länge L_{frei} wird auf den Stab eine Bettung c aufgebracht. Um statische Bestimmtheit und damit numerische Stabilität für den Fall Bettung $c \rightarrow 0$ herbeizuführen, wird zusätzlich ein gelenkiges Lager am Fuß des Stabes modelliert.

Bei System II wird am oberen und unteren Ende eine Bettung aufgebracht. Es werden zusätzlich zwei gelenkige Lager an den Stabenden modelliert.

Für das Systems III gelten die gleichen Randbedingungen wie bei System I. Ein zusätzliches Lager wird am oberen Ende des Stabes modelliert.

Bei allen Modellen wird eine konstante Federbettung c angesetzt. Die Druckkraft D wird kraftgesteuert aufgebracht. Als Ergebnis wird ein Lastfaktor ausgegeben, mit dem durch Multiplikation mit der aufgebrachten Belastung die Knicklast berechnet werden kann.

Elemente und Vernetzung

Es werden Volumenelemente verwendet, da bei der geringen Modellgröße die Rechenzeit eine untergeordnete Rolle spielt. Eine Netzstudie gibt Aufschluss darüber, wie fein das Netz gestaltet sein muss, um das Verhältnis zwischen Genauigkeit und Rechenzeit sinnvoll zu wählen.

4.4.3.3 Grenzwertbetrachtungen

Allgemeines

In Abbildung 4.19 und Abbildung 4.20 werden Grenzwertbetrachtungen für die Verformungsfiguren und damit die Knicklänge L_{cr} angestellt. Zum einen wird der Fall betrachtet, dass die Bettung sehr stark wird ($c \rightarrow \infty$). Zum anderen wird untersucht, was passiert, wenn diese sehr klein ist ($c \rightarrow 0$).

Bettung $c \rightarrow \infty$

Hier wird der Fall betrachtet, dass die Bettung sehr groß wird, d. h. $c \rightarrow \infty$, vgl. Abbildung 4.19. Bei System I strebt die Knicklänge dann im Grenzfall gegen $L_{cr} = 2 \cdot L_{frei}$. D. h. der auf die freie Länge bezogene Knicklängenbeiwert β strebt gegen 2.

Die Knicklänge für das System II strebt für eine Bettung $c \rightarrow \infty$ gegen einen Wert von (etwas über) $L_{cr} \approx 0,5 \cdot L_{frei}$. D. h. der auf die freie Länge bezogene Knicklängenbeiwert β strebt gegen 0,5.

Bei System III liegt die Knicklänge für $c \rightarrow \infty$ etwas über dem Wert $L_{cr} \approx 0,7 \cdot L_{frei}$. D. h. der auf die freie Länge bezogene Knicklängenbeiwert β strebt gegen 0,7.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 für den Fall Bettung $c \rightarrow \infty$ zusammengefasst. Dargestellt sind die Ergebnisse der Grenzwertbetrachtung, der analytischen Lösung gemäß *Petersen* [56] und der numerischen Lösung.

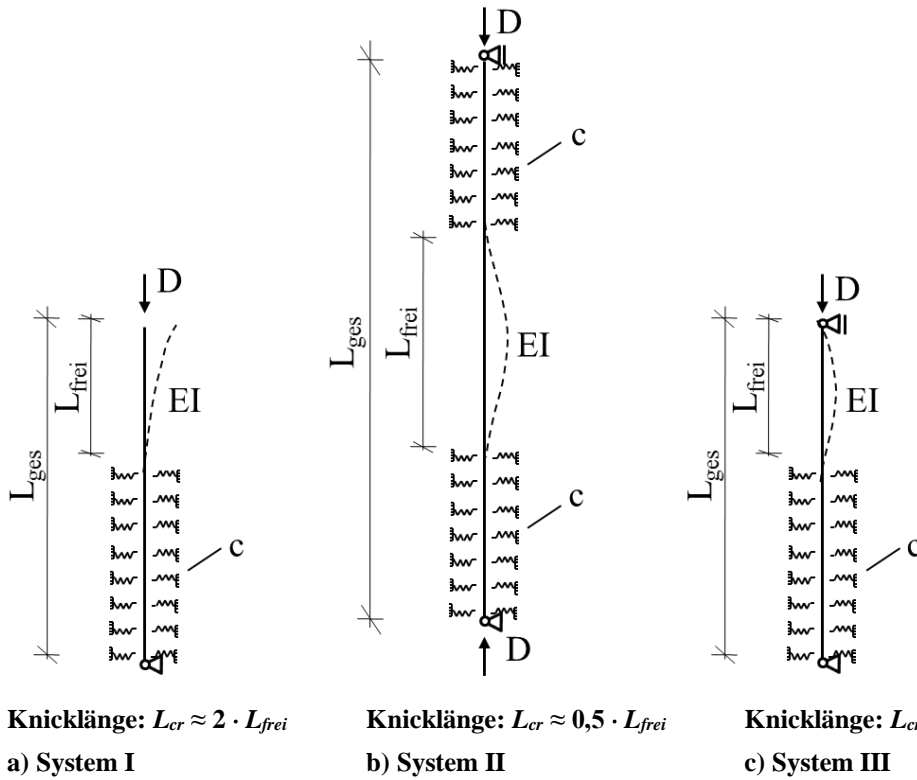


Abbildung 4.19: Grenzbetrachtung der Verformungsfiguren bei Bettung $c \rightarrow \infty$

Tabelle 4.4: Grenzwerte für die Knicklänge β bei Bettung $c \rightarrow \infty$ für die Systeme nach Abbildung 4.17

System	Grenzwertbetrachtung	Analytische Lösung gemäß Petersen [56]	Numerische Lösung
I	$L_{cr} \approx 2 \cdot L_{frei}$	$\beta = 2$	$\beta = 2$
II	$L_{cr} \approx 0,5 \cdot L_{frei}$	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,5$
III	$L_{cr} \approx 0,7 \cdot L_{frei}$	-	$\beta = 0,7$

Bettung $c \rightarrow 0$

Nun wird der Fall betrachtet, dass die Bettung sehr klein wird, d. h. $c \rightarrow 0$, vgl. Abbildung 4.20. Für das System I gibt es dann keine obere Grenze, die Knicklänge strebt gegen unendlich.

Der Knicklängenbeiwert für das System II ist in der analytischen Lösung mit $\beta \rightarrow \infty$ angegeben. Die numerisch ermittelte Kurve strebt auf Grund der gelenkigen Lagerungen an den Stabenden gegen $L_{cr} = L_{ges}$. Bei einem Längenverhältnis im Modell von $L_{ges} / L_{frei} = 642 \text{ cm} / 242 \text{ cm} = 2,65$ bedeutet dies, dass die Kurve auf den Knicklängenbeiwert $\beta = 2,65$ zuläuft.

Bei System III läuft die numerisch ermittelte Knicklänge für $c \rightarrow 0$ wie bei System II gegen $L_{cr} = L_{ges}$. Bei einem Längenverhältnis im numerischen Modell von $L_{ges} / L_{frei} = 321 \text{ cm} / 121 \text{ cm} = 2,65$ bedeutet dies, dass die Kurve auf den Knicklängenbeiwert $\beta = 2,65$ zustrebt.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.5 für den Fall Bettung $c \rightarrow 0$ zusammengefasst. Dargestellt sind die Ergebnisse der Grenzwertbetrachtung, der analytischen Lösung gemäß *Petersen* [56] und der numerischen Lösung.

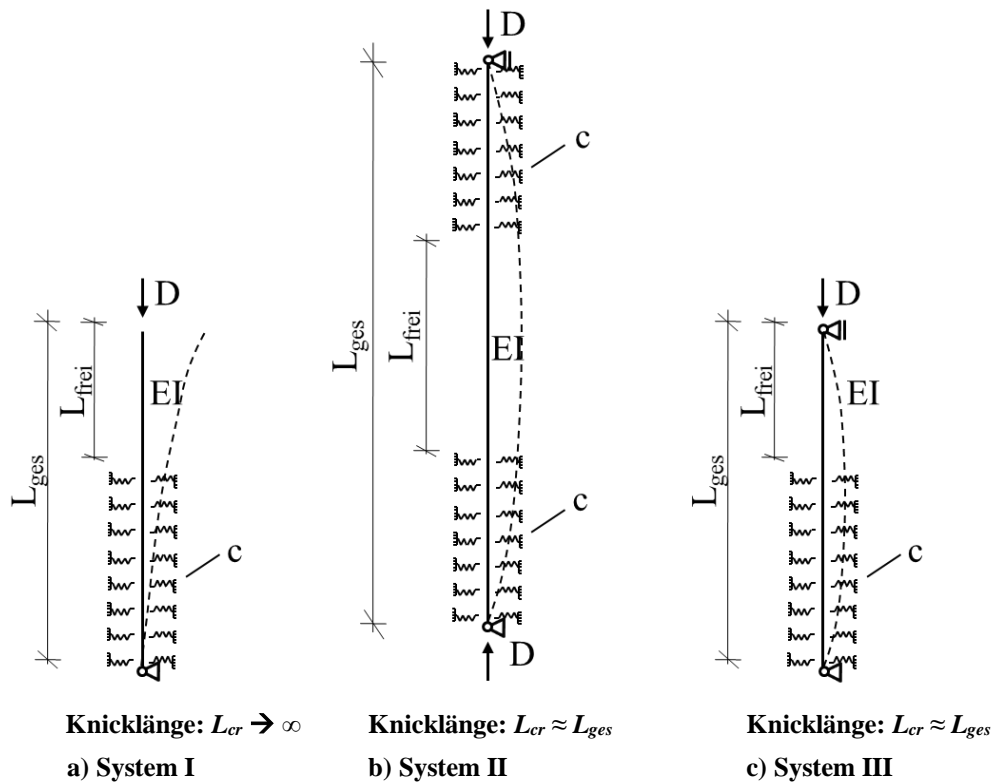


Abbildung 4.20: Grenzbetrachtung der Verformungsfiguren bei Bettung $c \rightarrow 0$

Tabelle 4.5: Grenzwerte für die Knicklänge β bei Bettung $c \rightarrow 0$ für die Systeme nach Abbildung 4.17

System	Grenzwertbetrachtung	Analytische Lösung gemäß <i>Petersen</i> [56]	Numerische Lösung
I	$L_{cr} \rightarrow \infty$	$\beta \rightarrow \infty$	$\beta \rightarrow \infty$
II	$L_{cr} \approx L_{ges}$	$\beta \rightarrow \infty$	$\beta = 2,65$
III	$L_{cr} \approx L_{ges}$	-	$\beta = 2,65$

Ergebnisse

Abbildung 4.21 zeigt zum einen die analytisch ermittelten Kurven gemäß *Petersen* Tafel 5.68 [56]. Zum anderen sind die numerisch ermittelten Ergebnisse eingetragen. Insgesamt kann festgehalten werden, dass die numerischen gut mit den analytischen Ergebnissen übereinstimmen. Im Bereich sehr kleiner Bettungswerte gibt es auf Grund der beschriebenen, zur analytischen Lösung zusätzlich definierten Lagerungsbedingungen im numerischen Modell, teilweise Abweichungen. Diese betreffen Werte $\sqrt{cl^4/EI} < 1,2$. Die Kurven für System II und III müssten, wie die Grenzwertbetrachtungen zeigen, wie die analytische Lösung des System II $\rightarrow \infty$ streben.

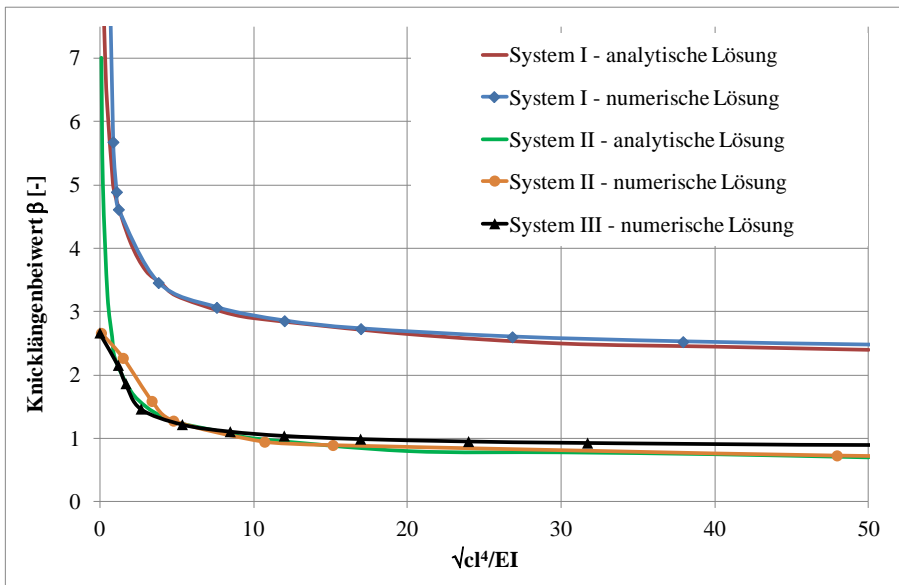


Abbildung 4.21: Knicklängenbeiwert β

4.4.4 Zusammenfassung der Untersuchungen zu seitlich gebetteten Tragbohlen mit einer freien Länge

Ist eine freie Länge der Tragbohle ohne oder mit nur geringer Einbettung vorhanden, muss der Knicknachweis um die schwache Achse geführt werden. Es wurde ein Verfahren für die Nachweisführung aufgezeigt, mit dem auf einfache Weise abgeprüft werden kann, ob Knicken um die schwache Achse maßgebend wird.

Auf Verzweigungslastebene betrachtet, findet ein Versagen um die starke Achse dann statt, wenn die Knicklast für die schwache $N_{cr,z}$ Achse größer ist als die um die starke Achse $N_{cr,y}$. Auf Grund dieser Überlegung wurde das Kriterium entwickelt, ab wann der Versagensfall Knicken um die starke Achse maßgebend wird und Knicken um die schwache Achse ausgeschlossen werden kann.

Für die Anwendung dieses Kriteriums ist die Kenntnis der Knicklänge um die schwache Achse notwendig. Da für den im Kaimauerbau üblichen Fall eines über einen Teil der Länge gebetteten und einfach gelagerten Stabes (einfach rückverankerte Tragbohle) in der Literatur keine Knicklängenbeiwerte zu finden sind, wurden diese mit Hilfe eines numerischen Modells entwickelt.

Im Forschungsbericht [38] werden Praxisbeispiele für die Anwendung des Kriteriums gezeigt und erläutert, die die Ergebnisse verdeutlichen.

4.5 Drehbettung bei einer freie Länge der Tragbohle

4.5.1 Allgemeines

Es wird ein Kriterium für die Drehbettung für über einen Teil der Länge gebettete Tragbohlen hergeleitet. Dieses wird bei einer Einzeltragbohle oder einer nicht ausreichend verschweißten Doppeltragbohle benötigt, um den Versagensmechanismus Biegedrillknicken auszuschließen. Es basiert auf der Annahme, dass die Biegedrillknicklänge L_{LT} näherungsweise gleich der Knicklänge um die schwache Achse $L_{cr,z}$ ist.

Es wird auf der sicheren Seite liegend mit dem plastischem Widerstandsmoment $W_{y,pl}$ gerechnet (auch wenn der Träger in Querschnittsklasse 3 einzuordnen ist). Dabei wird vereinfacht $W_{y,pl} = 1,14 \cdot W_{y,el}$ (gilt für Walzprofile mit I-Querschnitt) angesetzt.

4.5.2 Herleitung eines Kriteriums für die Drehbettung

Gleichung (4.12) zeigt die Definition für das ideale Biegedrillknickmoment M_{cr} (vgl. Gleichung (3.25)). Dieses wird mit der Bedingung für ein Verhindern von Biegedrillknicken aus DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 [11] ($\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$) verglichen (vgl. Gleichung (5.16)).

$$M_{cr} = \xi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E I_z}{L_{cr,z}^2} \cdot c_{id} \geq \frac{W_y \cdot f_y}{0,04} \quad (4.12)$$

Indem der Drehradius c_{id} gemäß Gleichung (3.27) eingesetzt wird, resultiert Gleichung (4.13). Diese enthält neben Material- und Querschnittsgrößen die Knicklänge um die schwache Achse $L_{cr,z}$ und die Biegedrillknicklänge L_{LT} .

$$M_{cr} = \xi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E I_z}{L_{cr,z}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega + 0,039 \cdot L_{LT}^2 \cdot I_T}{I_z}} \geq \frac{W_y \cdot f_y}{0,04} \quad (4.13)$$

Mit der Annahme $L_{LT} = L_{cr,z}$ folgt Gleichung (4.14).

$$M_{cr} = \xi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E I_z}{L_{cr,z}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega + 0,039 \cdot L_{cr,z}^2 \cdot I_T}{I_z}} \geq \frac{W_y \cdot f_y}{0,04} \quad (4.14)$$

Gleichung (4.14) wird mehrfach umgeformt, um schließlich mit Gleichung (4.15) bzw. Gleichung (4.16) eine Form zu erhalten, die nach $L_{cr,z}$ aufgelöst werden kann.

$$-\frac{(W_y \cdot f_y)^2}{\underbrace{(0,04 \cdot \xi \cdot \pi^2 \cdot E)^2 \cdot I_z}_{a = konst}} \cdot L_{cr,z}^4 + \underbrace{0,039 \cdot I_T}_{b = konst} \cdot L_{cr,z}^2 + \underbrace{I_\omega}_{c = konst} \geq 0 \quad (4.15)$$

$$-a \cdot L_{cr,z}^4 + b \cdot L_{cr,z}^2 + c \geq 0 \quad (4.16)$$

Wird Gleichung (4.16) nach $L_{cr,z}$ aufgelöst und die untere Grenze zu null gesetzt, ergibt sich die in Gleichung (4.17) dargestellte Lösung.

$$0 \leq L_{cr,z} \leq \sqrt{\frac{\sqrt{4 \cdot a \cdot c + b^2} + b}{2 \cdot a}} \quad (4.17)$$

Umformen ergibt Gleichung (4.18). Hier können die ursprünglichen Terme für a , b und c wieder eingesetzt werden. Da diese relativ komplex sind, werden die Konstanten c_1 und c_2 definiert.

$$L_{cr,z} \leq \sqrt{\sqrt{\underbrace{\frac{c}{a}}_{c_1} + \underbrace{\left(\frac{b}{2 \cdot a}\right)^2}_{(c_2)^2}} + \underbrace{\frac{b}{2 \cdot a}}_{c_2}} \quad (4.18)$$

Nun wird für die Knicklänge $L_{cr,z} = \beta_z \cdot L_{frei}$ eingesetzt, vgl. Gleichung (4.19).

$$L_{cr,z,max} = \beta_{z,max} \cdot L_{frei} < \sqrt{\sqrt{c_1 + (c_2)^2} + c_2} \quad (4.19)$$

Hieraus ergibt sich zur Bestimmung von β_z die in Gleichung (4.20) dargestellte Form mit den eingesetzten Konstanten a , b und c .

$$\beta_{z,max} < \frac{\sqrt{c_1 + (c_2)^2} + c_2}{L_{frei}} \quad \text{mit} \quad (4.20)$$

$$c_1 = \frac{c}{a} = \xi^2 \cdot \frac{I_\omega \cdot I_z \cdot \pi^4 \cdot E^2}{\left(\frac{1,14 \cdot W_{y,el} \cdot f_y}{0,04}\right)^2} \quad \text{und}$$

$$c_2 = \frac{b}{2 \cdot a} = \xi^2 \cdot \frac{0,039 \cdot I_T \cdot I_z \cdot \pi^4 \cdot E^2}{2 \cdot \left(\frac{1,14 \cdot W_{y,el} \cdot f_y}{0,04}\right)^2}$$

L_{frei} „freie“ Länge [cm]

ξ Faktor zur Berücksichtigung der Form des Momentenverlaufs [-]

I_ω Wölbträgheitsmoment [cm⁶]

I_z Flächenträgheitsmoment um die schwache Achse [cm⁴]

$W_{y,el}$ Elastisches Widerstandsmoment der Tragbohle um die schwache Achse [cm³]

Wird $E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$ eingesetzt und die Zahlenwerte zusammengefasst, folgt mit $\xi = 1,12$ für die Konstanten c_1 und c_2 Gleichung (4.21).

$$c_1 = 6,63 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}^2}{\text{cm}^4} \cdot \frac{I_\omega \cdot I_z}{(W_{y,el} \cdot f_y)^2} \quad \text{und} \quad (4.21)$$

$$c_2 = 1,29 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}^2}{\text{cm}^4} \cdot \frac{I_T \cdot I_z}{(W_{y,el} \cdot f_y)^2}$$

Bei teilverschweißten Doppeltragbohlen ist der Einfluss des Wölbträgheitsmomentes klein. Auf der sicheren Seite liegend kann für diese vereinfachend $I_\omega = 0$ angenommen werden. Wie in Gleichung (4.20) ersichtlich, wird dann auch $c_1 = 0$, was zu Gleichung (4.22) führt.

$$\beta_z < \frac{\sqrt{2 \cdot c_2}}{L_{frei}} \quad (4.22)$$

4.5.3 Zusammenfassung der Untersuchungen zu drehgebetteten Tragbohlen mit einer freien Länge

Es wurde ein Kriterium für über einen Teil der Länge drehgebettete Tragbohlen hergeleitet. Über die Annahme, dass die Knicklänge um die schwache Achse näherungsweise der Drillknicklänge entspricht, d. h. $L_{cr,z} \approx L_{LT}$, wird über die Berechnung des idealen Biegedrillknickmomentes M_{cr} eine maximale Knicklänge hergeleitet, ab der Biegedrillknicken ausgeschlossen werden kann.

Im Forschungsbericht [38] werden Praxisbeispiele für die Anwendung des Kriteriums gezeigt und erläutert, die die Ergebnisse verdeutlichen.

4.6 Zusammenfassung Bodenbettung von Einzel- und Doppeltragbohlen

Die Ziele dieser Arbeit bestehen unter anderem in der Definition von Kriterien für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden. Mit den in diesem Abschnitt beschriebenen Untersuchungen wurden Kriterien für die stabilisierende Wirkung einer Bodenbettung entwickelt.

In Abschnitt 4.2 wurde für eine über die gesamte Länge gebettete Tragbohle ein Kriterium für die erforderliche Drehbettung für den Verzicht auf den Biegedrillknicknachweis entwickelt. In Abschnitt 4.3 wurde ein Kriterium für die seitliche Bettung für den Verzicht des Knicknachweises um die schwache Achse definiert.

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass für eine Tragbohle einer kombinierten Stahlspundwand (mit üblichen Profilabmessungen), die über die gesamte Länge in einen Sandboden gebettet ist, in der Regel der Nachweis für Biegedrillknicken und Knicken um die schwache Achse entfallen kann. Dies ist unabhängig von der vollständigen oder teilweisen Einbettung des Profils.

In Abschnitt 4.4 und Abschnitt 4.5 wurden über einen Teil der Länge gebettete Tragbohlen betrachtet. Es wurde ein Kriterium hergeleitet, ab welcher seitlichen Bettung der Versagensfall Knicken um die starke Achse gegenüber Knicken um die schwache Achse maßgebend wird. Da für den im Kaimauerbau üblichen Fall eines über einen Teil der Länge gebetteten und einfach gelagerten Stabes (einfach rückverankerte Tragbohle) in der Literatur keine Knicklängenbeiwerte zu finden sind, wurden diese entwickelt. Auch für Drehbettung wurde ein Kriterium für den Verzicht des Biegedrillknicknachweises entwickelt.

5 Doppeltragbohle

5.1 Einleitung

In der Praxis werden die beiden Tragbohlen in der Regel über Schlösser zu einer Doppeltragbohle zusammengesetzt und so gerammt. Nur ein Teil der Länge der Schlösser wird dabei mit der Tragbohle verschweißt. Der Einsatz von Doppeltragbohlen wirft die Frage auf, inwiefern bei der Betrachtung eines Stabilitätsproblems von einem verdrehsteifen Querschnitt ausgegangen werden kann. Der Versagensmechanismus zweier Einzelprofile ändert sich im Vergleich zu einem vollverschweißten Querschnitt grundlegend. Während zwei einzelne Profile auf Biegedrillknicken versagen, wird ein verdrehsteifes, geschlossenes Kastenprofil im Versagensfall biegeknicken. Dieses Verhalten spiegelt sich auch in den Verformungsbildern zweier Tragbohlen unter Torsionsbelastung wider. Sind diese nicht miteinander verschweißt, verhalten sie sich wie zwei Einzelprofile, vgl. Abbildung 5.1 a). Ist eine Verbindung der Schlösser durch eine Schweißnaht vorhanden, weisen sie ein Verformungsbild wie ein geschlossener Kastenquerschnitt auf, vgl. Abbildung 5.1 b).

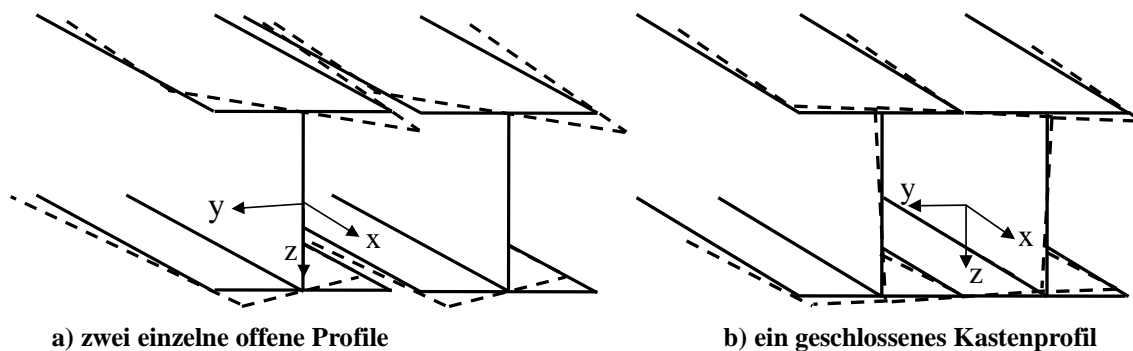


Abbildung 5.1: Bild der Längsverformung unter Torsionsbelastung

In diesem Abschnitt wird die Frage behandelt, ob eine teilweise vorhandene Verschweißung für die Annahme eines verdrehsteifen Querschnitts ausreichend ist. Da sich das Problem rechnerisch nur schwer erfassen lässt, wurden im Rahmen des Forschungsprojektes [38] eigene experimentelle Untersuchungen durchgeführt, mit denen die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad bestimmt wurde, vgl. Abschnitt 5.2. In Abschnitt 5.3 ist die Validierung eines numerischen Modells anhand der Versuchsergebnisse beschrieben. Daraufhin werden systematische Untersuchungen vorgestellt, mit denen einzelne Parameter gezielt untersucht werden. Um die Ergebnisse der Versuche und der FE-Berechnungen rechnerisch für den Stabilitätsnachweis nutzen zu können, wird an einem Beispiel in Abschnitt 5.4 die Entwicklung eines Kriteriums für die ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung aus dem Boden für eine Doppeltragbohle gezeigt. Abschnitt 5.5 enthält eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse, worauf in Abschnitt 5.6 eine Zusammenfassung folgt.

Durch den Nachweis der Verdrehsteifigkeit einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle kann das Nachweisformat nach DIN EN 1993-1-1 [11] deutlich vereinfacht werden. Dies trägt zu einer schnelleren und sicheren Anwendung der Eurocode-Regelungen bei.

5.2 Experimentelle Untersuchungen

5.2.1 Allgemeines

Die im Folgenden beschriebenen eigenen experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen des AiF-Projektes P 813 „Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden“ [38] an der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführt. Ausführlich dokumentiert sind diese im Versuchsbericht [39]. Vorplanungen dazu wurden im Rahmen einer Diplomarbeit von *Just* [29] durchgeführt.

Im Folgenden sind die Versuche zusammenfassend beschrieben. Dazu werden zunächst die eingesetzten Versuchskörper (vgl. Abschnitt 5.2.2) der zwei Hersteller vorgestellt. Aus den in der Praxis üblicherweise angewandten Verschweißungsmustern wurden 3 Varianten (vgl. Abschnitt 5.2.3) entwickelt, die in den Versuchen getestet wurden. Daraus ergeben sich das Versuchsprogramm und die Bezeichnungen (vgl. Abschnitt 5.2.4). Auf der Grundlage des gewählten statischen Systems eines gabelgelagerten Einfeldträgers (vgl. Abschnitt 5.2.5) wird der Versuchsaufbau für die Durchführung (vgl. Abschnitt 5.2.6) vorgestellt. Zuletzt werden die Ergebnisse der Versuche erläutert (vgl. Abschnitt 5.2.7).

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dienen der Validierung von numerischen Modellen, mit denen gezielt einzelne Parameter untersucht werden können, was versuchstechnisch mit einem nicht vertretbaren Aufwand verbunden wäre.

5.2.2 Versuchskörper

Von den beiden Herstellern *Peiner Träger* und *ArcelorMittal* wurde jeweils ein Versuchskörper aus zwei 17 m langen Tragbohlen zur Verfügung gestellt, vgl. Abbildung 5.2. Der Träger von *ArcelorMittal* bestand aus HZM 880 A Profilen, die mit 17 m langen Schlössern RH 16 verbunden waren, vgl. Abbildung 5.2 a). An den Trägern befanden sich zudem zwei 16 m lange äußere Schlösser RZD/RZU 16. Dies entspricht der Standardlösung (Bezeichnung sol24: 2 Tragbohlen mit insgesamt 4 Schlössern), vgl. Firmenschrift [67]. Der Versuchskörper von *Peiner Träger* bestand aus zwei 17 m langen Tragbohlen PSp 800 und zwei ebenfalls 17 m langen Schlössern P3, vgl. Abbildung 5.2 b). Dies entspricht Form 22, vgl. Firmenschrift [121]. In beiden Fällen wurde die in der Praxis angewandte Standardlösung gewählt, bei der nur die inneren beiden Schlösser vorhanden sind.

Im Weiteren werden bezüglich der Verschweißung die Begriffe „innen“ und „außen“ verwendet. Diese bezeichnen das Kasteninnere, in dem nur bis zu einer begrenzten Tiefe geschweißt werden kann (eine Armlänge). Außen ist der Kasten über die gesamte Länge zugänglich und wird in verschiedenen Mustern verschweißt.

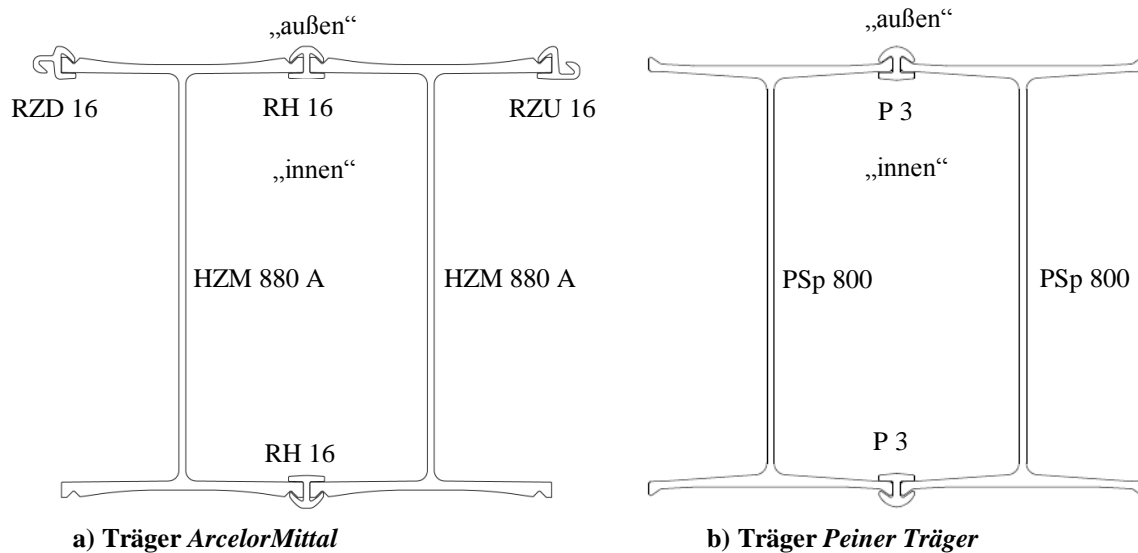


Abbildung 5.2: Versuchskörper

5.2.3 Verschweißung

5.2.3.1 Verschweißungsmuster in der Praxis

Um beim Transport und Rammen einen Zusammenhalt der beiden Tragbohlen zu gewährleisten, werden in der Praxis unterschiedliche Verschweißungsvarianten angewandt. Zum einen haben die Hersteller eigene Vorgaben für einen Mindestverschweißungsgrad. Zum anderen gibt es Regelungen z. B. der HPA (Hamburg Port Authority) oder in EAU (Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen [72], [73], [74]).

Die Vorgaben beziehen sich jeweils auf die Verschweißung der freien Länge sowie die Verschweißung an den Trägerenden (Randverschweißung). An den Trägerenden wird zwischen Verschweißung auf der Außen- und Innenseite des Kastens unterschieden, die freie Länge wird nur außen verschweißt. Die Randverschweißung kann außen bei Kopf und Fuß der Doppeltragbohle unterschiedlich ausgeführt werden. Der Verschweißungsgrad wird als Verschweißung pro laufenden Meter (im mittleren Bereich der Doppeltragbohle ohne den Einfluss der Randverschweißung) definiert.

Der Mindestverschweißungsgrad beträgt z. B. bei *ArcelorMittal* am Kastenende außen jeweils 50 cm und innen 30 cm. Dazwischen werden 10 % (10 cm/m) verschweißt, vgl. Tabelle 5.1. Gemäß HPA werden am Kopf und am Fuß jeweils 100 cm verschweißt. Am Kopf werden dann im Abstand von jeweils 50 cm zwei 50 cm lange Nähte angebracht, am Fuß im Abstand von 150 cm eine Naht mit 50 cm. In der Mitte werden 40 cm bzw. 50 cm verschweißt und dazwischen 150 cm frei gelassen. Dies entspricht einem Verschweißungsgrad von 21 % bzw. 25 %. Gemäß der Regelung nach EAU werden am Kopf und am Fuß jeweils 300 cm verschweißt und dazwischen 20 cm/m. Die Randschlösser werden unabhängig von der Vorschrift am Kopf und am Fuß jeweils 50 cm verschweißt und in der Mitte 10 cm/m.

Tabelle 5.1: Mindestverschweißungsgrad für Doppeltragbohlen

Regelung gemäß	Randverschweißung			Verschweißung der freien Länge*
	außen Kopf	außen Fuß	innen	
ArcelorMittal	50 cm	50 cm	30 cm	10 % (10 cm/m)
HPA	Am Rand 100 cm verschweißt, dann 2x 50 cm frei / 50 cm verschweißt	Am Rand 100 cm verschweißt, dann 1x 150 cm frei / 50 cm verschweißt	keine Vorgabe	21 % (40 cm/1,90 m) oder 25 % (50 cm/2 m)
EAU	300 cm	300 cm	keine Vorgabe	20 % (20 cm/m)

*Angabe: Verschweißungsgrad und Länge der Schweißnaht pro Teillänge der freien Trägerlänge. Beispiel: 10 % (10 cm/1 m) = 10 cm Schweißnaht pro 1 m Trägerlänge zwischen den Randverschweißungen, das entspricht einem Verschweißungsgrad von 10 %.

5.2.3.2 Verschweißungsvarianten der Träger im Versuch

Um die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad festzustellen, wurden in den Versuchen unterschiedliche Varianten geprüft. Verschweißungsvariante 1 zielte darauf ab, eine minimale Verschweißung zu testen und damit eine untere Grenze für die Steifigkeit zu erhalten. Die Schweißnähte waren im Kasteninnern 30 cm und an den zugänglichen Stellen am Kastenquerschnitt außen und an den äußeren Schlössern 50 cm lang, vgl. Abbildung 5.3.

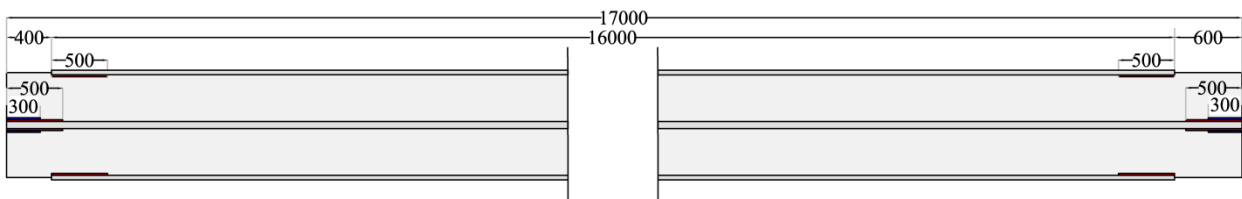


Abbildung 5.3: Verschweißungsvariante 1

Bei Verschweißungsvariante 2 wurden, wie in Abbildung 5.4 zu sehen ist, die mittleren Schlösser in Anlehnung an die Vorgabe der HPA am Rand jeweils 100 cm verschweißt. Danach folgte am Kopf im Abstand von 50 cm zwei Nähte mit jeweils 50 cm, am Fuß eine Naht mit 50 cm im Abstand von 150 cm. Die äußeren Schlösser wurden am Kopf und am Fuß mit jeweils 50 cm langen Nähten verschweißt. Abweichend zum vorgegebenen Muster der HPA (50cm/2m) wurden alle mittleren Schlösser zu 10 % in Form von 10 cm/m verschweißt, um die Erweiterbarkeit auf die Variante 3 zu gewährleisten.

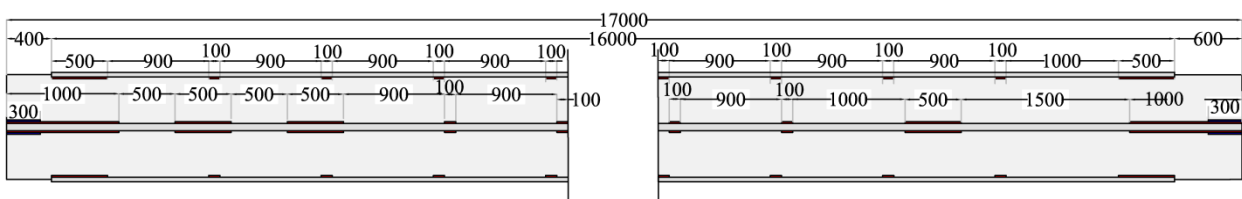


Abbildung 5.4: Verschweißungsvariante 2

Gemäß Vorschrift der EAU wurden bei Variante 3 die Enden zu jeweils 300 cm und dazwischen 20 cm/m verschweißt, vgl. Abbildung 5.5. Dieses Muster ließ sich aus Variante 2 entwickeln, ohne dass Nähte wieder entfernt werden mussten. Die Verschweißung der Randschlösser wurde entsprechend Variante 2 beibehalten.

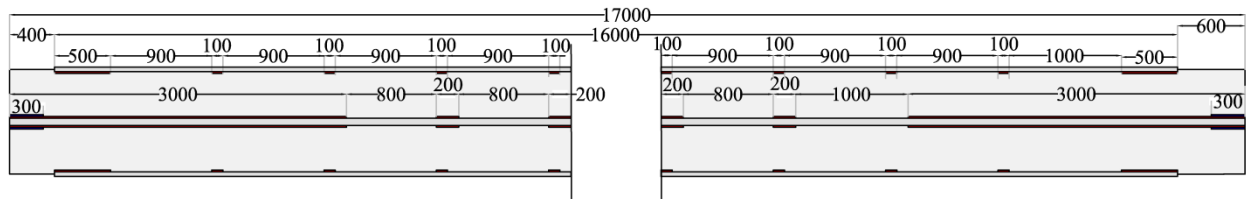


Abbildung 5.5: Verschweißungsvariante 3

5.2.4 Versuchsprogramm und Bezeichnungen

Insgesamt wurden sechs Versuche mit den Trägern der Hersteller *ArcelorMittal* und *Peiner Träger* in jeweils drei Verschweißungsvarianten durchgeführt. Die Bezeichnung des jeweiligen Versuchs ist in Tabelle 5.2 dargestellt.

Tabelle 5.2: Versuchsprogramm

Hersteller (Profilbezeichnung)	Verschweißungsvariante	Versuchsbezeichnung
<i>ArcelorMittal</i> (HZM 880 A mit RZD 16, RZU 16 und RH 16)	Variante 1	<i>Arcelor 01</i>
	Variante 2	<i>Arcelor 02</i>
	Variante 3	<i>Arcelor 03</i>
<i>Peiner Träger</i> (PSp 800 und P3)	Variante 1	<i>Peiner 01</i>
	Variante 2	<i>Peiner 02</i>
	Variante 3	<i>Peiner 03</i>

5.2.5 Statisches System

Als statisches System wurde, wie in Abbildung 5.6 dargestellt, ein beidseitig gabelgelagerter Stab der Länge L gewählt. Während eine Gabellagerung festgehalten wurde, wurde an der anderen durch das Aufbringen einer Verdrehung ϑ ein Torsionsmoment T eingeleitet.

In den Versuchen sollte eine freie Verwölbung zugelassen werden, um eine untere Grenze für die Torsionssteifigkeit zu erhalten. Um die dazu notwendige Gabellagerung umzusetzen, wurden Rahmen entworfen, die einerseits die Querschnittstreue erhielten und zudem eine freie Verwölbung gewährleisteten. In der Praxis existiert eine nicht näher bestimmte Verwölbungsbehinderung durch die Kaiplatte, die in Berechnungen nicht angesetzt wird.

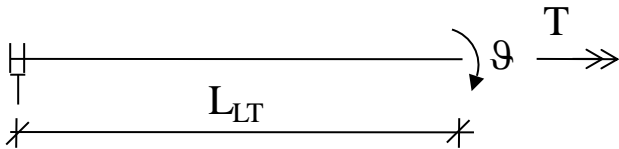


Abbildung 5.6: Statisches System im Torsionsversuch

5.2.6 Versuchsaufbau und Durchführung

5.2.6.1 Gestaltung des festen Lagers

In Abbildung 5.7 ist das feste Lager zu sehen. Mit diesem wurde einer Verdrehbehinderung um die Trägerlängsachse (Gabellager) bewerkstelligt und dennoch eine (nahezu) freie Verwölbung in Trägerlängsrichtung ermöglicht. Der Träger wurde in einem Rahmen fixiert. Die über den Stegen und am Flansch liegenden Kontaktflächen zwischen Versuchskörper und Rahmen waren klein und zudem mit gefettetem Teflon bestückt. Der Rahmen wurde auf einer Unterkonstruktion befestigt, die den Versuchskörper auf die vom verdrehbaren Lager vorgegebene Höhe brachte. Die Unterkonstruktion verteilte die ankommende Last auf mehrere Verankerungspunkte. Der Rahmen wurde zwischen der Unterkonstruktion und dem Riegel eines feststehenden Portals eingespannt. Dadurch waren keine biegesteifen Querriegel notwendig. Diese wurden durch zwei 20 mm dicke Platten ersetzt. Zwei HEM 180 Profile bildeten die vertikalen Riegel des Rahmens. Unplanmäßig auftretende horizontale Lasten konnten durch Sprieße und eine Horizontalverstrebung abgetragen werden.

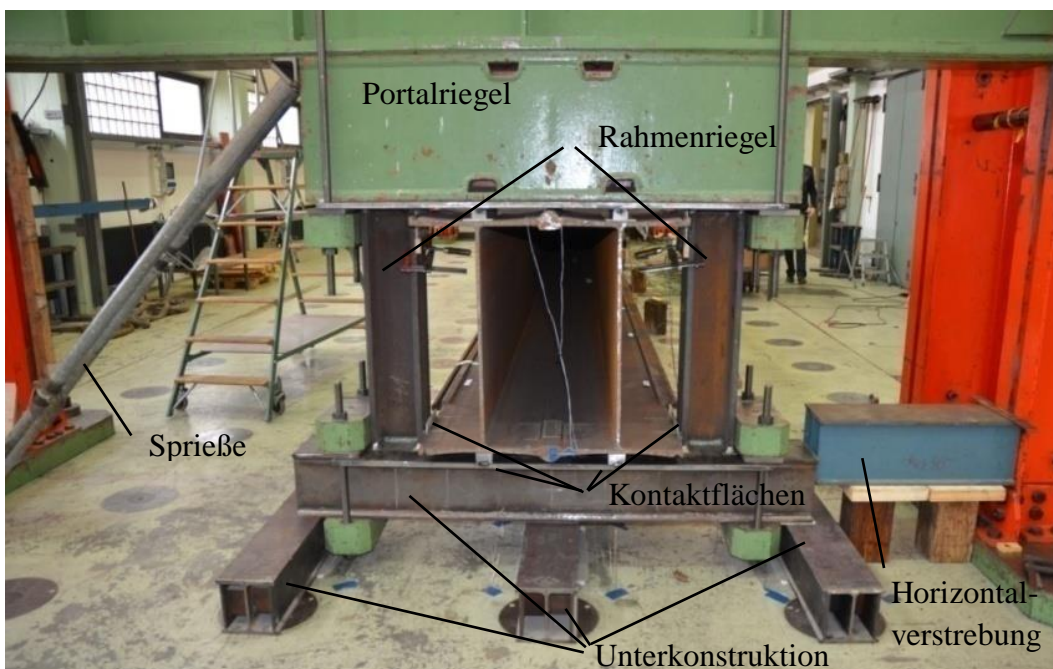
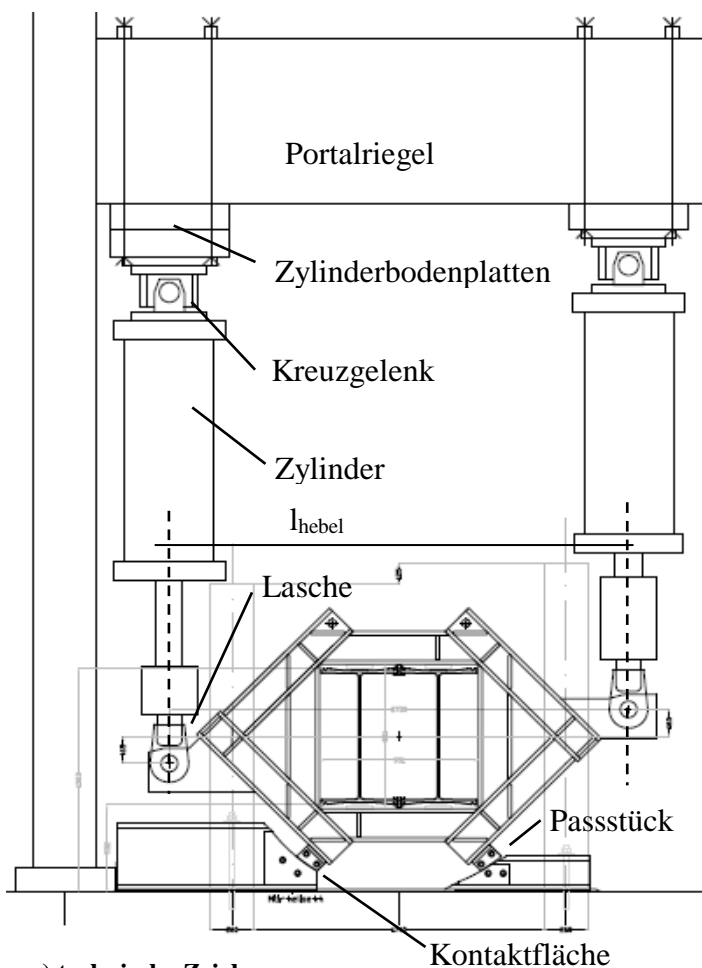


Abbildung 5.7: Festes Lager

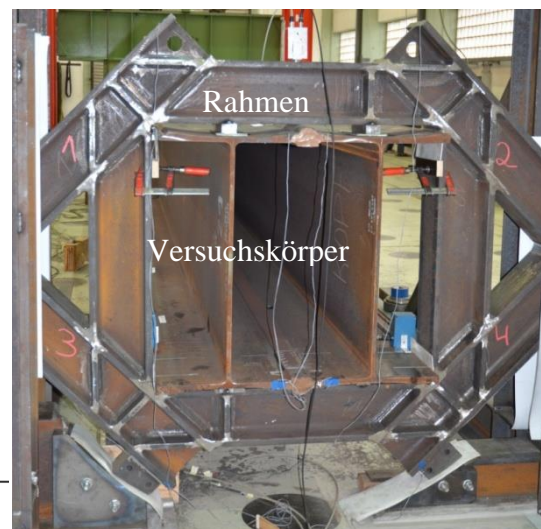
5.2.6.2 Gestaltung des verdrehbaren Lagers

In Abbildung 5.8 ist das verdrehbare Lager als technische Zeichnung und ein Foto des Rahmens sehen. Über den Rahmen wurde die Last in Form einer Verdrehung um die Trägerlängsachse auf den Versuchskörper aufgebracht und eine (nahezu) freie Verwölbung ermöglicht. Die Zylinder wirkten aus statischer Sicht wie Pendelstäbe und waren über Zylinderbodenplatten an den Riegeln der Portale befestigt. Dazwischen wurde ein Kreuzgelenk positioniert.

Die Lasteinleitung erfolgte durch die Zylinder über Laschen in den Rahmen. Der rechte Zylinder war zu Beginn des Versuchs ganz eingefahren und übte dann eine Druckkraft aus, der linke Zylinder war zunächst ganz ausgefahren, wurde dann eingezogen und bewirkte somit eine Zugkraft. In Bezug auf den Drehpunkt wurde der Druckzylinder nach oben, der Zugzylinder um das gleiche Maß nach unten versetzt angebracht. Dadurch absolvierten beide Zylinder bei einer Verdrehung denselben Weg und konnten so gegenläufig weggesteuert gefahren werden. Der Versuch war so ausgelegt, dass dieser bis zu einem Maschinenweg von ca. 300 mm und einer Verdrehung von ca. 14° gefahren werden konnte.



a) technische Zeichnung



b) Foto des Rahmens

Abbildung 5.8: Verdrehbares Lager

Um eine freie Verdrehung des Rahmens auf dem unteren Lager zu ermöglichen, waren die Kontaktflächen abgerundet. An den Rahmen wurden Passstücke angeschweißt. Das Gegenstück war ein auf dem Boden liegender Träger, dessen Auflagerfläche durch angeschraubte Bleche verbreitert wurde. Das Auflager diente nur dem Eigengewichtsabtrag. Die Kontaktflächen waren mit gefettetem Teflon ausgestattet. In Trägerlängsrichtung wurde Kippen des Rahmens durch Winkel aus Stahlprofilen, die mit Spannankern jeweils auf zwei Verankerungspunkten des Hallenbodens befestigt wurden, verhindert. Auch die Kontaktflächen zwischen Rahmen und Winkel waren mit Teflon ausgekleidet.

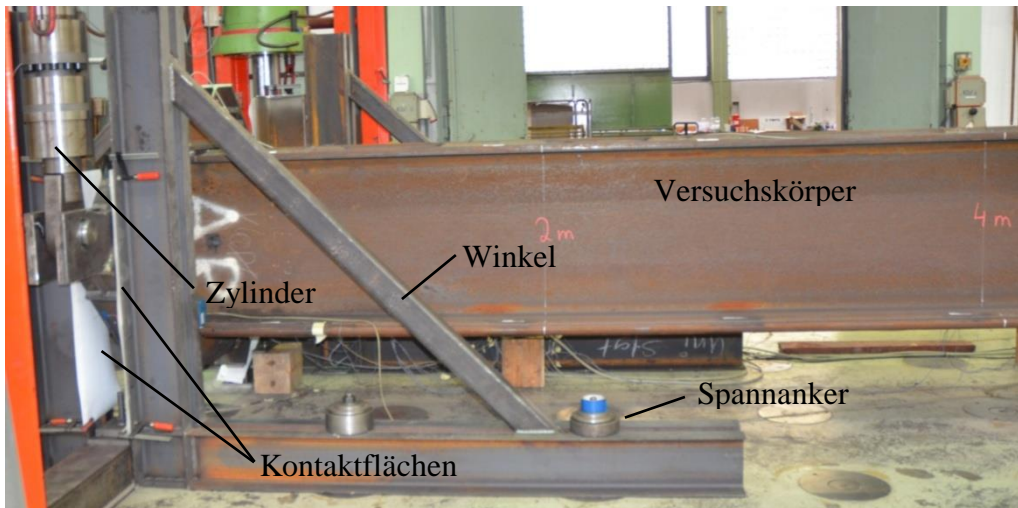


Abbildung 5.9: Verdrehbares Lager - Seitenansicht

5.2.6.3 Messtechnik

In Abbildung 5.10 ist eine Übersicht über den eingebauten Versuchsträger zu sehen. Vorne rechts befand sich das verdrehbare, hinten links das feste Lager. Abbildung 5.11 zeigt die auf dem Träger angebrachte Messtechnik mit Detailbildern, die die verschiedenen Messinstrumente zeigen. Mit Seilaufnehmern wurde die Verformung in den Drittelpunkten des Trägers gemessen. An diesen Stellen befanden sich zudem Neigungsmesser.

Zudem wurden zahlreiche Dehnmessstreifen (DMS) aufgeklebt und somit die Dehnungen an verschiedenen Stellen während des Versuchs gemessen. Diese wurden ausgewertet bzw. mit den Dehnungen im FE-Modell abgeglichen. Weitergehende Informationen zur Auswertung der DMS befinden sich im Versuchsbericht [39].

Zur Bestimmung der Verwölbung wurden die horizontalen Verschiebungen in Trägerlängsrichtung an verschiedenen Stellen gemessen. Bei Variante 1 wurde die Verwölbung in der Trägermitte zwischen den beiden Lagern gemessen, indem die Verschiebung zwischen zwei Punkten der Träger aufgezeichnet wurde. Auch bei den Varianten 2 und 3 wurden Horizontalverschiebungen auf Grund der Verwölbung jeweils in der Mitte zwischen zwei Schweißnähten gemessen. Des Weiteren wurden die Verformungen in der Schweißnaht selbst gemessen. Der Wegaufnehmer nahm hierzu die Verschiebung zwischen einem Punkt auf dem Schloss und dem Träger auf.

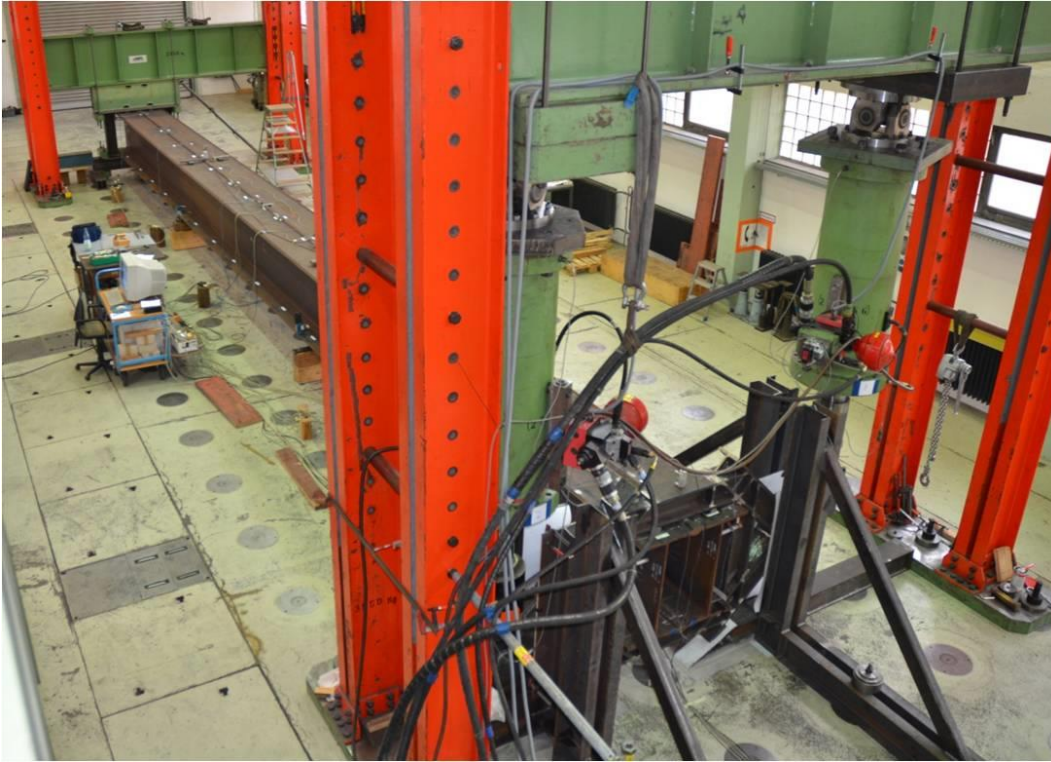


Abbildung 5.10: Übersicht über den eingebauten Versuchsträger

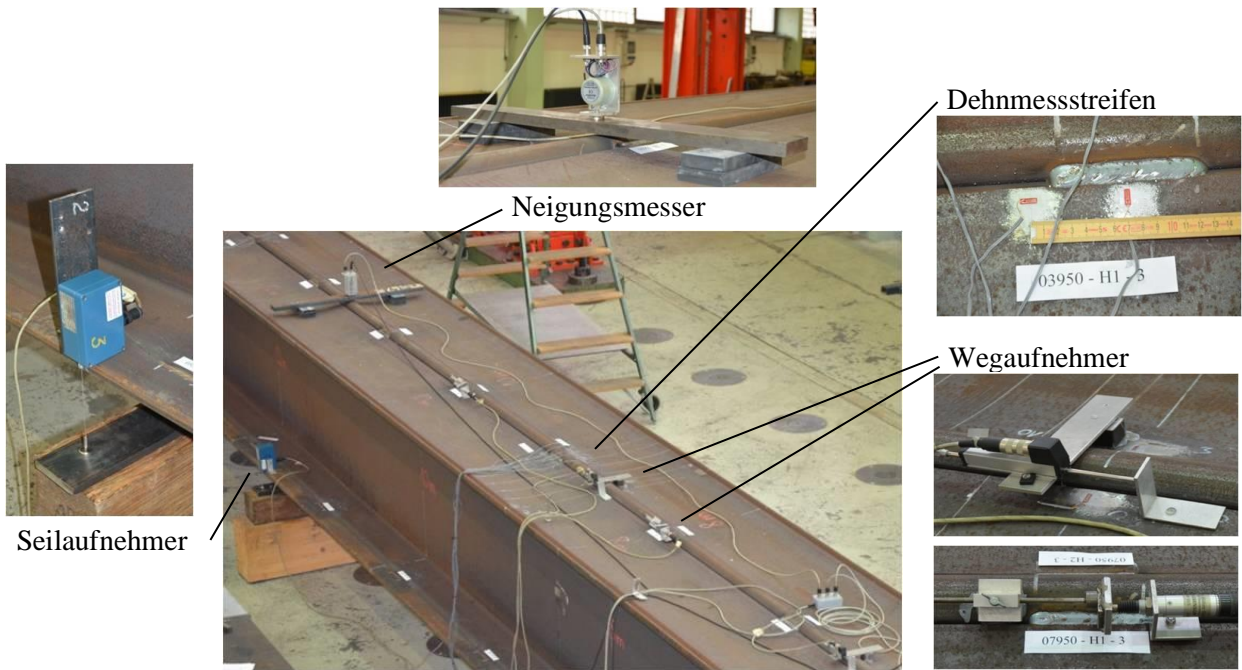


Abbildung 5.11: Messtechnik

5.2.7 Ergebnisse

5.2.7.1 Steuerung

Beim ersten Versuch wurde aus der Ruheposition des Trägers heraus gestartet. Der Druckzylinder begann mit einer Druckbelastung, der Zugzylinder mit dem Aufbringen einer Zugkraft. Da die unteren Lagerpolster auf Grund von kleinen Unrundheiten verkanteten, stieg die Kraft zwischenzeitlich stark an. Deshalb wurden an diesen Stellen beide Zylinder parallel etwas nach oben gefahren, um die unerwünscht ins Auflager geleitete Kraft aufzuheben und damit sicherzustellen, dass genau das Torsionsmoment T (vgl. Gleichung (5.1)) in den Träger eingeleitet wurde. Bei den folgenden Versuchen wurden vor dem Versuchsstart beide Zylinder parallel um 10 mm nach oben gefahren, so dass der Träger etwas angehoben wurde. Erst in dieser Position wurde mit der eigentlichen Belastung (Verdrehung) begonnen. Zu diesem Zeitpunkt befand sich eine Kraft von je 27 kN in den Zylindern. Dies entspricht dem an dieser Stelle abgetragenen Eigengewicht des Trägers und des Rahmens (Definition der Zugkraft positiv).

5.2.7.2 Auswertung Momenten-Verdrehungskurven

Abbildung 5.12 zeigt exemplarisch das Kraft-Weg-Diagramm in Form des vertikalen Zylinderwegs und der vertikalen Kraft des Zug- und des Druckzylinders für den Versuch *Peiner 02*. Darin ist zu sehen, dass nach dem Versuchsstart (bei 27 kN Eigengewicht) die Zugkraft im Zugzylinder weiter gesteigert wurde. Der Druckzylinder wies zunächst noch eine Zugkraft auf. Erst als diese abgebaut war, durchlief er den Nullpunkt. Die Versuchskurve geht dann in den negativ definierten Druckbereich über. Zum Zeitpunkt des Nulldurchlaufes des Druckzylinders war in der Lasteinleitungsglasche ein gewisser Schlupf zu überbrücken, d. h. der Bolzen lag zunächst an der Oberseite des Loches, dann an der Unterseite an. Es war also ein Weg zu durchlaufen, ohne dass zu diesem Zeitpunkt eine Kraftsteigerung stattfand. In den Versuchskurven ist dies beim Nulldurchgang des Druckzylinders durch eine Horizontale zu erkennen.

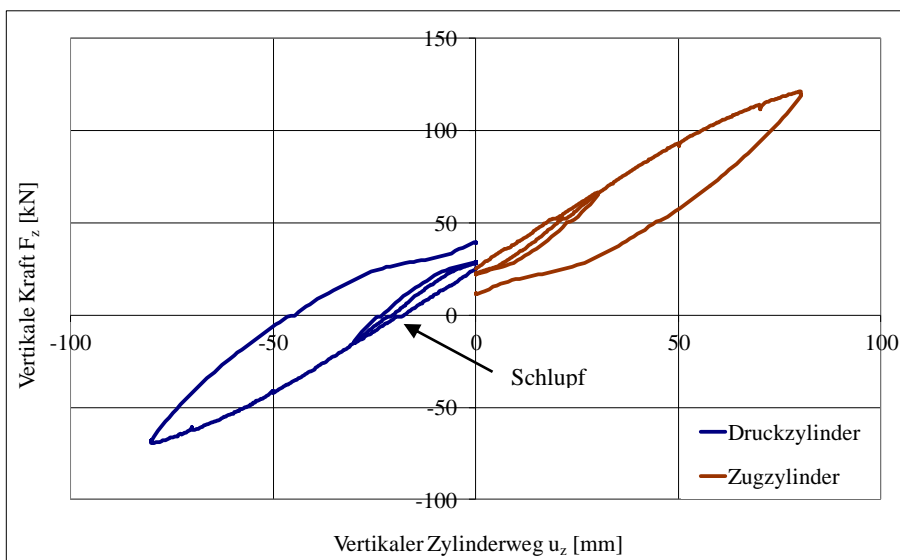


Abbildung 5.12: Kraft-Weg-Diagramm – Versuch *Peiner 02*

Aus der Kraft-Weg-Beziehung wird die Torsionsmoment-Verdrehungs-Beziehung berechnet. Deshalb taucht auch in dieser die horizontale Verschiebung aufgrund des Schlupfs auf. Abbildung 5.13 zeigt dies beispielhaft für den Versuch *Peiner 02*. Das Torsionsmoment T wird, wie in Gleichung (5.1) dargestellt, aus den Zylinderkräften F_z berechnet.

$$T = (F_{z1} - F_{z2}) \cdot 0,5 \cdot l_{\text{hebel}} \quad (5.1)$$

T Torsionsmoment [kNm]

F_{z1} Zugzylinder (positiv) [kN]

F_{z2} Druckzylinder (negativ) [kN]

l_{hebel} Länge zwischen den Zylinder [m] ($l_{\text{hebel}} = 2,75$ m), vgl. Abbildung 5.8 a)

Die Verdrehung ϑ wird, wie in Gleichung (5.2) dargestellt, bestimmt.

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{u_z}{l_{\text{hebel}}}\right) \quad (5.2)$$

u_z vertikaler Zylinderweg [cm]

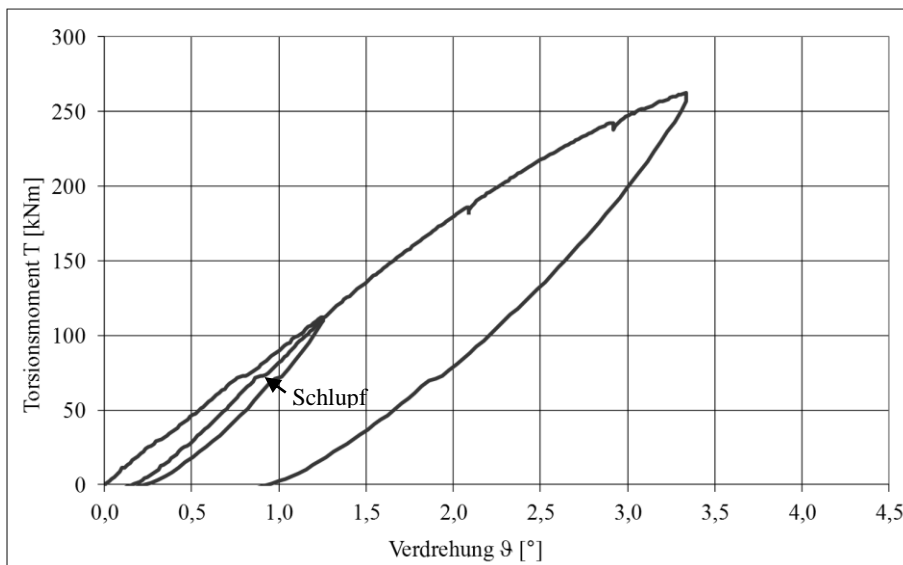


Abbildung 5.13: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm – Versuch *Peiner 02*

5.2.7.3 Vergleich der Momenten-Verdrehungs-Beziehungen

In Abbildung 5.14 sind die Momenten-Verdrehungs-Beziehungen für die beiden Träger und alle Verschweißungsvarianten zu sehen. Bei Variante 1 wurde der Versuch bis zu einer Verdrehung von ca. $\vartheta = 14^\circ$ gefahren, ohne dass plastische Verformungen auftraten. Das zugehörige maximale Moment beträgt ca. $T = 70$ kNm (Versuch *Peiner 01*) bzw. $T = 80$ kNm (Versuch *Arcelor 01*).

Bei Variante 2 wird die Belastung bis zu einer Verdrehung von $\vartheta = 3,3^\circ$ (Versuch *Peiner 02*) bzw. $\vartheta = 2,1^\circ$ (Versuch *Arcelor 02*) gesteigert. Zu diesem Zeitpunkt flachen die Versuchskurven auf Grund von ersten plastischen Verformungen etwas ab. Da für Variante 3 die gleichen Schweißnähte wieder verwendet werden sollten, wurde der Versuch gestoppt. Zu diesem Zeitpunkt betrug das maximale Moment $T = 260$ kNm bzw. $T = 175$ kNm.

Bei Variante 3 mit dem höchsten Verschweißungsgrad wurde der Versuch bis zum Versagen der Schweißnähte gefahren. Bei einer Verdrehung von $\vartheta = 7,7^\circ$ (Versuch *Arcelor 03*) bzw. $\vartheta = 4,6^\circ$ (Versuch *Peiner 03*) kam es zum abrupten gleichzeitigen Versagen von mehreren Schweißnähten. In den Diagrammen ist dies als ein schlagartiger Lastabfall zu erkennen. Das maximale Moment zu diesem Zeitpunkt lag bei $T = 560$ kNm (Versuch *Arcelor 03*) bzw. $T = 475$ kNm (Versuch *Peiner 03*).

Bei allen Varianten zeigt sich ein geringer Einfluss der Profilform der Träger von *ArcelorMittal* und *Peiner Träger*. Die Torsionssteifigkeit von Variante 1 (Versuch *Peiner 01*, Versuch *Arcelor 01*) ist im Vergleich zu Variante 2 (Versuch *Peiner 02*, Versuch *Arcelor 02*) und 3 (Versuch *Peiner 03*, Versuch *Arcelor 03*) sehr viel kleiner. Von Variante 2 zu 3 steigt die Steifigkeit nochmals an.

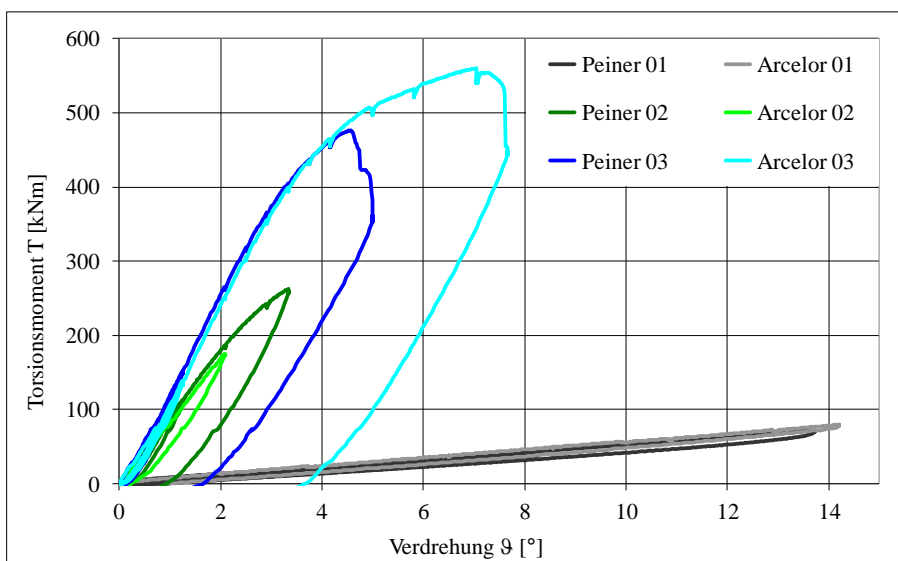


Abbildung 5.14: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm – alle Varianten

5.2.7.4 Verdrehungskurven (Neigungsmesser)

In Abbildung 5.15 sind beispielhaft für den Versuch *Peiner 02* die Torsionsmomente über den mit den Neigungsmessern gemessenen Verdrehungen entlang des Versuchskörpers an den Stellen $x = 350$ mm, $x = 6.000$ mm und $x = 11.500$ mm aufgetragen. Im Vergleich zu den Kurven, bei denen die Verdrehung aus dem Zylinderweg berechnet wurden, ist hier kein Schlupf enthalten.

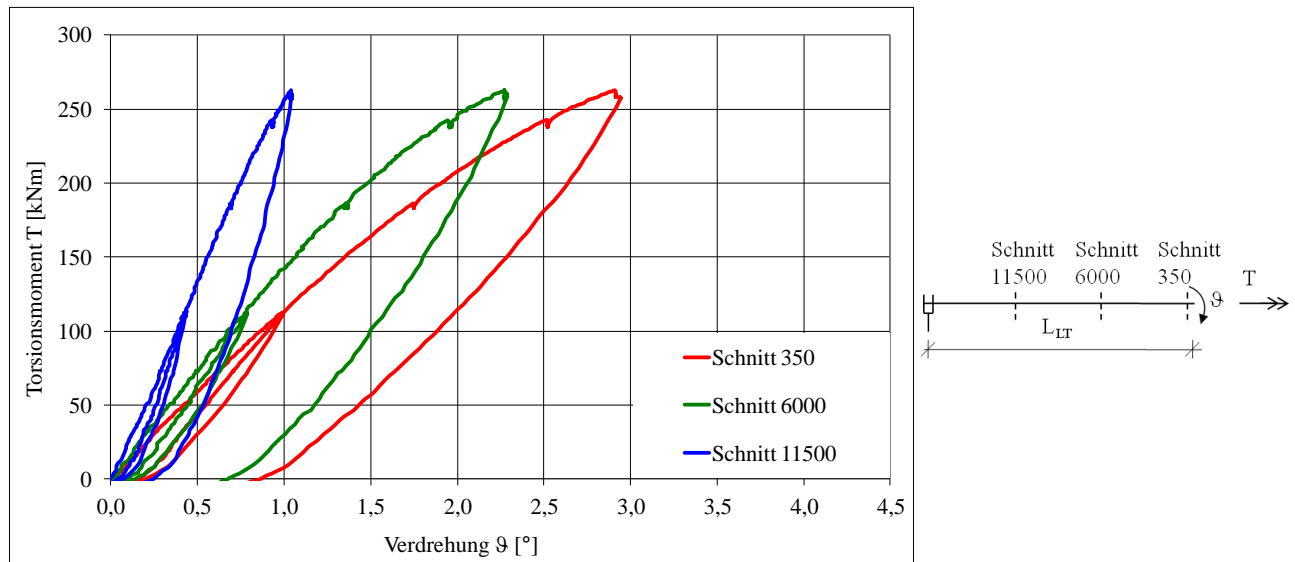


Abbildung 5.15: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm – Versuch *Peiner 02*

5.2.7.5 Vergleich der Verdrehung

In diesem Abschnitt ist ein Vergleich zwischen den unterschiedlich bestimmten Verdrehungen dargestellt. Bei der aus dem Zylinderweg berechneten Verdrehung sind Schlupfanteile aufgrund der Lasteinleitung enthalten, vgl. Abschnitt 5.2.7.2. Der Unterschied zur direkt mit dem Neigungsmesser bestimmten Verdrehung ist am Beispiel des Versuchs *Arcelor 03* in Abbildung 5.16 dargestellt. Es sind Abweichungen in der Steigung und damit in der Torsionssteifigkeit vorhanden.

In den Versuchen *Arcelor 03*, *Peiner 01*, *Peiner 02* und *Peiner 03* wurde ein Neigungsmesser direkt hinter dem Lasteinleitungsrahmen im Schnitt $x = 350$ mm angebracht, so dass die Verdrehung ϑ direkt abgelesen werden konnte. Die Ergebnisse der Neigungsmesser der Versuche *Arcelor 01* und *Arcelor 02* sind in dieser Hinsicht nur eingeschränkt aussagekräftig, da der Neigungsmesser auf dem Rahmen selbst im Schnitt $x = 200$ mm platziert war, so dass Schlupfanteile zwischen Versuchskörper und Rahmen mit aufgezeichnet wurden.

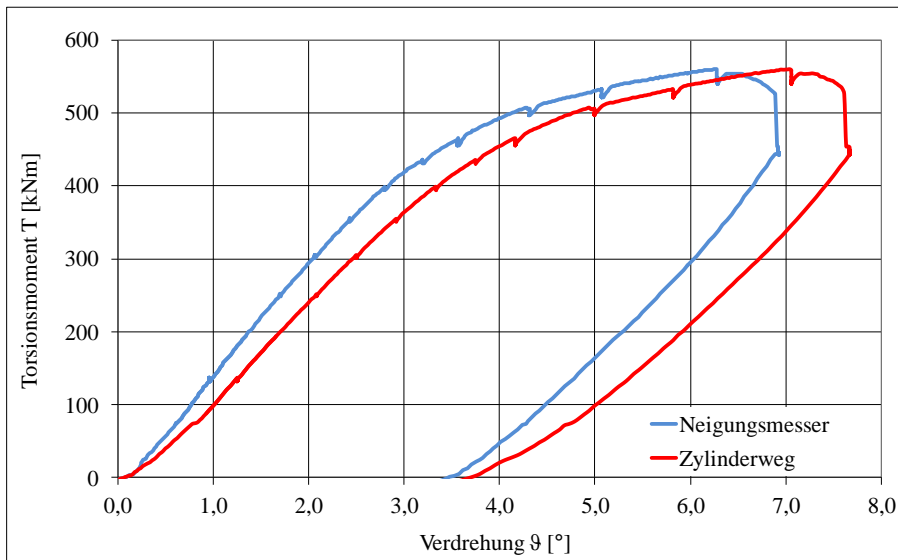


Abbildung 5.16: Vergleich der Verdrehungen aus verschiedenen Messungen (Neigungsmesser und Zylinderweg) – Versuch *Arcelor 03*

5.2.7.6 Torsionssteifigkeiten

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Torsionsmoment-Verdrehungs-Beziehungen der Versuche bezüglich der (Anfangs-) Torsionssteifigkeit zusammenfassend dargestellt, vgl. Tabelle 5.5. Die Ergebnisse beziehen sich auf die in den Versuchen gemessene Verdrehung der Neigungsmesser im Schnitt $x = 350$ mm.

Bei den Versuchen *Arcelor 01* und *Arcelor 02* stand der Neigungsmesser auf dem Rahmen im Schnitt $x = 200$ mm. Da der dadurch mitgemessene Schlupf nicht rückgerechnet werden kann, sind die Steifigkeiten der Versuche tendenziell etwas zu klein (die Werte sind deshalb in Klammern), vgl. Abschnitt 5.2.7.5.

Die Torsionssteifigkeiten der beiden Versuchskörper von *Peiner Träger* und *ArcelorMittal* können nicht direkt miteinander verglichen werden, da die Geometrie der Träger unterschiedlich war. Die Größenordnung der Torsionssteifigkeit stimmt für die Varianten jedoch überein.

Tabelle 5.3: Ergebnisse der Torsionssteifigkeiten

Versuch	Torsionssteifigkeit [kNm/°]
<i>Arcelor 01</i>	(6,0)
<i>Arcelor 02</i>	(117,5)
<i>Arcelor 03</i>	182,5
<i>Peiner 01</i>	5,0
<i>Peiner 02</i>	139,6
<i>Peiner 03</i>	189,2

5.2.7.7 Mehrmalige Belastung

Um das Verhalten, d. h. eine evtl. Änderung der Torsionssteifigkeit aufgrund von Reibungseinflüssen bei mehrmaliger Belastung und den Geschwindigkeitseinfluss der Belastung zu testen, wurde, wie in Abbildung 5.17 zu sehen ist, ein Versuch mit mehrmaliger Belastung und unterschiedlichen Geschwindigkeiten durchgeführt.

Die Kurve für die erste Belastung (rote Kurve) liegt etwas über der blauen und grünen Kurve für die zweite und dritte Belastung, die direkt aufeinander liegen. Die Unterschiede beruhen vermutlich in Schlupfanteilen in der Lagerkonstruktion. Die Steifigkeit der Kurven ist jedoch immer gleich groß.

Die Ergebnisse zeigen auch, dass die Geschwindigkeit im variierten Bereich zwischen $v = 4,8$ mm/min (Belastung 1 und 2) und $v = 9,6$ mm/min (Belastung 3) keinen Einfluss auf die Torsionssteifigkeit hat. Die Kurven zeigen bei den drei Belastungen immer die gleiche Steigung, d. h. es ist keine Änderung der Torsionssteifigkeit aufgrund von Reibungseinflüssen auszumachen.

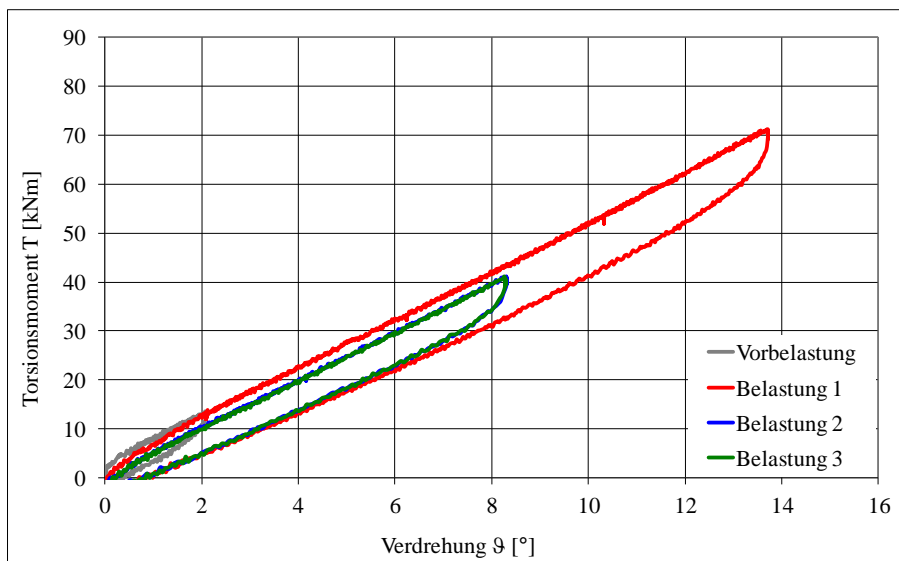


Abbildung 5.17: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm bei mehrmaliger Belastung– Versuch *Peiner 01*

5.2.7.8 Horizontale Verschiebungen (aufgrund der Verwölbung)

Abbildung 5.18 zeigt das Torsionsmoment T aufgetragen über der horizontalen Verschiebung Δu_x der beiden Träger gegeneinander in der Trägermitte für den Versuch *Arcelor 01*. Diese kommt durch die gegenseitige Verwölbung der Trägerflansche zustande und betrug am Versuchsende $\Delta u_x = 7,9$ mm. Auch bei den hier nicht dargestellten Varianten 2 und 3 betragen die Verschiebungen zwischen zwei Schweißnähten am Versuchsende zwischen $\Delta u_x = 1,5$ mm und $\Delta u_x = 5,5$ mm, je nachdem wie weit der Versuch belastet wurde.

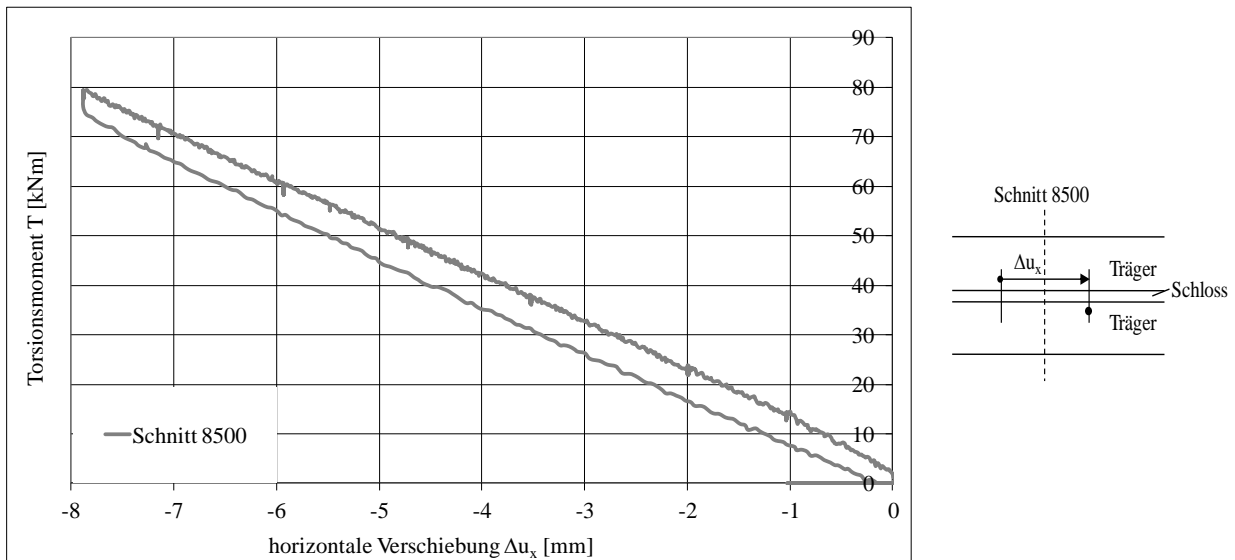


Abbildung 5.18: Torsionsmoment-horizontale Verschiebungs-Diagramm (Verwölbung) – Versuch Arcelor 01

5.2.7.9 Horizontale Verschiebungen (in der Schweißnaht)

In Abbildung 5.19 ist für den Versuch *Arcelor 03* das Torsionsmoment T über der horizontalen Verschiebung Δu_x aufgetragen. Gemessen wurde die Verformung in einer Schweißnaht ($l = 200$ mm) mit den Messpunkten am Anfang und am Ende der Naht. Vor dem Versagen traten deutliche plastische Verformungen in den Schweißnähten auf, die bei einem Torsionsmoment von $T = 560$ kNm zum Versagen der Schweißnähte führten. Die Verschiebung zu diesem Zeitpunkt betrug $\Delta u_x = 0,9$ mm. Die daraus berechnete Dehnung beträgt $\varepsilon = \Delta l / l = 0,9 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 0,45 \%$.

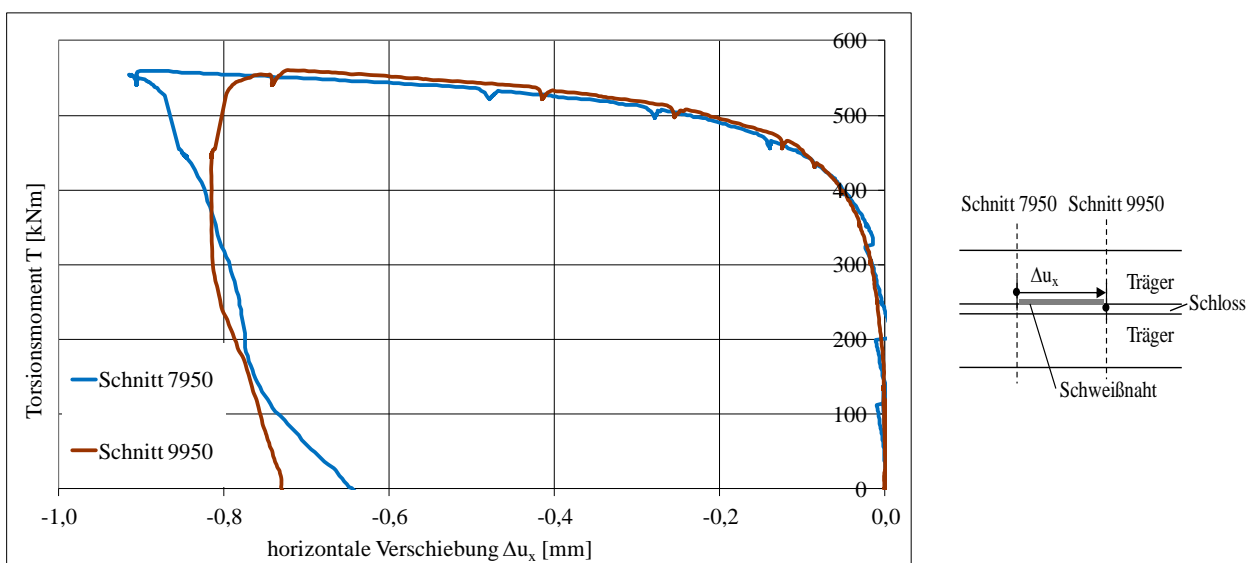


Abbildung 5.19: Torsionsmoment-horizontale Verschiebungs-Diagramm (Schweißnaht) – Versuch Arcelor 03

5.2.7.10 Versagenszustand

Während die ersten Varianten quasi nur im elastischen Bereich belastet wurden, wurde jeweils bei Variante 3 der Versuch bis zum Versagen gefahren. Dieses zeichnete sich, begleitet von einem lauten Geräusch, durch das gleichzeitige schlagartige Versagen mehrerer Schweißnähte ab, vgl. Abbildung 5.20. Der Versagenszustand ist für die hier vorgestellten Untersuchungen zur Torsionssteifigkeit jedoch nicht relevant.



Abbildung 5.20: Bild einer Schweißnaht im Versagenszustand

5.2.8 Zusammenfassung und Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

Um den Einfluss der Verschweißung auf die Torsionssteifigkeit einer Doppeltragbohle festzustellen, wurden eigene experimentellen Untersuchungen durchgeführt. Diese dienten der Validierung von numerischen Berechnungsmodellen. Getestet wurden zwei Profile unterschiedlicher Hersteller und jeweils drei verschiedene Verschweißungsvarianten.

Für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen wurde ein Versuchsaufbau entworfen und konstruiert. Mit diesem wurde das gewünschte statische System eines gabelgelagerten Einfeldträgers umgesetzt. Das Ziel, die Kraft einzuleiten, ohne die Verwölbung zu behindern, wurde erreicht, und es ist gelungen ein definiertes Torsionsmoment bis zu einer Verdrehung von ca. $\vartheta = 14^\circ$ einzuleiten. Mit einem ausführlichen Messprogramm wurden die Versuche begleitet, ausgewertet und dokumentiert.

Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss der getesteten Profile (von *Peiner Träger* bzw. *ArcelorMittal*) auf die Torsionssteifigkeit gering ist. Zwischen den Verschweißungsvarianten bestehen jedoch größere Unterschiede. D. h. die Torsionssteifigkeit steigt mit zunehmender Verschweißung deutlich an. Eine mehrmalige Belastung desselben Versuchs mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten zeigte keinen Einfluss auf die Torsionssteifigkeit. Die Auswertung der horizontalen Wegaufnahme verzeichnet eine deutliche Verwölbung zwischen den einzelnen Schweißnähten. In den Schweißnähten traten vor dem Versagen plastische Verformungen auf. Jeweils bei Variante 3 wurden die Träger bis zum Versagen belastet. Der Versagensmechanismus war gekennzeichnet durch ein gleichzeitiges schlagartiges Versagen mehrerer Schweißnähte.

Durch die experimentellen Untersuchungen an Doppeltragbohlen, die in verschiedenen Verschweißungsvarianten getestet wurden, stehen ausführliche Versuchsergebnisse zur Verfügung. Diese können für die Validierung von numerischen Modellen oder direkt verwendet werden.

5.3 Numerische Untersuchungen

5.3.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen, die im Rahmen des AiF-Projektes P 813 „Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden“ [38] durchgeführt wurden, zusammenfassend dargestellt. Voruntersuchungen dazu wurden im Rahmen einer Diplomarbeit von Just [29] durchgeführt.

Die Simulationsmodelle wurden mit dem FE-Programm *Ansys Workbench Version 13* [117] erstellt. Damit wurden materiell und geometrisch nichtlineare Berechnungen durchgeführt.

Nach einer Beschreibung des FE-Modells in Abschnitt 5.3.2 werden die in Abschnitt 5.2 vorgestellten Versuche für die verschiedenen Verschweißungsvarianten und die beiden getesteten Träger nachgerechnet. Diese dienen der Validierung der FE-Modelle. Daraufhin wird der Einfluss einzelner Parameter, wie z. B. die Torsionslänge, der Verschweißungsgrad und die Profilgröße untersucht.

Mit den Ergebnissen der Versuche und der numerischen Untersuchungen sollen weitere Erkenntnisse über die Torsionssteifigkeit der beim Bau von Kaianlagen üblicherweise eingesetzten Doppeltragbohlen in unterschiedlichen Verschweißungsgraden und Profilgrößen gewonnen werden.

5.3.2 Beschreibung des numerischen Modells

5.3.2.1 Geometrie

Die Geometrie der einzelnen Versuchskörper werden von der Herstellern *ArcelorMittal* [122] und *Peiner Träger* [121] im .dxf-Format zur Verfügung gestellt. Diese wurden gemäß den gemessenen Abmessungen modifiziert, vgl. [38]. Die Rundungsradien wurden aus Vernetzungsgründen teilweise vereinfacht durch Geraden angenähert. Die Zeichnungen wurden im CAD-Programm [118] zu Volumenkörpern zusammengesetzt und konnten so in das Programm *Ansys Workbench* [117] eingelesen werden. Dort wurden die Rahmen zur Lasteinleitung und zur Lagerung modelliert.

Abbildung 5.21 zeigt beispielhaft am Träger HZM 880 A einen Querschnitt durch das mittlere Schloss. Während Abbildung 5.21 a) einen Bereich darstellt, in dem keine Verschweißung vorhanden ist, werden die Schweißnähte in Abbildung 5.21 b) verdeutlicht. Diese wurden der aus Schliffen bekannten Geometrie der Schweißnaht nachempfunden, vgl. [39]. Im FE-Modell werden die Tragbohlen, die Schlösser und die Schweißnähte zu einem Bauteil verbunden. Somit ist keine Kontaktdefinition an den Berührungsstellen unterschiedlicher Bauteile notwendig.

Vorstudien haben ergeben, dass die äußeren Schlösser (RZU/RZD) des Trägers von *ArcelorMittal* nur einen geringen Einfluss auf die Torsionssteifigkeit haben, vgl. [29]. Zwischen Schlössern und Tragbohlen wurden deshalb keine Schweißnähte erzeugt, sondern eine direkte Verbindung zwischen den Bauteilen hergestellt (Definition als ein Bauteil).

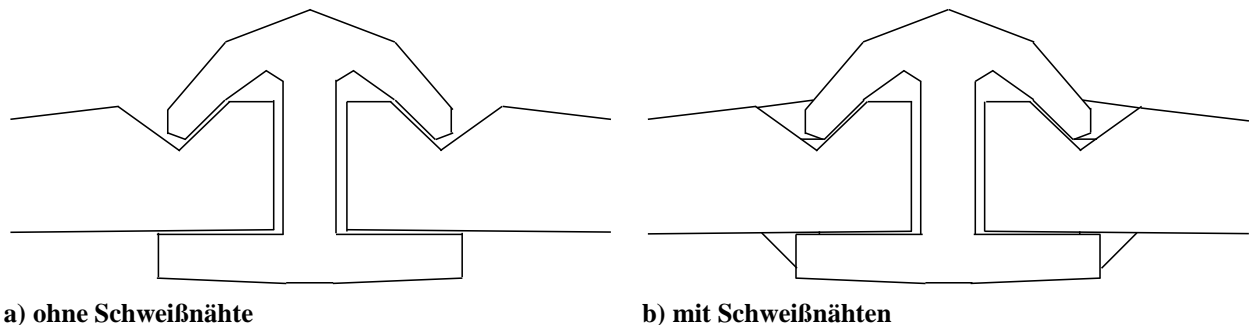


Abbildung 5.21: Querschnitt des mittleren Schlosses (HZM 880 A)

5.3.2.2 Lagerung

Die Achsen des Koordinatensystems wurde, wie in Abbildung 5.22 zu sehen ist, definiert. Die x -Richtung entspricht der Trägerlängsrichtung, die y -Richtung der horizontalen Querrichtung und die z -Richtung der vertikalen Querrichtung zum Träger.

Sowohl das verdrehbare als auch das feste Lager wurden wie im Versuch in Form von steifen Rahmen modelliert. Der Rahmen des festen Lagers ist an den Außenflächen unverschieblich gelagert, (vgl. Bezeichnung E in Abbildung 5.22). Am Rahmen des verdrehbaren Lagers wurde die Kraft eingeleitet, indem an der linken oberen und rechten unteren Außenkante eine gegenläufige Verschiebung u in y -Richtung aufgebracht wurde, vgl. Abbildung 5.22. Die Außenkanten des Rahmens wurden in x -Richtung gehalten, damit Kippen in Trägerlängsrichtung ausgeschlossen werden konnte. Starrkörperverschiebungen der Doppeltragbohle in x -Richtung wurden durch Definition von Reibkontakten zwischen dem Rahmen und der Doppeltragbohle vermieden.

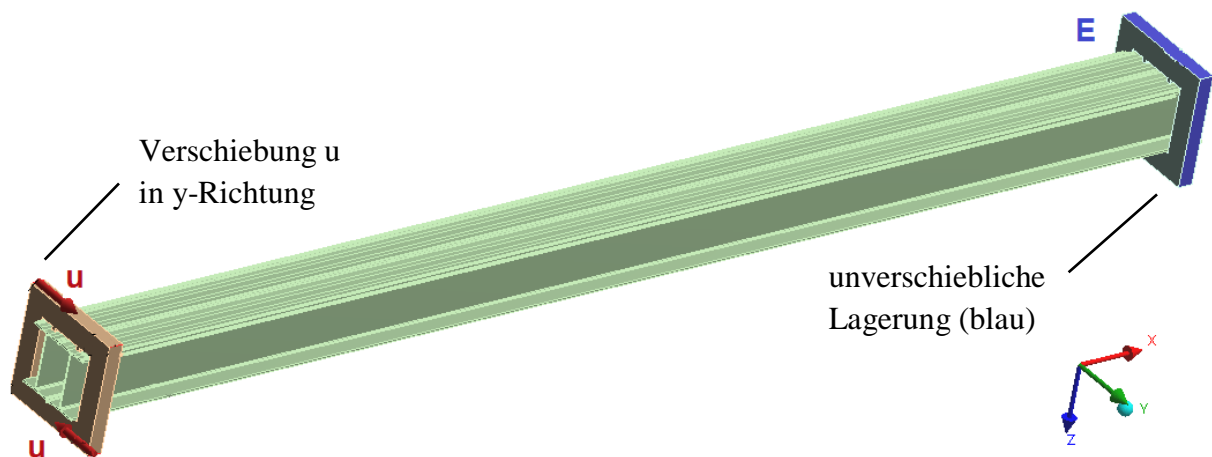


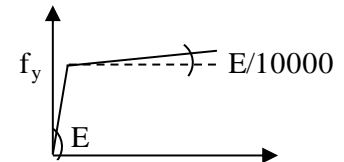
Abbildung 5.22: System und Lagerung

5.3.2.3 Material

Nach der Versuchsdurchführung wurden Zugproben gemäß DIN EN 10002-1 [17] aus den Versuchskörpern entnommen und getestet (statisch), vgl. Versuchsbericht [39]. Tabelle 5.4 zeigt die Ergebnisse der Zugversuche. Im numerischen Modell wurde ein bilineares Materialmodell gewählt. Die Steigung des plastischen Astes wurde gemäß DIN EN 1993-1-5 Anhang C6 [13] festgelegt und betrug ca. $E/10.000$.

Tabelle 5.4: Ergebnisse der Zugversuche

Versuchskörper	E-Modul [N/mm ²]	untere Streckgrenze R_{eL} [N/mm ²]
HZM 880 A	206.030	550
PSp 800	202.500	490



5.3.2.4 Kontakte

Das Modell besteht aus drei einzelnen Bauteilen. Dies sind zum einen die Doppeltragbohle, die aus H-Profilen, Schlössern und Schweißnähten besteht, und zum anderen die beiden Rahmen zur Lasteinleitung. Wie in den Versuchen werden Blöcke modelliert, die als Abstandhalter zwischen Rahmen und Tragbohle fungieren (Bezeichnung B in Abbildung 5.23). Im FE-Modell sind diese zusammen mit dem Rahmen als ein Bauteil definiert. Der horizontale seitliche Kontakt zwischen Rahmen und Tragbohle wird in Abbildung 5.23 mit A bezeichnet. Die Kontakte zwischen Tragbohle und Blöcken bzw. zwischen Tragbohle und Rahmen wurden im Versuch, um eine freie Verwölbung zu gewährleisten, mit Teflon ausgefüttert. Im numerischen Modell wird an diesen Kontaktstellen ein reibungsbehafteter Kontakt definiert. Der Reibungskoeffizient wird zu $\mu = 0,05$ gewählt.

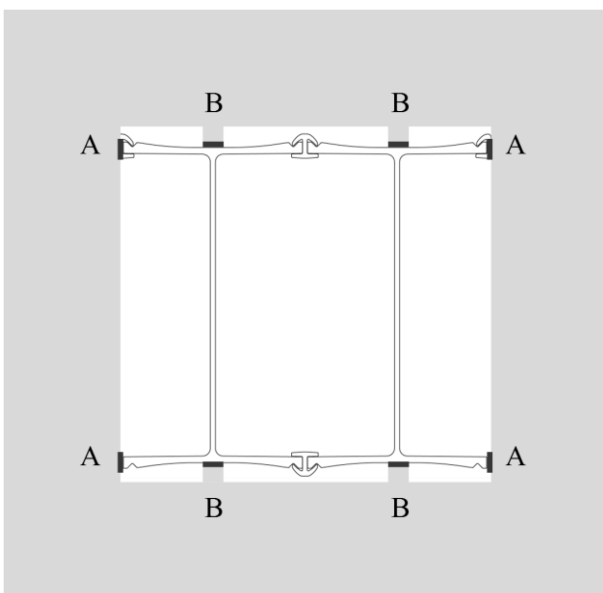


Abbildung 5.23: Kontakte zwischen Rahmen und Tragbohlen

5.3.2.5 Elemente

Das Programm *Ansys Workbench* [117] stellt eine Vielzahl an verschiedenen Elementtypen zur Auswahl. Im Modell wurden für die Volumenelemente SOLID 185 Elemente und für die Kontaktelemente CONTA 174 und TARGE 170 gewählt. Das Element SOLID 185 wird für die 3-D Modellierung von Festkörpern verwendet. Es wird durch 8 Knoten (Hexaederform) bzw. 4 Knoten (Tetraederform) mit jeweils 3 Verschiebungsfreiheitsgraden, d. h. eine Translation in x, y und z Richtung definiert und kann lineares Verformungsverhalten abbilden. Im Vergleich zu einem Element das z. B. durch 20 Knoten (Hexaederform) bzw. 10 Knoten (Tetraederform) mit jeweils 3 Verschiebungsfreiheitsgraden an den Knoten definiert ist und quadratisches Verformungsverhalten abbilden kann bietet die Verwendung des 8 bzw. 4-Knoten Elementes in Bezug auf die Rechenzeit deutliche Vorteile. Das Element TARGE 170 wird verwendet, um unterschiedliche Kontaktbereiche abbilden zu können. Aufgabe der in den Simulationen verwendeten Kontakttypen und -formulierungen ist es, ungewolltes, unphysikalisches Durchdringen von Körpern zu vermeiden, um ein möglichst wirklichkeitsnahes Deformationsverhalten des Systems abzubilden. Weitere Informationen zu den Elementtypen und deren Eigenschaften sind in [117] aufgeführt.

5.3.2.6 Vernetzung

In Abbildung 5.24 ist eine Ansicht der Vernetzung (mit Detailbildern) der Tragbohlen und der Schlösser am Beispiel des Trägers HZM 880 A dargestellt. Über die Flansch- und Stegdicke wurden jeweils mehrere Elemente gewählt, um Biegemomente auch bei linearem Spannungsverlauf innerhalb eines Einzelements, abbilden zu können. Die Elemente der Tragbohlen sind ca. 1,1 cm groß. Eine Schrägansicht des verdrehbaren Lagers ist in Abbildung 5.25 zu sehen. Der Rahmen wurde vergleichsweise grob vernetzt, da hier keine maßgebenden Einflüsse erwartet wurden. Der Einfluss der Netzfeinheit wurde untersucht, um ein ausgeglichenes Verhältnis zwischen Genauigkeit und Rechenzeit zu erzielen, vgl. [29].

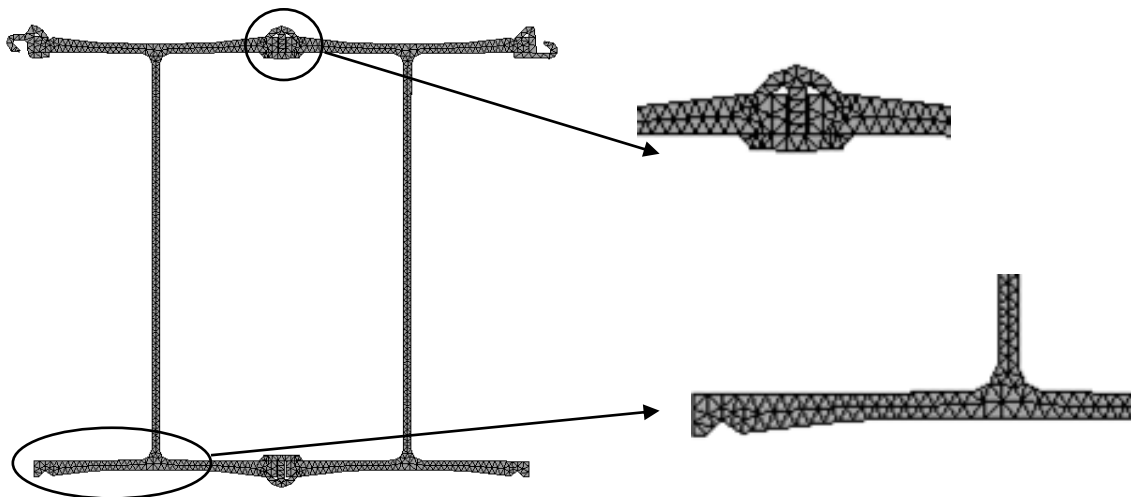


Abbildung 5.24: Ansicht der Vernetzung (HZM 880 A, sol24)

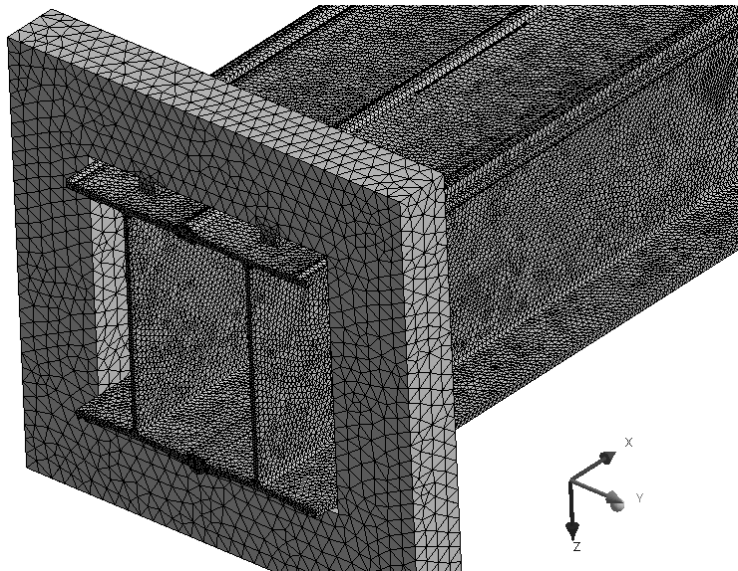


Abbildung 5.25: Schrägansicht der Vernetzung

5.3.3 Versuchsnachrechnung

5.3.3.1 Einleitung

In diesem Abschnitt wird die Nachrechnung der Versuche für die zwei Träger in den jeweils drei Verschweißungsvarianten beschrieben. Diese dient der Validierung der numerischen Modelle. Dazu werden im Folgenden die Verwölbungen, die Spannungen, die Momenten-Verdrehungs-Beziehungen und die Verdrehung über die Trägerlänge der Versuche mit denen der FE-Berechnungen verglichen. Es wird gezeigt, dass die in den Versuchen beobachteten maßgebenden Effekte im FE-Modell wiedergegeben werden.

5.3.3.2 Verwölbung (Verformung in Trägerlängsrichtung)

Die Verwölbung der Querschnitte, d. h. die Verformung in Trägerlängsrichtung x ist ein signifikanter Effekt. Zwischen den Schweißnähten, d. h. in den unverschweißten Bereichen, wird die Verformung in Trägerlängsrichtung nicht behindert. Dieser Effekt zeigt sich sowohl bei Variante 1 mit einem 16 Meter langen unverschweißten Feld als auch bei den Varianten 2 und 3 mit 90 cm bzw. 80 cm langen unverschweißten Feldern, vgl. Abbildung 5.26 und Abbildung 5.27. Bei Verschweißungsvariante 1 ist in der Mitte des Trägers eine gegenseitige Verformung zwischen den Tragbohlen im Versuch und den FE-Berechnungen von knapp einem Zentimeter vorhanden. Deutlich zu erkennen ist bei allen Varianten auch die Differenz der Verschiebungen der Tragbohlen zwischen mittlerem Schloss und den Außenflanschen, d. h. die Verwölbung der Einzelprofile. Die Verhinderung der Verwölbung durch die Schweißnähte führt an diesen Stellen zu einer Spannungskonzentration, vgl. Abschnitt 5.3.3.3.

B: sol 24 Variante 1 HZM 880 A 0% Netz0
 Verschiebungskomponente
 Type: Directional Deformation (X Axis)
 Unit: m
 Globales Koordinatensystem
 Time: 2
 17.10.2012 11:20

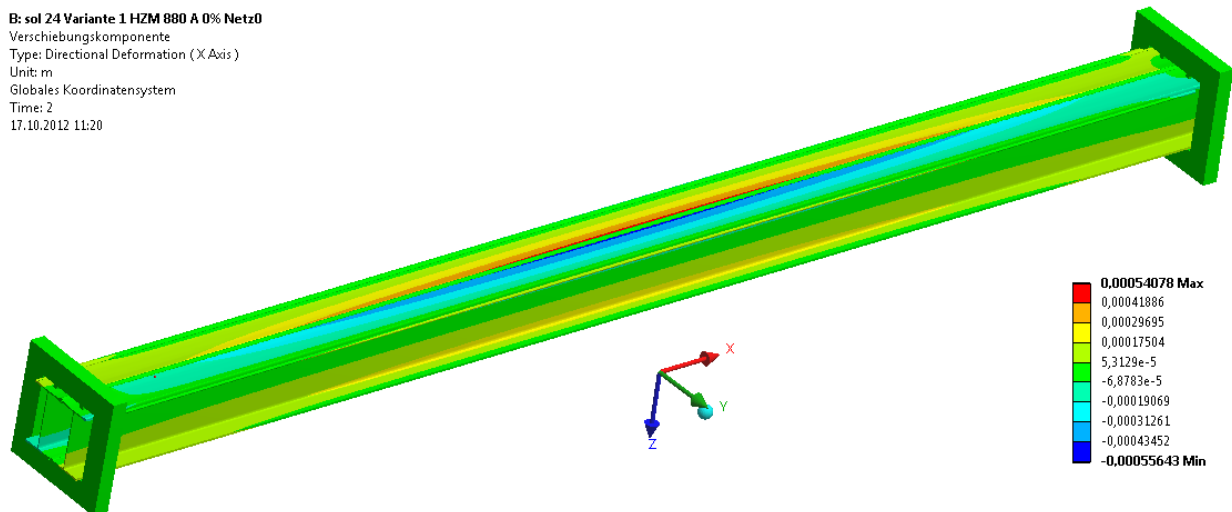


Abbildung 5.26: Verwölbung (Verformung in Trägerlängsrichtung x) – Versuch Arcelor 01

B: sol 24 Variante 2 HZM 880 A 10,5%
 Verschiebungskomponente
 Type: Directional Deformation (X Axis)
 Unit: m
 Globales Koordinatensystem
 Time: 2
 14.09.2012 15:09

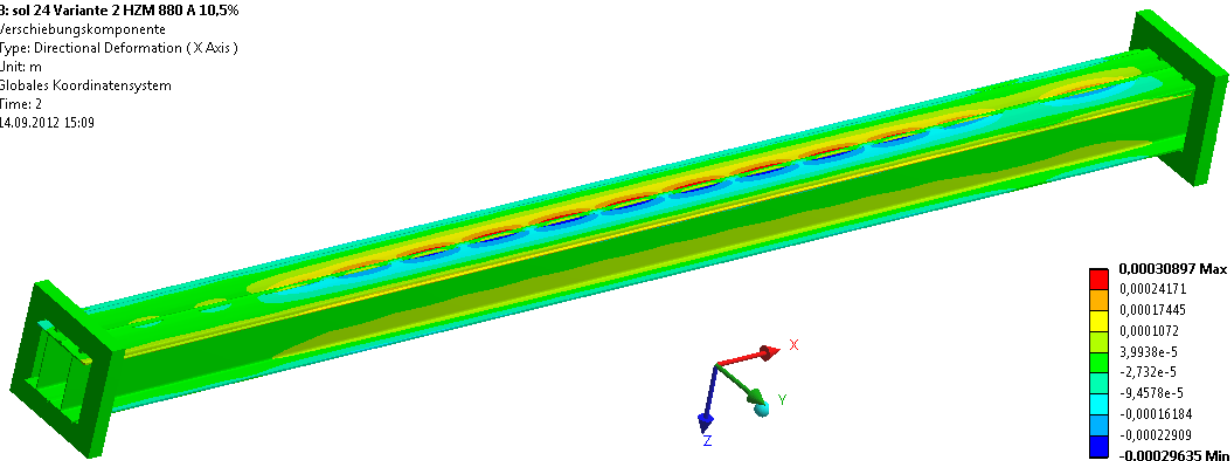


Abbildung 5.27: Verwölbung (Verformung in Trägerlängsrichtung x) – Versuch Arcelor 02

5.3.3.3 Spannungen

In Abbildung 5.28 sind die *von Mises* Vergleichsspannungen für den Versuch *Arcelor 01* zu sehen. Um die 50 cm langen Schweißnähte an den Trägerenden wird eine Spannungskonzentration deutlich.

Abbildung 5.29 zeigt die *von Mises* Vergleichsspannungen für den Versuch *Arcelor 02*. Durch die Verschweißung bildet sich abschnittsweise ein schubsteifer Kasten aus. Dies zeigt sich dadurch, dass die äußeren Flansche gegenüber dem inneren Kasten nahezu spannungsfrei sind. Die *von Mises* Vergleichsspannungen in den Tragbohlen sind im Vergleich zu denen in den Schweißnähten und den Bereichen rund um die Schweißnähte, wo eine deutlich sichtbare Spannungskonzentration stattfindet, klein. Für Variante 3 können qualitativ die gleichen Aussagen getroffen werden.

Eine weitergehende Auswertung der Spannungsbilder ist in [39] zu finden.

B: sol 24 Variante 1 HZM 880 A 0% Netz0
 Vergleichsspannung
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress
 Unit: Pa
 Time: 2
 17.10.2012 11:30

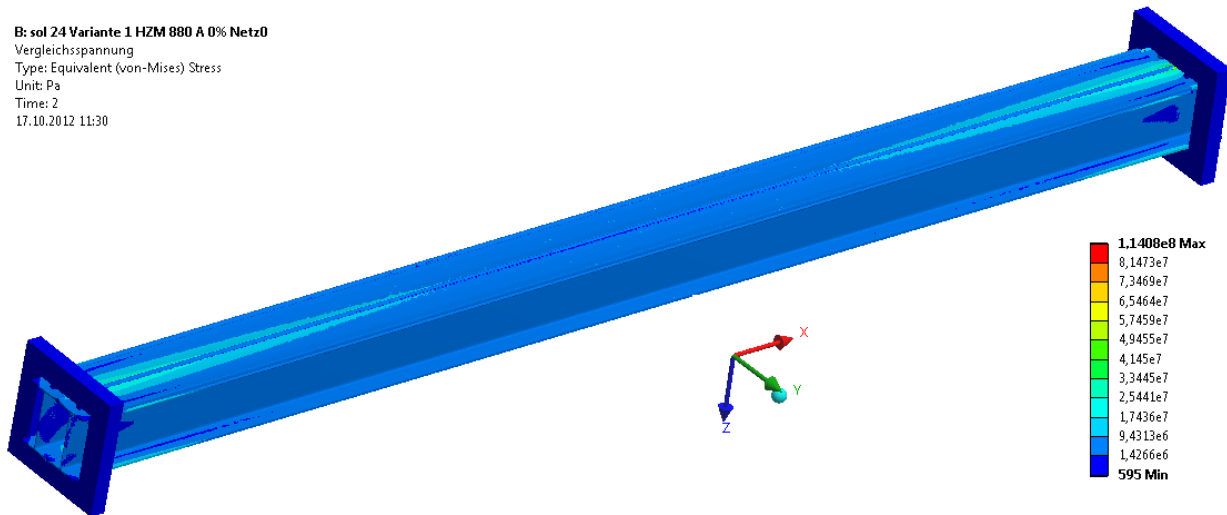


Abbildung 5.28: von Mises Vergleichsspannungen – Versuch Arcelor 01

C: sol 24 Variante 2 HZM 880 A 10,5% Netz0
 Vergleichsspannung
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress
 Unit: Pa
 Time: 2
 17.10.2012 12:01

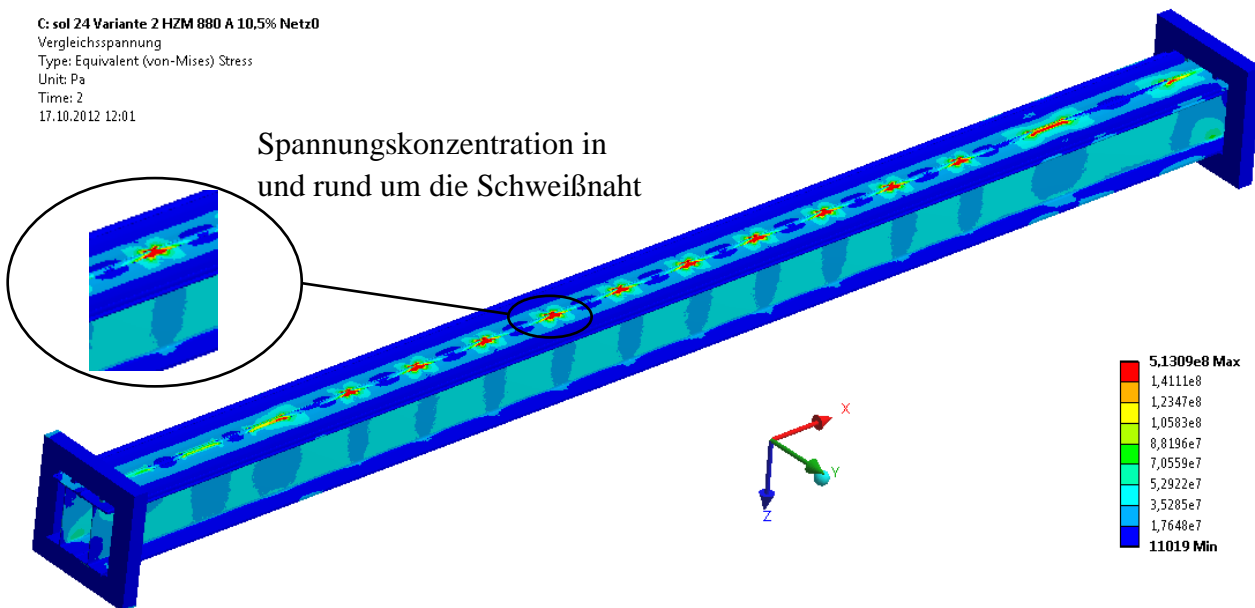


Abbildung 5.29: von Mises Vergleichsspannungen – Versuch Arcelor 02

5.3.3.4 Momenten-Verdrehungs-Beziehungen über die Trägerlänge

Die Momenten-Verdrehungs-Beziehungen über die Trägerlänge sind in Abbildung 5.30 beispielhaft für den Versuch *Peiner 02* dargestellt. Aufgetragen ist das Torsionsmoment T über die an vier (bzw. drei) Stellen gemessene Verdrehung ϑ . Der Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass die Torsionssteifigkeit in der Berechnung etwas größer als im Versuch ist. Dies ist vermutlich in (im Versuch nicht separat gemessenen) Schlupfeffekten im festen Lager begründet, vgl. auch Abschnitt 5.3.3.6. Charakteristisch für den Verlauf der Kurven ist ein elastischer Anstieg, der durch Plastizierungseffekte in den Schweißnähten flacher wird.

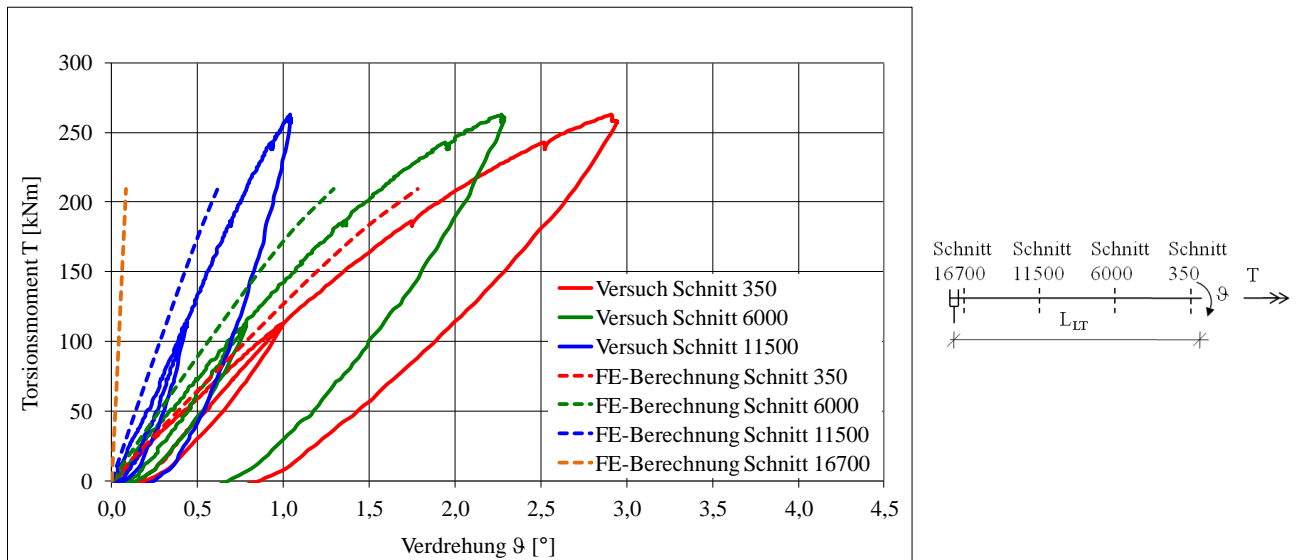


Abbildung 5.30: Vergleich der Torsionsmoment-Verdrehungs-Beziehungen über die Trägerlänge Versuch Peiner 02 – Versuch und FE-Berechnung

5.3.3.5 Vergleich der Momenten-Verdrehungs-Beziehungen

Hier werden die Momenten-Verdrehungs-Beziehungen der FE-Berechnung mit denen der Versuche verglichen. Es wird jeweils die Torsionssteifigkeit am Anfang betrachtet. Bei den Versuchen *Arcelor 01* und *Arcelor 02* war der Neigungsmesser auf dem Lasteinleitungsrahmen (im Schnitt $x = 200$ mm) platziert, so dass die Verdrehungsmessung durch den Schlupf zwischen Rahmen und Träger etwas verfälscht wurde, vgl. Abschnitt 5.2.7.5. Für die Ermittlung der Momenten-Verdrehungs-Beziehungen wird bei diesen Versuchen die Differenz der Verdrehung zwischen den Schnitten $x = 6.000$ mm und $x = 11.500$ mm gebildet. Beispielhaft dargestellt ist das Ergebnis für den Versuch *Arcelor 01* in Abbildung 5.31. Es ist eine gute Übereinstimmung in den Steifigkeiten zwischen dem Versuch und der Berechnung zu erkennen.

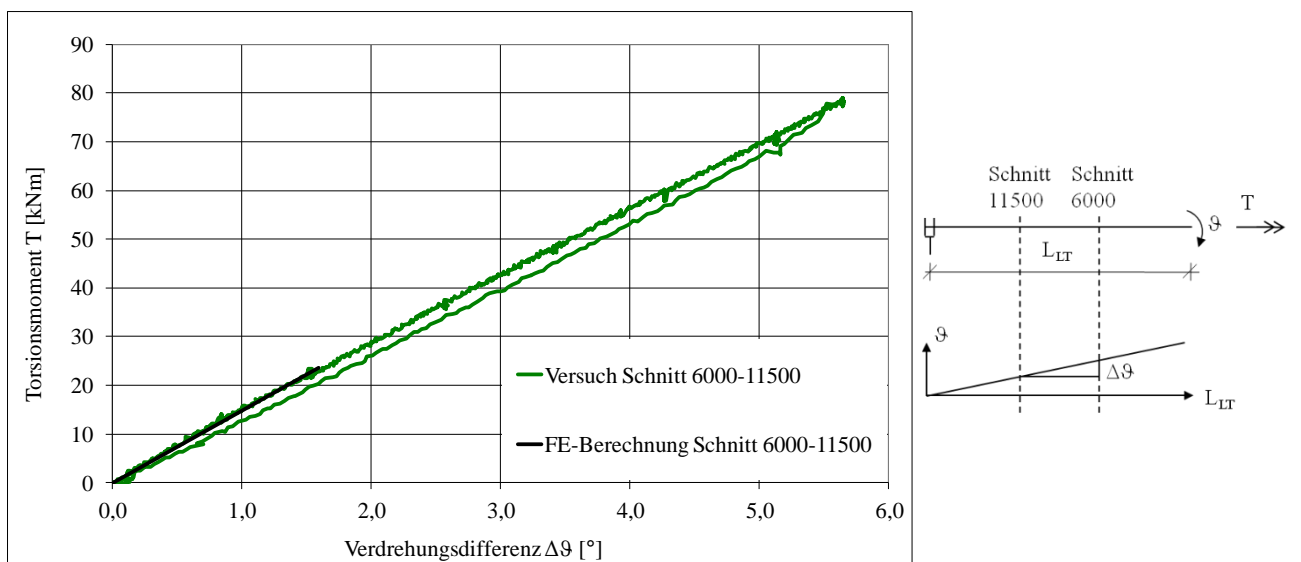


Abbildung 5.31: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm Versuch *Arcelor 01* – Verdrehungsdifferenz zwischen Schnitt 6000 und Schnitt 11500 – Vergleich Versuch und FE-Berechnung

Bei den Versuchen *Arcelor 03*, *Peiner 01*, *Peiner 02* und *Peiner 03* wird die Momenten-Verdrehungs-Beziehung auf die Verdrehung der Trägers im Schnitt $x = 350$ mm bezogen. Der anfängliche Schlupf (im festen Lager) wird vernachlässigt, indem die Kurve der FE-Berechnung parallel verschoben wird. Im FE-Modell wird die Verdrehung an der Lasteinleitungsstelle und am festen Lager bestimmt. Die Differenz entspricht der tatsächlichen Verdrehung des Trägers. So wird der Einfluss der Kontaktsteifigkeit zwischen Rahmen und Träger herausgerechnet. Exemplarisch ist in Abbildung 5.32 der Vergleich für den Versuch *Peiner 02* dargestellt.

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung in der im Versuch gemessenen und der numerisch berechneten Anfangssteifigkeit. Die Steigung der Geraden beträgt $m = 135,5$ in der FE-Berechnung und $m = 139,6$ im Versuch. Im Bereich der plastischen Verformungen verhält sich das numerische Modell im Vergleich zum Versuch etwas zu steif. Für die folgenden Untersuchungen ist dieser Bereich jedoch nicht relevant.

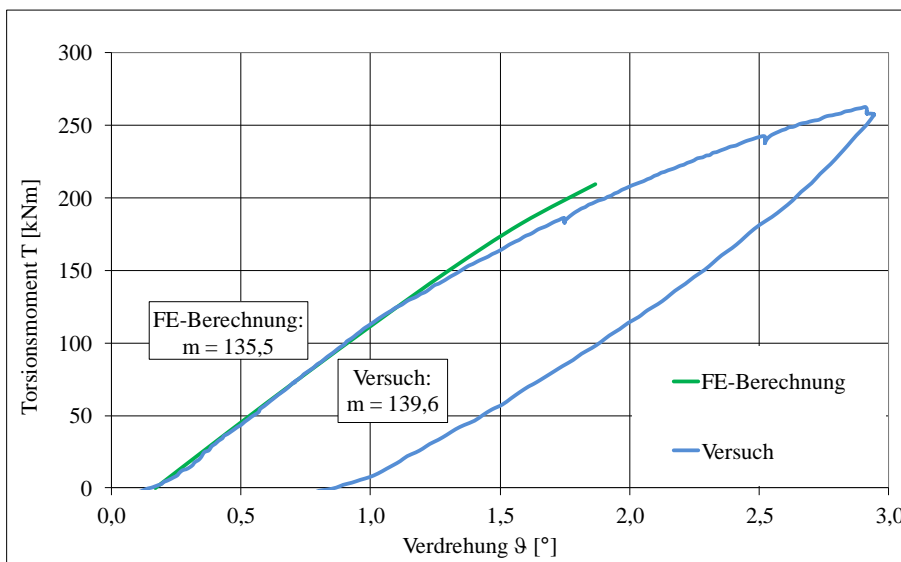


Abbildung 5.32: Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm am Kopfende Versuch *Peiner 02* – Vergleich Versuch und FE-Berechnung

In Tabelle 5.5 sind die Ergebnisse der Torsionssteifigkeiten der Versuche und der FE-Berechnungen zusammenfassend dargestellt. Für die Versuche *Arcelor 01* und *Arcelor 02* sind die Steifigkeiten der Versuche tendenziell etwas zu klein (die Werte sind deshalb eingeklammert) und es wird keine Abweichung bestimmt. Bis auf den Versuch *Peiner 01* zeigen alle berechneten Werte eine gute Übereinstimmung. Die Vergleiche der Versuche *Arcelor 03*, *Peiner 02* und *Peiner 03* bestätigen die Plausibilität des Modells für die Verschweiungsvarianten 2 und 3.

Tabelle 5.5: Vergleich der Ergebnisse der Torsionssteifigkeiten

Versuch	Torsionssteifigkeit im Versuch [kNm/°]	Torsionssteifigkeit im Modell [kNm/°]	Abweichung des Mo- dells vom Versuch [%]
<i>Arcelor 01</i>	(6,0)	6,3	*
<i>Arcelor 02</i>	(117,5)	137,6	*
<i>Arcelor 03</i>	182,5	192,4	+ 5,4
<i>Peiner 01</i>	5,0	5,7	+ 14,0
<i>Peiner 02</i>	139,6	135,5	- 2,9
<i>Peiner 03</i>	189,2	189,0	- 0,1

* nicht bestimmt, siehe Beschreibung

5.3.3.6 Verdrehung über die Trägerlänge

In Abbildung 5.33 ist beispielhaft für den Versuch *Arcelor 02* die Verdrehung über die Trägerlänge dargestellt. Auch die Stellen der Lagerung und die Lage der Schweißnähte sind in das Diagramm eingetragen. Die Verdrehung wird an den Trägerenden im Vergleich zur Trägermitte flacher, da die Doppeltragbohle dort wegen der verstärkten Verschweißung steifer ist.

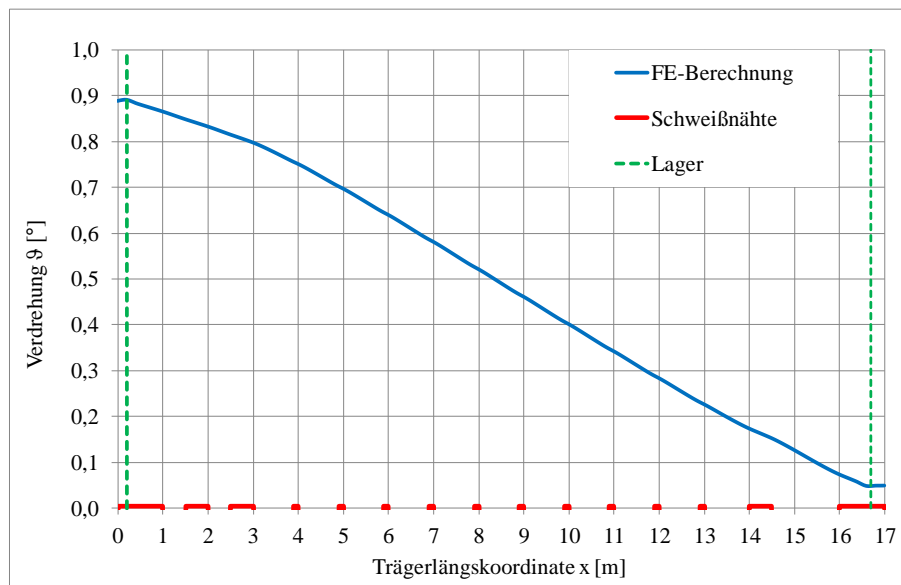
Abbildung 5.33 Verdrehung-Trägerlängskoordinaten-Diagramm – Versuch *Arcelor 02*

Abbildung 5.34 zeigt exemplarisch für den Versuch *Peiner 02* einen Vergleich der Verdrehung über die Trägerlänge zwischen den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung bei einer Verdrehung am Kopfende von $\vartheta \approx 1^\circ$ bzw. $T \approx 114$ kNm. Der Vergleich des Ergebnisses der FE-Berechnung mit denen des Versuchs zeigt, dass die Kurve des FE-Modells unterhalb der Messpunkte des Versuchs liegt.

Dies liegt vermutlich am im Versuch vorhandenen Schlupf im festen Lager. Das FE-Modell bildet jedoch die Verdrehung über die Trägerlänge qualitativ gut ab. Dies zeigt die parallel nach oben verschobene Kurve der FE-Berechnung. Die Differenzen können z. B. aus ungleichmäßiger Verschweißung, Vorverformungen durch die Vorbelastung oder Imperfektionen im Träger stammen.

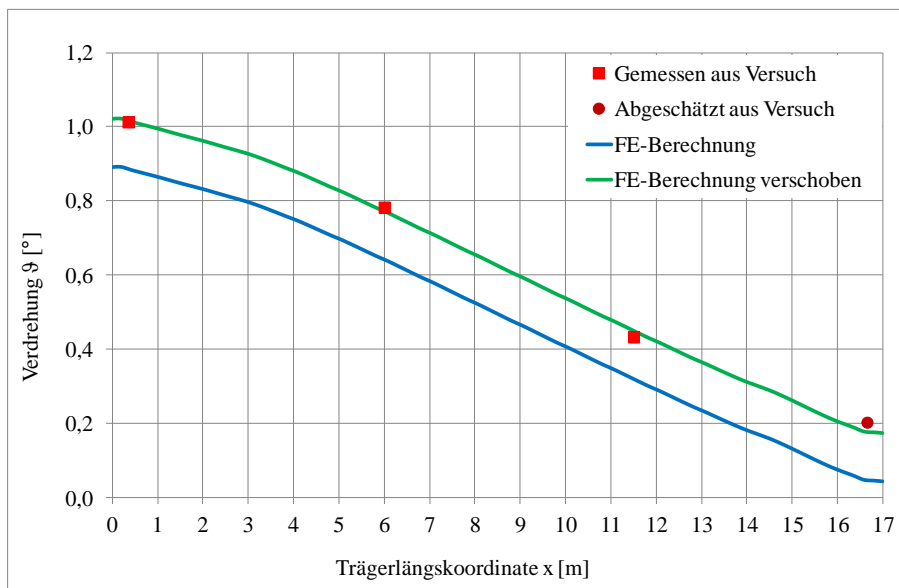


Abbildung 5.34: Verdrehung-Trägerlängskoordinaten-Diagramm – Versuch Peiner 02 – Vergleich Versuch und FE-Berechnung

5.3.3.7 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurde die Validierung des numerischen Modells für die zwei Träger in den drei Verschweißungsvarianten mittels der Versuchsnachrechnung beschrieben. Es zeigt sich, dass das FE-Modell die Versuche im Bezug auf das Verformungsverhalten (die Verwölbung), die Spannungsverteilung, die Momenten-Verdrehungs-Beziehungen und die Verdrehung über die Trägerlänge gut abbildet. Es ist somit validiert und wird im Folgenden für eine Parameterstudie genutzt. Einige Ergebnisse können nur eingeschränkt miteinander verglichen und bewertet werden, da der Schlupf im festen Lager in den Versuchen nicht erfasst wurde. Im Bereich der plastischen Verformungen verhält sich das numerische Modell im Vergleich zum Versuch etwas zu steif. Für die folgenden Untersuchungen ist dieser Bereich jedoch nicht relevant.

5.3.4 Parameterstudie

5.3.4.1 Einleitung

Mit dem anhand der Versuchsnachrechnung validierten FE-Modell wurde der Einfluss der Trägerlänge, des Verschweißungsgrads und der Profilgröße auf die Torsionssteifigkeit untersucht. Dazu wurde zunächst ein Referenzträger definiert. Die Untersuchung der Torsionslänge (die Torsionslänge entspricht der Länge zwischen den Gabellagerungen) diente der Bestätigung der Anwendbarkeit der *2. Bredt'schen Formel* auf den vorliegenden Fall einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle. Mit zunehmendem Verschweißungsgrad steigt die Torsionssteifigkeit an. Um den Verlauf zu ermitteln, wurden Berechnungen mit verschiedenen Verschweißungsgraden innerhalb eines 1-m-Rasters vorgenommen. Die Übertragbarkeit auf andere bei Kaianlagen eingesetzte Profilgrößen wurde durch eine Vergleichsrechnung überprüft.

5.3.4.2 Definition eines Referenzträgers für die Parameterstudie

Zunächst wird ein Referenzträger definiert. Nachdem sich herausgestellt hat, dass die äußeren Schlossprofile praktisch keinen Einfluss auf die Torsionssteifigkeit einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle haben [29], werden diese nicht weiter betrachtet. Außerdem wird die Randverschweißung reduziert. Sie beträgt an beiden Trägerenden innen und außen jeweils 30 cm.

Um den Einfluss der Randverschweißung zu überprüfen, wurde ein Vergleich auf der Basis der Versuchsnachrechnung für den Versuch *Arcelor 02* und den Referenzträger vorgenommen. Bei beiden Modellen betrug die freie Trägerlänge (die freie Länge entspricht der Länge ohne Randverschweißung) $L_{frei} = 16,50$ m. Unterschiedlich ist nur die Randverschweißung. Diese ist zum einen wie bei Variante 2 ausgeführt, zum anderen wurde eine Randverschweißung von 30 cm angesetzt. Der Einfluss zeigt sich in diesem Fall in der um ca. 15 % geringeren Torsionssteifigkeit der Doppeltragbohle beim Referenzträger im Vergleich zur Versuchsnachrechnung, vgl. [38]. D. h. der Einfluss der Randverschweißung bei gleicher freier Trägerlänge und gleichem Verschweißungsgrad des Referenzträgers beträgt für den Versuch *Arcelor 02* Fall etwa 15 %.

Die freie Trägerlänge in der Parameterstudie beträgt $L_{frei} = 18$ m, weil das für die Variation des Verschweißungsmusters günstiger ist als $L_{frei} = 16,50$ m (wie im Versuch). Für den Referenzträger wird der Verschweißungsgrad zu 10% gewählt mit dem Verschweißungsmuster *10/90* (10 cm Nahtlänge und 90 cm Feldlänge).

In der Versuchsnachrechnung wurden die Materialparameter der Zugversuche verwendet, vgl. Abschnitt 5.3.2.3. Für die Parameterstudie wird mit $f_y = 430$ N/mm² die Streckgrenze der Stahlgüte S 430 GP verwendet. Der E-Modul wurde auf $E = 210.000$ N/mm², der Schubmodul zu $G = 8.100$ N/mm² festgelegt. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve des Materials wurde wie zuvor bilinear mit einer Steigung von $E/10.000$ im plastischen Bereich gewählt.

5.3.4.3 Einfluss der Torsionslänge

Zunächst wird der Einfluss der Torsionslänge, also der Länge zwischen der Mitte der Lasteinleitung und der Mitte der Lagerung, untersucht. Ziel ist es, die Anwendbarkeit der 2. *Bredt'schen Formel* für einen teilverschweißten Träger zu überprüfen. Diese ist in Gleichung (5.3) wiedergegeben.

$$\vartheta = \frac{T \cdot L}{GI_T} \rightarrow T' = \frac{T}{\vartheta} = GI_T \cdot \frac{1}{L} \quad (5.3)$$

ϑ	Verdrehung [°]
T	Torsionsmoment [kNm]
L	Torsionslänge (Länge zwischen den Gabellagerungen) [cm]
G	Schubmodul [kN/cm ²]
I_T	Torsionsträgheitsmoment [cm ⁴]
T'	Torsionssteifigkeit [kNm/°]

Die mit dem FE-Modell des Referenzträgers berechneten Torsionssteifigkeiten sind in Tabelle 5.6 aufgeführt. Diese wurden numerisch für verschiedene Torsionslängen mit einem Verschweißungsgrad von 10 % (10 cm / 100 cm) untersucht. Die Torsionssteifigkeit T' entspricht der Steigung des elastischen Astes der Momenten-Verdrehungs-Kurve.

Tabelle 5.6: Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit von der Torsionslänge

Torsionslänge L [m]	Torsionssteifigkeit T' [kNm/°]
10,20	190,9
16,50	117,3
18,20	105,6
24,20	78,9

In Abbildung 5.35 ist ein Torsionssteifigkeit-Torsionslängen-Diagramm dargestellt. In diesem sind die Werte aus Tabelle 5.6 wiederzufinden. Die an die berechneten Werte angenäherte Kurve (potenzielle Regression) zeigt eine Abhängigkeit der Form $T' = a \cdot 1/L$, wobei a eine Konstante ist. Gleichung (5.4) legt diese für den Träger HZM 880 A ohne Randschlösser mit einem Verschweißungsmuster von 10/90 (10 cm Nahtlänge und 90 cm Feldlänge) fest.

$$T' = 1.936,9 \cdot \frac{1}{L} \quad (5.4)$$

T' Torsionssteifigkeit [kNm/°]

L Torsionslänge [m]

Mithilfe der 2. *Bredt'schen Formel*, die umgeformt und nach T/ϑ aufgelöst ebenfalls die Form $T' = a \cdot 1/L$ aufweist (vgl. Gleichung (5.3), lässt sich nun ein Torsionsträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad des Trägers berechnen ($a = GI_{T,mod}$). Die Anwendbarkeit der 2. *Bredt'schen Formel* mit einer modifizierten Torsionssteifigkeit $GI_{T,mod}$ gilt somit für diesen Fall als gewährleistet.

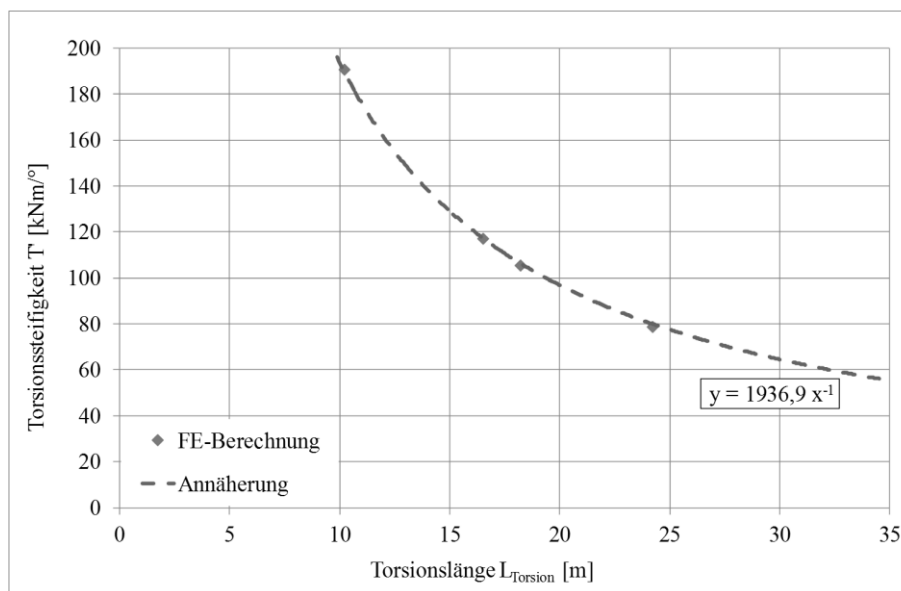


Abbildung 5.35: Einfluss der Torsionslänge des Referenzträgers auf die Torsionssteifigkeit

5.3.4.4 Einfluss des Verschweißungsgrades

Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass die Torsionssteifigkeit T' bei gleichem Verschweißungsgrad mit einem feineren Verschweißungsmuster größer ist als mit einem gröberen Muster, vgl. Forschungsbericht [38]. Derzeit in der Praxis angewandte Verschweißungsmuster beruhen entweder auf einem 1-m-Raster (gemäß Herstellerangaben und EAU [74]) oder auf einem ca. 2-m-Raster (Vorgabe der HPA), vgl. Abschnitt 5.2.3.1.

In diesem Abschnitt wird die Torsionssteifigkeit für unterschiedliche Verschweißungsgrade im 1-m-Raster am oben beschriebenen Referenzträger bestimmt. In Tabelle 5.7 sind der Verschweißungsgrad, die zugehörige Torsionssteifigkeit und der verschweißungsgradabhängige Faktor η nach Gleichung (5.12) aufgeführt. Die Herleitung des Faktors η wird in Abschnitt 5.4.2.4 beschrieben. Bei der Berechnung wurden als Querschnittswerte $I_{T,E,HZM880A} = 435 \text{ cm}^4$ für die Einzeltragbohle und $I_{T,D,HZM880A} = 341.730 \text{ cm}^4$ für die Doppeltragbohle verwendet. Die Ergebnisse

zeigen einen Anstieg der Torsionssteifigkeit und des verschweißungsgradabhängigen Faktors η mit zunehmendem Verschweißungsgrad.

Die aus diesen Werten gebildete Torsionssteifigkeits-Verschweißungsgrad-Beziehung ist in Abbildung 5.36 dargestellt. Der Verlauf ähnelt einer logarithmischen Funktion. Der aus der Torsionssteifigkeit berechnete verschweißungsgradabhängige Faktor η steigt mit zunehmendem Verschweißungsgrad an. Im Bereich kleiner Verschweißungsgrade ist der Steifigkeitszuwachs größer als im Bereich größerer Verschweißungsgrade.

Tabelle 5.7: Torsionssteifigkeit des Referenzträgers mit Verschweißung im 1-m-Raster

Verschweißungsgrad (verschweißt/unverschweißt) [cm/cm]	Torsionssteifigkeit T^c [kNm/°]	Faktor η [-]
1 / 99	48,7	0,18
5 / 95	76,6	0,29
10 / 90	105,6	0,40
15 / 85	128,5	0,48
20 / 80	146,7	0,55
25 / 75	161,6	0,61
50 / 50	209,4	0,79
75 / 25	235,4	0,89
100 / 0	254,4	0,96

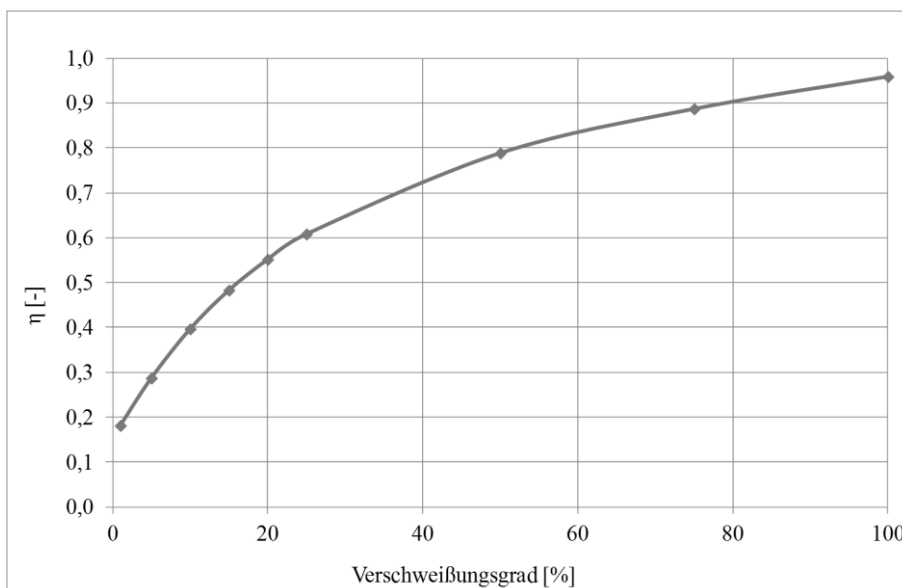


Abbildung 5.36: Einfluss des Verschweißungsgrades auf den Faktor η (HZM 880 A) – Ergebnisse der FE-Berechnungen am Referenzträger mit Verschweißung im 1 m Raster

5.3.4.5 Einfluss der Profilgröße

Um den Einfluss der Profilgröße zu untersuchen, werden Berechnungen am Referenzträger mit zwei HZM 1080 D Profilen, statt wie bisher mit HZM 880 A Profilen, vorgenommen. Untersucht wird, ob durch die Profilgröße (größere Torsionssteifigkeit), ein Einfluss bezüglich des Faktors η vorhanden ist.

In Tabelle 5.8 ist der Verschweißungsgrad, die Torsionssteifigkeit und der daraus resultierende verschweißungsgradabhängige Faktor η gemäß Gleichung (5.12) für die Profile HZM 880 A und HZM 1080 D aufgelistet. Bei der Berechnung des Wertes η wurden als Querschnittswerte $I_{T,E,HZM1080D} = 1.100 \text{ cm}^4$ für die Einzeltragbohle und $I_{T,D,HZM1080D} = 659.146 \text{ cm}^4$ für die Doppeltragbohle angesetzt.

Die berechneten Torsionssteifigkeiten für unterschiedliche Verschweißungsgrade der Doppeltragbohle aus HZM 1080 D Profilen sind erwartungsgemäß deutlich größer als die Werte der Doppeltragbohle aus HZM 880 A Profilen (ca. doppelt so groß). Die Werte des verschweißungsgradabhängigen Faktors η unterscheiden sich nur geringfügig (5 % - 10%).

Tabelle 5.8: Einfluss der Profilgröße (HZM 880 A und HZM 1080 D) auf die Torsionssteifigkeit T' und den Faktor η

Verschweißungsgrad (verschweißt/ unverschweißt) [cm/cm]	Torsions- steifigkeit T' HZM 1080 D [kNm/°]	Torsions- steifigkeit T' HZM 880 A [kNm/°]	Faktor η HZM 1080 D [-]	Faktor η HZM 880 A [-]
1 / 99	88,7	48,7	0,17	0,18
10 / 90	207,4	105,6	0,40	0,40
20 / 80	298,9	146,7	0,58	0,55
100 / 0	544,4	254,4	1,06	0,96

In Abbildung 5.37 werden die in Tabelle 5.8 aufgeführten Werte der verschweißungsgradabhängigen Faktoren η der beiden Profile HZM 880 A und HZM 1080 D bildlich dargestellt. Der Vergleich zwischen den Profilen zeigt eine ähnliche Form der Verläufe. Die Werte der beiden Berechnungen für 1 % (1/99) und 10 % (10/90) Verschweißung stimmen sehr gut miteinander überein. Mit steigendem Verschweißungsgrad steigt die Kurve des HZM 1080 D etwas stärker an als die des HZM 880 A.

Für größere Profile liegt die Anwendung des aus den Berechnungen mit dem Profil HZM 880 A erstellten Kurven auf der sicheren Seite. Für kleinere Profile wurde der Verlauf nicht untersucht, da das HZM 880 A das kleinste hergestellte Profil in dieser Bauweise ist. Die Kurve für das HZM 880 A ist somit für Profile ab der Größe des HZM 880 A bzw. PSp 800 anwendbar.

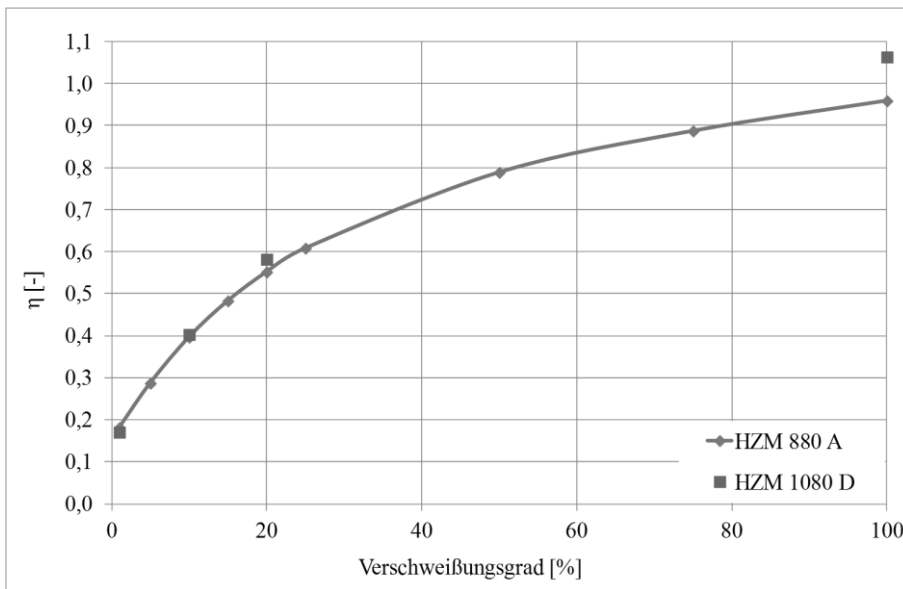


Abbildung 5.37: Einfluss des Verschweißungsgrades auf den Faktor η - Profilgröße (HZM 880 A und HZM 1080 D) – Ergebnisse der FE-Berechnungen am Referenzträger mit Verschweißung im 1 m Raster

5.3.4.6 Zusammenfassung

Mit dem anhand der Versuchsnachrechnung validierten FE-Modell wurden verschiedene Parameterstudien durchgeführt. Darin wurden der Einfluss der Torsionslänge, des Verschweißungsgrads und der Profilgröße auf die Torsionssteifigkeit in Stichprobenberechnungen untersucht.

Als Resultat der Untersuchung des Einflusses der Torsionslänge wurde die Anwendbarkeit der *2. Bredt'schen Formel* mit einer modifizierten Torsionssteifigkeit $GI_{T,mod}$ für den vorliegenden Fall einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle bestätigt.

Der Verlauf des Anstiegs der Torsionssteifigkeit bei zunehmendem Verschweißungsgrad wurde ermittelt. Dafür wurden unterschiedliche Schweißnahtlängen innerhalb eines 1-m-Raster untersucht. Aus den Ergebnissen für die Torsionssteifigkeit wurde der verschweißungsgradabhängige Faktor η berechnet. Der Verlauf ähnelt einer logarithmischen Funktion.

Die bisherigen Untersuchungen wurden an den bei Kaianlagen kleinsten eingesetzten Profilen HZM 880 A und PSp 800 Profilen durchgeführt. Die Übertragbarkeit auf andere Profilgrößen wurde durch eine Vergleichsrechnung an einem HZM 1080 D Profil überprüft. Dieses ist das derzeit größte hergestellte Profil für Tragbohlen. Der verschweißungsgradabhängige Faktor η ist für dieses Profil etwas größer. Die Stichprobenberechnungen deuten darauf hin, dass die für das Profil HZM 880 A ermittelte Kurve für den verschweißungsgradabhängigen Faktor η auf größere Profile ausgeweitet werden kann.

5.3.5 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden numerische Untersuchungen vorgestellt, mit denen der Einfluss der Verschweißung auf die Torsionssteifigkeit von teilweise verschweißten Doppeltragbohlen ermittelt wurde. Dazu wurde zunächst ein FE-Modell erstellt und bezüglich der verwendeten Geometrie, der Lagerung, des Materials, der Kontakte, der Elemente und der Vernetzung beschrieben.

Das FE-Modell wurde mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen validiert. Die Nachrechnung der Versuche zeigt sowohl bei den Verwölbungen, als auch bei den Spannungsbildern plausible Ergebnisse. Bezüglich der Torsionssteifigkeiten und der Verdrehung über die Trägerlänge wurde eine gute Übereinstimmung zwischen FE-Berechnungen und den Versuchen erzielt.

Eine Parameterstudie wurde durchgeführt, um die Einflüsse der Torsionslänge, des Verschweißungsgrads und der Profilgröße zu untersuchen. Die Anwendbarkeit der *2. Bredt'schen Formel* mit einer modifizierten Torsionssteifigkeit $GI_{T,mod}$ wurde für den vorliegenden Fall einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle überprüft. Auf dieser Annahme beruht der in Abschnitt 5.4 vorgestellte Ansatz für das Kriterium der Verdrehsteifigkeit.

Es wurden Berechnungen durchgeführt, um für unterschiedliche Verschweißungsgrade Torsionssteifigkeiten zu ermitteln. Über die Berechnung des verschweißungsgradabhängigen Faktors η kann (mit Hilfe des nächsten Abschnitts) Verdrehsteifigkeit für die Doppeltragbohle nachgewiesen werden.

Stichprobenberechnungen mit dem größten handelsüblichen Profil HZM 1080 D im Vergleich zur Profilgröße HZM 880 A deuten darauf hin, dass die Ergebnisse des verschweißungsgradabhängigen Faktors η für das Profil HZM 880 A auf größere Profilgrößen übertragbar sind.

Durch die experimentellen und numerischen Untersuchungen stehen Erkenntnisse des Verhaltens einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle unter Torsionsbeanspruchung zur Verfügung.

5.4 Kriterium für ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung für die Doppeltragbohle

5.4.1 Allgemeines

Beim Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 und Anhang B [11] ist die Entscheidung zu treffen, ob diese zu den verdrehweichen oder verdrehsteifen Querschnitten zuzuordnen ist. Für Verdrehsteifigkeit können die Nachweise (Gleichungen (3.18) und (3.19)) vereinfacht werden.

Die Verdrehsteifigkeit einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle ist abhängig vom Verschweißungsgrad und lässt sich durch eine Handrechnung nicht erfassen. Deshalb wurden Versuche durchgeführt, mit denen die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad bestimmt wurde, vgl. Abschnitt 5.2. Daraufhin wurde ein FE-Modell mit den Versuchsergebnissen validiert, vgl. Abschnitt 5.3 und systematische Untersuchungen durchgeführt, um einzelne Parameter gezielt zu untersuchen.

In diesem Abschnitt wird ein Verfahren entwickelt, um anhand der Ergebnisse der Versuche und der FE-Berechnungen die Zuordnung der Doppelbohle zu den verdrehweichen oder verdrehsteifen Querschnitten vornehmen zu können. Hierzu wird der Begriff des effektiven Torsionsträgheitsmoments eingeführt. Durch den Vergleich mit dem aus dem Nachweisformat gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 und Anhang B [11] hergeleiteten erforderlichen Torsionsträgheitsmoment kann eine entsprechende Einordnung zu den verdrehweichen oder verdrehsteifen Querschnitten vorgenommen werden.

5.4.2 Effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle

5.4.2.1 Bettungsabhängig modifiziertes Torsionsträgheitsmoment

Zunächst wird eine Steigerung der Tragfähigkeit über die Berücksichtigung der Bodenbettung vorgenommen. Das bettungsabhängig modifizierte Torsionsträgheitsmoment $I_{c,\vartheta}$ kann z. B. nach *Roik et al.* [60] bestimmt werden, vgl. Abschnitt 3.5.2.1 Gleichung (3.28). Dieses ist in Gleichung (5.5) noch einmal aufgeführt.

$$I_{c,\vartheta} = I_T + c_\vartheta \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G} \quad (5.5)$$

$I_{c,\vartheta}$	bettungsabhängig modifiziertes Torsionsträgheitsmoment [cm ⁴]
I_T	Torsionsträgheitsmoment des Einzelprofils [cm ⁴]
c_ϑ	Drehfedersteifigkeit ($c_\vartheta = 0$ bei Bettung über eine Teillänge) [kN/°]
L	Länge des herausgelösten Stabes [cm]
G	Schubmodul [kN/cm ²]

5.4.2.2 Definition des effektiven Torsionsträgheitsmoments

Für die teilweise verschweißte Doppeltragbohle kann das Torsionsträgheitsmoment I_T rechnerisch derzeit mit keiner geschlossenen Formel bestimmt werden. Dieses liegt zwischen demjenigen der Einzel- und dem einer vollverschweißten Doppeltragbohle und wird im Folgenden als $I_{T,VSG}$, d. h. als verschweißungsgradabhängiges Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle bezeichnet. Das Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle, das sowohl den Einfluss der Bettung (über die gesamte Länge der Tragbohle), als auch die Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad berücksichtigt, wird als effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,eff}$ bezeichnet. Es ergibt sich Gleichung (5.6).

$$I_{T,eff} = I_{T,VSG} + c_{\vartheta} \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G} \quad (5.6)$$

$I_{T,eff}$ Effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle [cm^4]

$I_{T,VSG}$ Verschweißungsgradabhängiges Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle [cm^4]

5.4.2.3 Verschweißungsgradabhängiges Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle

Als Ergebnis aus Versuchen bzw. FE-Berechnungen wird die Torsionssteifigkeit C_{VSG} bestimmt, die unter anderem vom Verschweißungsgrad abhängig ist. Sie ist definiert als Torsionsmoment T dividiert durch die zugehörige Verdrehung ϑ , vgl. Gleichung (5.7).

$$C_{VSG} = \frac{T}{\vartheta} \quad (5.7)$$

C_{VSG} Torsionssteifigkeit [$\text{kNm}/^\circ$]

T Torsionsmoment [kNm]

ϑ Verdrehung [rad]

Mit der 2. *Bredt'schen Formel* für die Verdrehung eines Torsionsstabes, vgl. z. B. [53], [55], folgt durch Einsetzen des verschweißungsgradabhängigen Torsionsträgheitsmoments der Doppeltragbohle $I_{T,VSG}$ Gleichung (5.8). Die Gültigkeit wurde für die teilweise verschweißte Doppeltragbohle durch die in Abschnitt 5.3.4.3 beschriebenen numerischen Berechnungen überprüft.

$$\vartheta = \frac{T \cdot L}{G \cdot I_{T,VSG}} \quad (5.8)$$

L Länge des Stabes zwischen den Gabellagern [cm]

G Schubmodul [kN/cm^2]

$I_{T,VSG}$ Verschweißungsgradabhängiges Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle [cm^4]

Nach der Torsionssteifigkeit $C_{VSG} = T/\vartheta$ aufgelöst und umgestellt, ergibt sich die in Gleichung (5.9) dargestellte Schreibweise.

$$C_{VSG} = T'(\vartheta) = \frac{T}{\vartheta} = \frac{G \cdot I_{T,VSG}}{L} \quad (5.9)$$

$T'(\vartheta)$ Torsionssteifigkeit [kNm/°]

Auflösen von Gleichung (5.9) nach dem verschweißungsgradabhängigen Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,VSG}$ führt zu Gleichung (5.10).

$$I_{T,VSG} = C_{VSG} \cdot \frac{L}{G} \quad (5.10)$$

Der in Gleichung (5.11) dargestellte Ansatz definiert das verschweißungsgradabhängige Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,VSG}$ als die Summe der Torsionsträgheitsmomente der beiden Einzelprofile plus einem Anteil des Torsionsträgheitsmoments der vollverschweißten Doppeltragbohle $I_{T,D}$. Dieser Anteil wird mit einem Faktor η beaufschlagt, der den Verschweißungsgrad berücksichtigt.

$$I_{T,VSG} = 2 \cdot I_{T,E} + \eta \cdot I_{T,D} \quad (5.11)$$

$I_{T,E}$ Torsionsträgheitsmoment der Einzeltragbohle [cm⁴]

$I_{T,D}$ Torsionsträgheitsmoment vollverschweißte Doppeltragbohle (Kasten) [cm⁴]

η verschweißungsgradabhängiger Faktor [-]

5.4.2.4 Bestimmung des Verschweißungsgradabhängigen Faktors bei bekannter Torsionssteifigkeit

Durch Gleichsetzen der verschweißungsgradabhängigen Torsionsträgheitsmomente der Doppeltragbohle $I_{T,VSG}$ (Gleichung (5.11) und Gleichung (5.10)) und Auflösen nach dem Faktor η folgt Gleichung (5.12).

$$\eta = \frac{C_{VSG} \cdot \frac{L}{G} - 2 \cdot I_{T,E}}{I_{T,D}} \quad (5.12)$$

Bei z. B. aus Versuchen oder FE-Berechnungen bekannter Torsionssteifigkeit C_{VSG} einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle kann somit der Faktor η bestimmt werden. Voraussetzung hierfür ist die Kenntnis der Querschnittswerte des Einzelprofils und der Doppeltragbohle. In Abschnitt 5.4.5.2 wird dies anhand eines Beispiels demonstriert. Auch bei der Auswertung der Parameterstudie in Abschnitt 5.3.4 wurde Gleichung (5.12) verwendet.

5.4.2.5 Effektives Torsionsträgheitsmoment

Durch Einsetzen des verschweißungsgradabhängigen Torsionsträgheitsmoments der Doppeltragbohle $I_{T,VSG}$ (Gleichung (5.11)) in Gleichung (5.6) ergibt sich das effektive Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,eff}$ wie in Gleichung (5.13) zu sehen. Die Bettung c_ϑ darf nur z. B. bei einer über die gesamte Länge in den Boden eingebetteten Tragbohle angesetzt werden, vgl. Abschnitt 5.4.2.1 und Abschnitt 5.4.2.2.

$$I_{T,eff} = 2 \cdot I_{T,E} + \eta \cdot I_{T,D} + c_\vartheta \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G} \quad (5.13)$$

5.4.3 Erforderliches Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle

Mit dem in Gleichung (5.13) bestimmten effektiven Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,eff}$ kann überprüft werden, ob der Effekt des Biegedrillknickens beim Nachweis der Stabilität eine Rolle spielt. Kein Einfluss ist vorhanden bei $\chi_{LT} = 1,0$. Gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.2.2 [11] gilt für den „Allgemeinen Fall des Biegedrillknickens“ Gleichung (5.14).

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0 \quad (5.14)$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken [-]

χ_{LT} Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken [-]

Mit der Definition der Schlankheit, die in Gleichung (5.15) dargestellt ist, und der in Gleichung (5.14) gezeigten Bedingung kann Gleichung (5.16) als Beziehung für das ideale Verzweigungsmoment bei Biegedrillknicken (auch ideales Biegedrillknickmoment) M_{cr} hergeleitet werden.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \leq 0,2 \quad (5.15)$$

W_y Widerstandsmoment [cm³]

$W_y = W_{y,pl}$ für Querschnitte der Klasse 1 und 2

$W_y = W_{y,el}$ für Querschnitte der Klasse 3

f_y Streckgrenze [kN/cm²]

$$M_{cr} \geq \frac{W_y \cdot f_y}{0,04} \quad (5.16)$$

M_{cr} ideales Verzweigungsmoment bei Biegedrillknicken [kNm]

Das ideale Verzweigungsmoment bei Biegedrillknicken M_{cr} wurde bereits in Abschnitt 3.5.2.1, (Gleichung (3.25)) dargestellt. Damit und mit der Verzweigungslast um die schwache Achse $N_{cr,z}$ (vgl. Gleichung (3.1)) kann der erforderliche Drehradius c_{id} durch Einsetzen in Gleichung (5.16) und diverse Umformungen bestimmt werden, vgl. Gleichung (5.17) bis (5.19).

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2} \quad (5.17)$$

$$M_{cr} = \xi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2} \sqrt{c_{id}^2} \geq \frac{W_y \cdot f_y}{0,04} \quad (5.18)$$

$$c_{id}^2 \geq \left(\frac{W_y \cdot f_y \cdot L_{cr,z}^2}{0,04 \cdot \xi \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^2 \quad (5.19)$$

c_{id}	Drehradius [cm]
$L_{cr,z}$	Knicklänge für Knicken um die schwache Achse [cm]
ξ	Faktor zur Berücksichtigung der Form des Momentenverlaufs [-]
I_z	Flächenträgheitsmoment [cm ⁴]

Durch Gleichsetzen von Gleichung (5.19) mit der Definition des Drehradius (vgl. Gleichung (3.27)) mit eingesetzten Werten für Baustahl) folgt mit der auf der sicheren Seite liegenden Annahme $I_\omega = 0$ durch Einsetzen und Umformen über Gleichung (5.20) und Gleichung (5.21) die in Gleichung (5.22) dargestellte Bedingung für das erforderliche Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,erf}$.

$$c_{id}^2 = \frac{\overset{=0}{\tilde{I}_\omega} + 0,039 \cdot L_{LT}^2 \cdot I_T}{I_z} \geq \left(\frac{W_y \cdot f_y \cdot L_{cr,z}^2}{0,04 \cdot \xi \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^2 \quad (5.20)$$

$$I_{T,erf} \geq \left(\frac{W_y \cdot f_y \cdot L_{cr,z}^2}{0,04 \cdot \xi \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^2 \cdot \frac{I_z}{0,039 \cdot L_{LT}^2} \quad (5.21)$$

$$I_{T,erf} \geq \frac{W_y^2 \cdot f_y^2 \cdot L_{cr,z}^4}{0,04^2 \cdot \xi^2 \cdot \pi^4 \cdot E^2 \cdot I_z \cdot L_{LT}^2 \cdot 0,039} \quad (5.22)$$

Bei der teilverschweißten Doppeltragbohle ist das Wölbträgheitsmoment I_{ω} nicht bekannt. Es wird daher auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Der Einfluss der Wölbkrafttorsion nimmt mit steigender *St. Venant'scher* Torsion, die für geschlossene Hohlprofile maßgebend ist, ab. Die Vernachlässigung des Einflusses des Wölbträgheitsmomentes ist daher mit keinem erheblichen Wirtschaftlichkeitsverlust verbunden.

Für das erforderliche Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,erf}$, bei dem Biegedrillknicken keine Rolle mehr spielt, ergibt sich als Bedingung Gleichung (5.23).

$$I_{T,erf} \geq \frac{164,5 \cdot W_y^2 \cdot f_y^2 \cdot L_{cr,z}^4}{\xi^2 \cdot E^2 \cdot I_z \cdot L_{LT}^2} \quad (5.23)$$

Unter der Annahme, dass die Drillknicklänge der Knicklänge um die schwache Achse entspricht ($L_{LT} = L_{cr,z}$), mit einem parabelförmigen Momentenverlauf ($\xi = 1,12$) und durch Einsetzen des Elastizitätsmodules $E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$ kann Gleichung (5.23), wie in Gleichung (5.24) zu sehen ist, vereinfacht werden.

$$I_{T,erf} \geq 2,974 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{(W_y \cdot f_y \cdot L_{cr,z})^2}{I_z} \quad (5.24)$$

5.4.4 Kriterium - Vergleich der Torsionsträgheitsmomente

Einen Vergleich des vorhandenen effektiven Torsionsträgheitsmomentes $I_{T,eff}$, vgl. (5.13) und des erforderlichen Torsionsträgheitsmomentes $I_{T,erf}$, vgl. Gleichung (5.23) bzw. Gleichung (5.24) zeigt Gleichung (5.25). Ist dieses Kriterium erfüllt, bedeutet dies, dass die Kombination aus Verschweißung und Bodenbettung ausreichend ist, um den Versagensmechanismus Biegedrillknicken auszuschließen.

$$I_{T,eff} \geq I_{T,erf} \quad (5.25)$$

5.4.5 Beispiele

5.4.5.1 Beispiel unverschweißte Doppeltragbohle

Im Folgenden wird die Berechnung des Abminderungsfaktor $\chi_{LT,mod}$ einer unverschweißten Doppeltragbohle ($\eta = 0$) gezeigt. Es werden folgende Annahmen und Randbedingungen vorausgesetzt (Abmessungen der im Versuch *Arcelor 03* verwendeten HZM 880 A Tragbohle):

$$I_{T,E} = 472 \text{ cm}^4$$

$$I_{\omega} = 6,3 \cdot 10^7 \text{ cm}^6$$

$$L = 1.650 \text{ cm}$$

$$I_{z,E} = 41.570 \text{ cm}^4 \text{ (Flächenträgheitsmoment um die schwache Achse für das Einzelprofil)}$$

$$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{y,pl} = 1,14 \cdot 8.873 \text{ cm}^3 = 10.115 \text{ cm}^3 \text{ (plastisches Widerstandsmoment um die starke Achse für ein Einzelprofil ohne Schlösser (Querschnittsklasse 2))}$$

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Zunächst wird das effektive Torsionsträgheitsmoment $I_{T,eff}$ berechnet, vgl. (5.31).

$$I_{T,eff} = 2 \cdot 472 \text{ cm}^4 = 944 \text{ cm}^4 \quad (5.26)$$

Daraufhin kann der Drehradius c_{id} mit Gleichung (3.27), wie in Gleichung (5.27) zu sehen ist, berechnet werden, vgl. Gleichung auch (5.20).

$$\begin{aligned} c_{id}^2 &= \frac{2 \cdot 6,3 \cdot 10^7 \text{ cm}^6 + 0,039 \cdot (1.650 \text{ cm})^2 \cdot 944 \text{ cm}^4}{2 \cdot 41.570 \text{ cm}^4} \\ &= 2.721 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (5.27)$$

Hieraus folgt die kritische Momententragfähigkeit M_{cr} mit $2 \cdot I_{z,E}$ (da es sich um zwei Einzelprofile handelt) durch Einsetzen in Gleichung (3.25), wie in Gleichung (5.28) zu sehen ist.

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21.000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2 \cdot 41.570 \text{ cm}^4}{(1.650 \text{ cm})^2} \cdot \sqrt{2.721 \text{ cm}^2} \\ &= 3.698 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (5.28)$$

Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ berechnet sich gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] wie in Gleichung (5.29) veranschaulicht.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10.115 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{3.698 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm/m}}} = 1,39 \quad (5.29)$$

Mit $k_c = 0,94$ und KSL b nach DIN EN 1993-1-1 [11] folgt der Abminderungsfaktor $\chi_{LT,mod} = 0,39$. D. h. Biegedrillknicken hat einen Einfluss und muss nachgewiesen werden.

5.4.5.2 Beispiel teilweise verschweißte Doppeltragbohle

Einleitung

In diesem Beispiel wird das Kriterium für eine ausreichende Verschweißung angewandt. Dabei werden die gleichen Annahmen getroffen wie im Beispiel der unverschweißten Doppeltragbohle in Abschnitt 5.4.5.1 (Abmessungen der im Versuch *Arcelor 03* verwendeten HZM 880 A Tragbohle). Im Gegensatz zur unverschweißten Doppeltragbohle ist für die Einzeltragbohle das Wölbträgheitsmoment I_ω nicht bekannt. Es wird daher in der Berechnung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Zusätzlich werden folgende Parameter verwendet:

$$G = 8.100 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_{T,D} = 384.920 \text{ cm}^4$$

Verschweißungsgradabhängiger Faktor

Für das Versuchsergebnis vom Versuch *Arcelor 03* wird gezeigt, wie der verschweißungsgradabhängige Faktor η bei Kenntnis der Torsionssteifigkeit C_{VSG} ermittelt wird. Die Berechnung erfolgt unter Anwendung von Gleichung (5.12). In Gleichung (5.30) ist dies für die o. g. Randbedingungen und die im Versuch gemessene Torsionssteifigkeit $C_{VSG} = 182,5 \text{ kNm}^\circ$ (entspricht $C_{VSG} = 10.456,5 \text{ kNm/rad}$) veranschaulicht, vgl. Abschnitt 5.2.7.6.

$$\eta = \frac{10.456,5 \text{ kNm/rad} \cdot 100 \text{ cm/m} \cdot \frac{1.650 \text{ cm}}{8.100 \text{ kN/cm}^2} - 2 \cdot 472 \text{ cm}^4}{384.920 \text{ cm}^4} \quad (5.30)$$

$$= 0,55$$

Effektives Torsionsträgheitsmoment

Wird das Beispiel weiter geführt, kann mit dem bekanntem Faktor η die effektive Torsionssteifigkeit $I_{T,eff}$ durch Einsetzen in Gleichung (5.13) berechnet werden. Für diese ergibt sich unter

der Annahme, dass keine Bodenbettung vorhanden ist, das in Gleichung (5.31) dargestellte Ergebnis für das effektive Torsionsträgheitsmoment $I_{T,eff}$ der Doppeltragbohle.

$$I_{T,eff} = 2 \cdot 472 \text{ cm}^4 + 0,55 \cdot 384.920 \text{ cm}^4 = 212.650 \text{ cm}^4 \quad (5.31)$$

Erforderliches Torsionsträgheitsmoment

Mit dem in Gleichung (5.31) berechneten effektiven Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,eff}$ wird überprüft, ob Biegedrillknicken berücksichtigt werden muss. Dazu wird das erforderliche Torsionsträgheitsmoment $I_{T,erf}$ berechnet, vgl. Gleichung (5.32).

Weitere Annahmen für die Anwendung von Gleichung (5.32):

$$W_{y,el} = 20.770 \text{ cm}^3 \text{ (Doppeltragbohle mit 4 Schlössern (Querschnittsklasse 3))}$$

$$L_{cr,z} = L = 1.650 \text{ cm (Länge im Versuch = Abstand der Gabellager)}$$

$$\xi = 1,12 \text{ (für parabelförmigen Momentenverlauf)}$$

$$I_{z,D} = 509.250 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} I_{T,erf} &= 2,974 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{(20.770 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1.650 \text{ cm})^2}{509.250 \text{ cm}^4} \\ &= 864.386 \text{ cm}^4 \end{aligned} \quad (5.32)$$

Vergleich der Torsionsträgheitsmomente

Den Vergleich des vorhandenen effektiven und des erforderlichen Torsionsträgheitsmomentes zeigt Gleichung (5.33).

$$I_{T,eff} = 212.650 \text{ cm}^4 < I_{T,erf} = 864.386 \text{ cm}^4 \quad (5.33)$$

Somit wird für die im Versuch getestete Konstellation gezeigt, dass durch den Vergleich des vorhandenen effektiven und des erforderlichen Torsionsträgheitsmomentes nicht die Aussage getroffen werden kann, dass die Verschweißung ausreichend ist, um den Versagensmechanismus Biegedrillknicken auszuschließen.

Weiterführung des Beispiels

Im Folgenden wird die Berechnung des Abminderungsfaktors $\chi_{LT,mod}$ für die teilweise verschweißte Doppeltragbohle ($\eta = 0,55$) gezeigt. Es wird das effektive Torsionsträgheitsmoment $I_{T,eff}$ der Doppeltragbohle berücksichtigt.

Zunächst wird der Drehradius c_{id} mit Gleichung (3.27), wie in Gleichung (5.34) zu sehen ist, berechnet, vgl. Gleichung (5.20).

$$c_{id}^2 = \frac{0,039 \cdot (1.650\text{cm})^2 \cdot 212.650\text{ cm}^4}{509.250\text{ cm}^4} = 44.337\text{ cm}^2 \quad (5.34)$$

Hieraus folgt die kritische Momenten Tragfähigkeit M_{cr} durch Einsetzen in Gleichung (3.25), wie in Gleichung (5.35) zu sehen ist.

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21.000\text{kN/cm}^2 \cdot 509.250\text{ cm}^4}{(1.650\text{cm})^2} \cdot \sqrt{44.337\text{ cm}^2} \\ &= 91.429\text{ kNm} \end{aligned} \quad (5.35)$$

Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ berechnet sich gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] wie in Gleichung (5.36) veranschaulicht.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{20.770\text{ cm}^3 \cdot 35,5\text{ kN/cm}^2}{91.429\text{ kNm} \cdot 100\text{ cm/m}}} = 0,28 \quad (5.36)$$

Mit $k_c = 0,94$ und KSL b nach DIN EN 1993-1-1 [11] folgt der Abminderungsfaktor $\chi_{LT,mod} = 0,98$. D. h. Biegedrillknicken hat praktisch keinen Einfluss.

5.4.5.3 Schlussfolgerung aus den Beispielen

Es wurde gezeigt, dass der Nachweis für Biegedrillknicken für eine unverschweißte Doppeltragbohle mit den in den Versuchen vorhandenen Randbedingungen geführt werden muss. Für die teilweise verschweißte Doppeltragbohle mit der im Versuch getesteten Verschweißungsvariante 3 und mit den ansonsten gleichen Randbedingungen wird gezeigt, dass der Vergleich der Torsionsträgheitsmomente nicht ausreicht, um Biegedrillknicken auszuschließen. Das Ergebnis der Berechnung des modifizierten Abminderungsfaktors $\chi_{LT,mod}$ unter Berücksichtigung des effektiven Torsionsträgheitsmomentes $I_{T,eff}$ zeigt jedoch, dass die Verschweißung des Versuchs *Arcelor 03* ausreicht, dass Biegedrillknicken praktisch keinen Einfluss hat.

5.4.6 Zusammenfassung

Beim Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 und Anhang B [11] muss die Entscheidung getroffen werden, ob diese den verdrehweichen oder verdrehsteifen Querschnitten zuzuordnen ist. Für die Beantwortung der Frage, ab wann Verdrehsteifigkeit einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle angenommen werden darf, wurde in diesem Abschnitt ein Vorgehen entwickelt. Mit diesem kann die Verdrehsteifigkeit anhand vorliegender Versuchsergebnisse und FE-Berechnungen festgestellt werden.

Dazu wurde zunächst der Begriff des effektiven Torsionsträgheitsmomentes eingeführt. Aus dem Nachweisformat gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] wird das erforderliche Torsionsträgheitsmoment hergeleitet. Der Vergleich lässt die Einordnung in einen verdrehweichen bzw. verdrehsteifen Querschnitt zu.

Für ausreichende Verdrehsteifigkeit können die ausführlichen Nachweisformeln (Gleichungen (3.18) und (3.19)) zum Nachweisformat, das in Gleichung (3.22) und Gleichung (3.23) zu finden ist, vereinfacht werden.

Die Berechnung der Beispiele zeigt, dass schon mit einer vergleichsweise geringen Verschweißung Biegedrillknicken wirkungsvoll verhindert werden kann.

5.5 Zusammenfassung für das entwickelte Kriterium

Um eine ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung für die Doppeltragbohle nachzuweisen, wird das vorhandene effektive Torsionsträgheitsmoment $I_{T,eff}$ dem erforderlichen Torsionsträgheitsmoment $I_{T,erf}$ gegenübergestellt. Ersteres ist in Gleichung (5.37) dargestellt und berücksichtigt mit dem verschweißungsabhängigen Faktor η und der Drehfedersteifigkeit c_ϑ den Einfluss der Verschweißung sowie den des umgebenden Bodens.

$$I_{T,eff} = 2 \cdot I_{T,E} + \eta \cdot I_{T,D} + c_\vartheta \frac{L^2}{\pi^2 \cdot G} \quad (5.37)$$

$I_{T,eff}$	Effektives Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle [cm ⁴]
$I_{T,E}$	Torsionsträgheitsmoment der Einzeltragbohle [cm ⁴]
$I_{T,D}$	Torsionsträgheitsmoment vollverschweißte Doppeltragbohle (Kasten) [cm ⁴]
η	verschweißungsgradabhängiger Faktor [-]
c_ϑ	Drehfedersteifigkeit [kN/°]
L	Länge des herausgelösten Stabes [cm]
G	Schubmodul [kN/cm ²]

Der Faktor η wird für ein Verschweißungsraster von 1 m in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad C_{VSG} (vgl. Abschnitt 5.4.2.3) aus dem Diagramm in Abbildung 5.38 bestimmt. Da η sowohl vom Verschweißungsgrad als auch vom Verschweißungsmuster abhängt, gibt es keine geschlossene Formel für jedes beliebige Verschweißungsmuster. Weitere Berechnungen des verschweißungsabhängigen Faktors η bei Verschweißungsmustern außerhalb des 1-m-Rasters sind im Forschungsbericht [38] dargestellt.

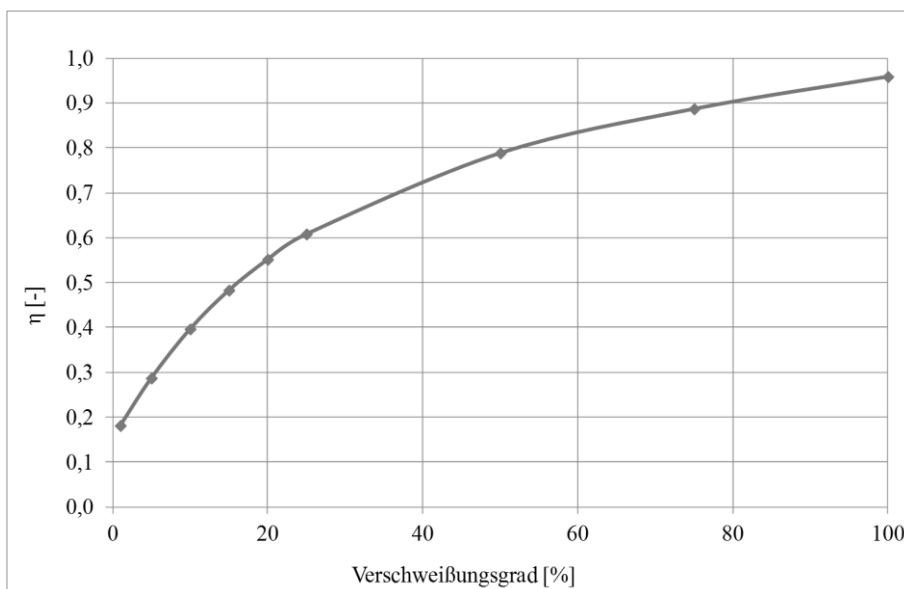


Abbildung 5.38: Einfluss des Verschweißungsgrades (HZM 880 A)

Für alle abgelesenen Werte η müssen mindestens 30 cm Randverschweißung der Doppeltragbohle an Kopf und Fuß außen und innen vorhanden sein. Eine dies übersteigende Randverschweißung wird auf der sicheren Seite vernachlässigt. Zudem sind die Werte nur für Profile, die mindestens die Außenabmessungen, vergleichbare Proportionen und das Torsionsträgheitsmoment eines Profils HZM 880 A bzw. PSP 800 haben, anwendbar, vgl. Abschnitt 5.3.4.5.

Drehbettungswerte c_g für die Bodenbettung können Abschnitt 3.7 entnommen werden.

Das erforderliche Torsionsträgheitsmoment basiert auf einer Rückwärtsrechnung des allgemeinen Biegedrillknicknachweises nach DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 [11] mit der Bedingung, dass Biegedrillknicken bis zu einer maximalen Schlankheit von $\bar{\lambda}_{LT} = 0,2$ nicht auftritt. Es ist in Gleichung (5.38) dargestellt.

$$I_{T,erf} \geq 2,974 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{(W_y \cdot f_y \cdot L_{cr,z})^2}{I_z} \quad (5.38)$$

$I_{T,erf}$ Erforderliches Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle [cm^4]

W_y Widerstandsmoment der Tragbohle [cm^3]

f_y Streckgrenze [kN/cm^2]

$L_{cr,z}$ Knicklänge um die schwache Achse [cm]

I_z Trägheitsmoment um die schwache Achse [cm^4]

Den Vergleich des vorhandenen effektiven Torsionsträgheitsmomentes, vgl. Gleichung (5.37), und des erforderlichen Torsionsträgheitsmomentes, vgl. Gleichung (5.38), zeigt Gleichung (5.39). Ist dieses Kriterium erfüllt, bedeutet dies, dass die Kombination aus Verschweißung und Bodenbettung ausreichend ist, um den Versagensmechanismus Biegedrillknicken auszuschließen.

$$I_{T,eff} \geq I_{T,erf} \quad (5.39)$$

Ist dies der Fall kann im Nachweis nach DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 [11] $\chi_{LT} = 1,0$ angenommen werden. Die ausführlichen Nachweisformeln (Gleichungen (3.18) und (3.19)) können dann durch die Gleichungen (3.22) und (3.23) ersetzt werden.

Ist das Kriterium in Gleichung (5.39) nicht erfüllt, ist der Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken $\chi_{LT} < 1,0$, vgl. Abschnitt 3.4.4. Bei der Bestimmung von χ_{LT} kann jedoch die verbesserte Torsionssteifigkeit durch das ideale Biegedrillknickmoment M_{cr} berücksichtigt werden, vgl. Abschnitt 5.4.

5.6 Zusammenfassung der Untersuchungen von Doppeltragbohlen

Der Einsatz von Doppeltragbohlen wirft die Frage auf, inwiefern bei der Betrachtung eines Stabilitätsproblems von einem verdrehsteifen Querschnitt ausgegangen werden kann. Der Versagensmechanismus zweier Einzelprofile ändert sich im Vergleich zu dem eines vollverschweißten Querschnitts grundlegend. Während zwei einzelne Profile u. U. auf Biegedrillknicken versagen, wird ein verdrehsteifes geschlossenes Kastenprofil durch Biegeknicken versagen. Beim Stabilitätsnachweis einer Doppeltragbohle gemäß DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.3 und Anhang B [11] muss daher die Entscheidung getroffen werden, ob diese zu den verdrehweichen oder verdrehsteifen Querschnitten zuzuordnen sind.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes [38] wurden eigene experimentelle Untersuchungen an der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführt, mit denen die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad bestimmt wurde (vgl. Abschnitt 5.2). Getestet wurden zwei Profile unterschiedlicher Hersteller und jeweils drei verschiedene Verschweißungsvarianten. Die Versuche zeigen, dass zwischen den Verschweißungsvarianten Unterschiede in der Torsionssteifigkeit bestehen. Diese steigt mit zunehmender Verschweißung deutlich an.

Ein FE-Modell wurde mit den Versuchsergebnissen validiert, vgl. Abschnitt 5.3. Anschließend wurden systematische Untersuchungen durchgeführt, um einzelne Parameter gezielt zu untersuchen, vgl. Abschnitt 5.3. Die Anwendbarkeit der *2. Bredt'schen Formel* auf den vorliegenden Fall einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle wurde bestätigt, indem der Einfluss der Torsionslänge rechnerisch untersucht wurde. Berechnungen mit unterschiedlichen Verschweißungsgraden wurden durchgeführt, um für diese Torsionssteifigkeiten zu ermitteln. Die Untersuchung des derzeit größten hergestellten Profils deutet darauf hin, dass die Ergebnisse wohl auf größere Profile übertragbar sind.

Um die Ergebnisse der Versuche und der FE-Berechnungen für den Stabilitätsnachweis nutzen zu können, wurde ein Kriterium für die ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle entwickelt, vgl. Abschnitt 5.4. Dazu wurde zunächst der Begriff des effektiven Torsionsträgheitsmomentes eingeführt. Das erforderliche Torsionsträgheitsmoment wurde aus dem Nachweisformat gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] hergeleitet. Der Vergleich lässt die Einordnung in einen verdrehweichen bzw. verdrehsteifen Querschnitt zu.

Wenn Verdrehsteifigkeit vorhanden ist, können die ausführlichen Nachweisformeln (Gleichungen (3.18) und (3.19)) zum Nachweisformat, das in Gleichung (3.22) und Gleichung (3.23) zu finden ist, vereinfacht werden.

6 Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen

6.1 Einleitung - Schematischer Aufbau der Untersuchungen

Das Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden ist bisher nur unzureichend erforscht ist (vgl. Abschnitt 3.8.3). Um Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von Zwischenbohlen unter Wasserdruck zu erlangen, wurden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt.

Im Folgenden wird der schematische Aufbau der durchgeführten Untersuchungen erläutert und in Abbildung 6.1 veranschaulicht.

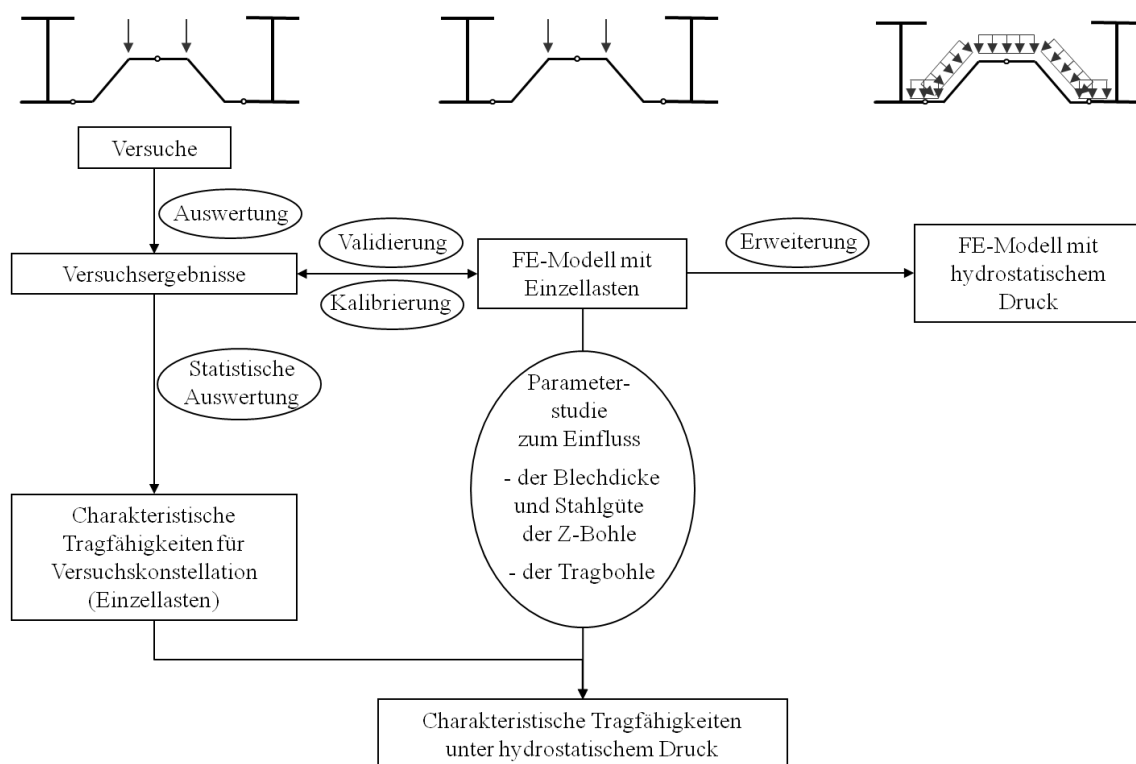


Abbildung 6.1: Schematischer Aufbau der Untersuchungen

In Abschnitt 6.2 werden eigene experimentellen Untersuchungen beschrieben, die im Rahmen eines Industrieforschungsprojektes durchgeführt wurden [88], [90]. Es wurde ein ausführliches Versuchsprogramm entwickelt, mit dem die grundlegenden Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Z-förmigen Zwischenbohlen in Kombination mit H-förmigen Tragbohlen getestet wurden. Durch die experimentellen Untersuchungen wurde u. a. eine Datenbasis geschaffen, die der Validierung von numerischen Modellen dient.

Die Versuche wurden jeweils mit vier Einzellasten durchgeführt, da eine Belastung mit Wasserdruck unter anderem durch die großen auftretenden Verformungen nur schwer umsetzbar ist. Die Auswertung der Versuchsergebnisse gibt Aufschluss über die Traglasten und die Versagensart der unterschiedlichen Kombinationsmöglichkeiten von Trag- und Zwischenbohlen in den verschiedenen getesteten Stahlgüten und Blechdicken.

Um Tragfähigkeitswerte zu ermitteln, ist grundlegendes Wissen über den Einfluss einzelner Parameter notwendig. Die Versuchsergebnisse dienen zunächst der Validierung und Kalibrierung von FE-Modellen mit Einzellasten. Auch die in Abschnitt 6.3 vorgestellten numerischen Untersuchungen bauen auf den Resultaten des Industrieforschungsprojektes auf, vgl. [92]. Mit durch Einzellasten beanspruchte FE-Modelle wurden systematische numerische Parameterstudien z. B. zum Einfluss der Blechdicke und Stahlgüte der Z-Bohle und unterschiedlicher Tragbohlen durchgeführt. Diese sind wichtig, damit die Ergebnisse nicht nur für Versuchsrandbedingungen vorliegen, sondern für Nennstahlgüten und -blechdicken ermittelt werden können.

Die FE-Modelle mit Einzellasten wurden in einem zweiten Schritt auf den Lastfall Wasserdruck erweitert. Dies dient der Untersuchung der tatsächlich vorhandenen Beanspruchungsweise und der Quantifizierung des damit verbundenen Anstiegs der Tragfähigkeit durch das gutmütigere Tragverhalten unter Wasserdruck im Vergleich zur Belastung mit Einzellasten.

Aus den Versuchsergebnissen werden in Abschnitt 6.4 mittels einer statistischen Auswertung gemäß DIN EN 1990 Anhang D [8] charakteristische Tragfähigkeiten abgeleitet. Zunächst gelten diese nur für eine Beanspruchung aus Einzellasten und für die getesteten Blechdicken und Stahlgüten. Die Ergebnisse der charakteristischen Tragfähigkeiten für die Versuchskonstellationen und die Erkenntnisse aus den Parameteruntersuchungen fließen in die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeiten unter hydrostatischem Wasserdruck ein. Auf diese Weise konnten Tragfähigkeiten unter einer Wasserdruckbelastung für Z-förmige Zwischenbohlen in Kombination mit H-förmigen Tragbohlen ermittelt werden [92].

Mittels der hier beschriebenen experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden charakteristische Werte für aufnehmbaren Wasserdruck für das kombinierte H/Z-Stahlspundwandsystem von *ArcelorMittal* hergeleitet. Diese gelten für unterschiedliche Zwischenbohlengeometrien, Blechdicken und Stahlgüten.

6.2 Experimentelle Untersuchungen

6.2.1 Allgemeines

Wie im vorhergehenden Abschnitt beschrieben, beruht die Ermittlung von charakteristischen Tragfähigkeiten unter Wasserdruck auf den Erkenntnissen aus praktischen Versuchen. Dazu wurden in den Jahren 2009 und 2011 insgesamt 41 Bauteilversuche an der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführt, die in [88] und [90] dokumentiert sind. Im Folgenden sind diese zusammenfassend beschrieben. Dazu werden zunächst die eingesetzten Versuchskörper (Abschnitt 6.2.2) beschrieben und das sich aus der Kombination verschiedener Bohlen und dem Einsatz unterschiedlicher Stahlgüten ergebende Versuchsprogramm wird vorgestellt (Abschnitt 6.2.3). Zur Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsaufbau (Abschnitt 6.2.4) entwickelt, der die gewünschten Randbedingungen abdeckt. Die vor und während den Versuchen gewonnenen Messdaten werden kurz angesprochen (Abschnitt 6.2.5). Der in den Versuchen auftretende Versagensmechanismus (Abschnitt 6.2.6) wird beschrieben und die Ergebnisse der Traglasten (Abschnitt 6.2.7) dokumentiert. Die durchgeführten Zugversuche werden in Abschnitt 6.2.8 erläutert. Zuletzt werden die Ergebnisse zusammengefasst (Abschnitt 6.2.9).

6.2.2 Versuchskörper

Die Versuche wurden mit Profilen von *ArcelorMittal* [67] durchgeführt. Es wurden Z-förmige Zwischenbohlen mittels Schlossprofilen mit H-förmigen Haupttragbohlen verbunden. Getestet wurden verschiedene Z-förmige Zwischenbohlen, vgl. Abbildung 6.2. Die maßgebenden Merkmale der Geometrie werden durch die Bauhöhe h , die Systembreite b , die nominelle Flanschdicke t und die Stegdicke s ausgedrückt. Es ergeben sich 16 unterschiedlichen Zwischenbohlen.

Die unterschiedlichen H-Tragbohlen sind in Abbildung 6.3 zu sehen. Diese sind gekennzeichnet durch die Profilhöhe h , die Profilbreite b , die Stegdicke s und die Flanschdicke t . Der Ausrundungsradius wird mit r bezeichnet. Die einzelnen Profile unterscheiden sich in der Flanschform und -dicke (vgl. H1, H2 und H3 in Abbildung 6.3).

Die Schlösser kommen aufgrund der unterschiedlich dicken Flansche der H-Tragbohlen in zwei Größen zum Einsatz. Um diese auf die Tragbohlen aufziehen zu können, wird eine Nut gefräst. In Abbildung 6.4 ist die Geometrie der zwei unterschiedlichen Schlossprofile R1 und R2 zu sehen. Diese besitzen jeweils die Breite b und die Höhe h .

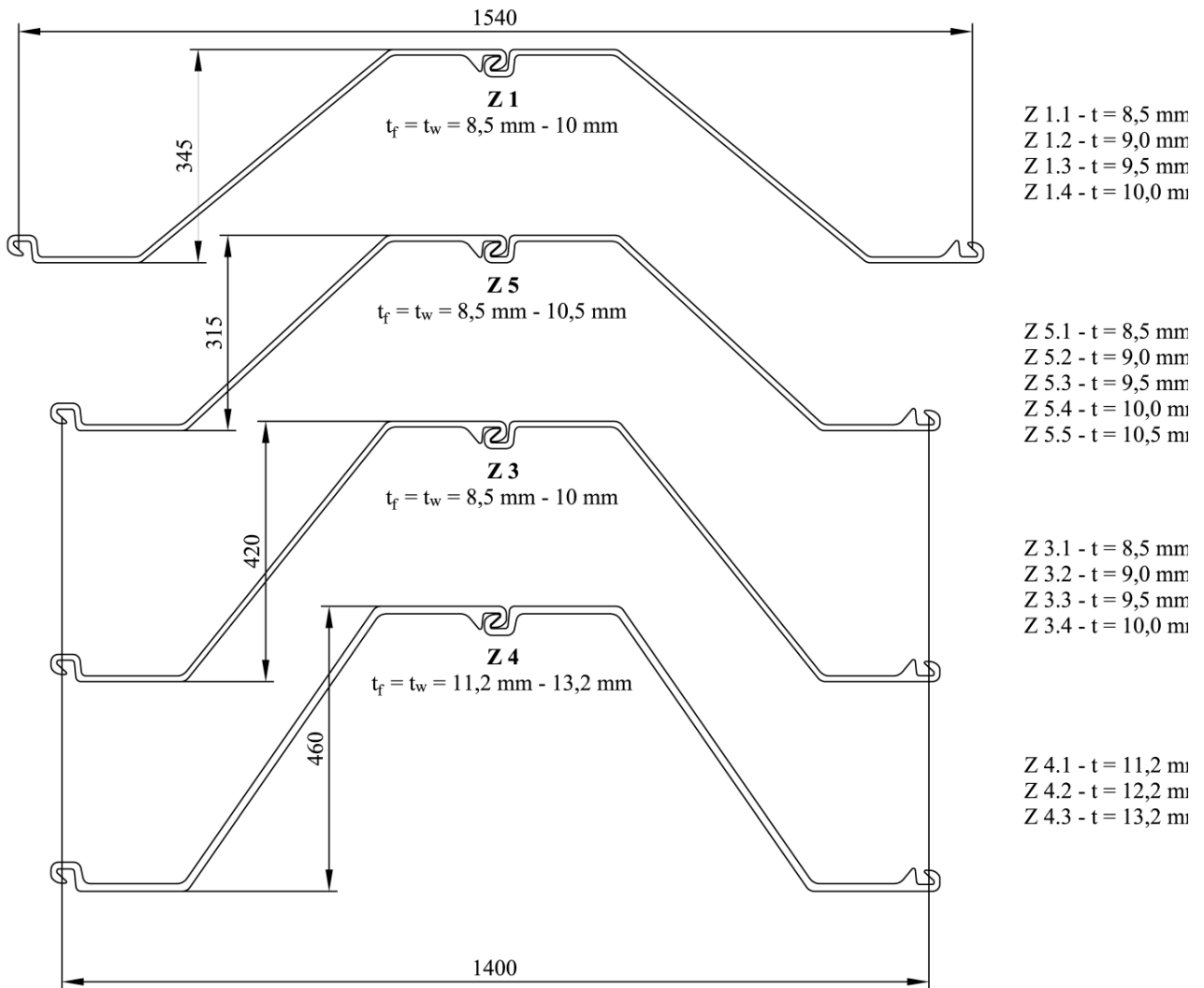


Abbildung 6.2: Geometrie der Z-förmigen Spundbohle nach [67]

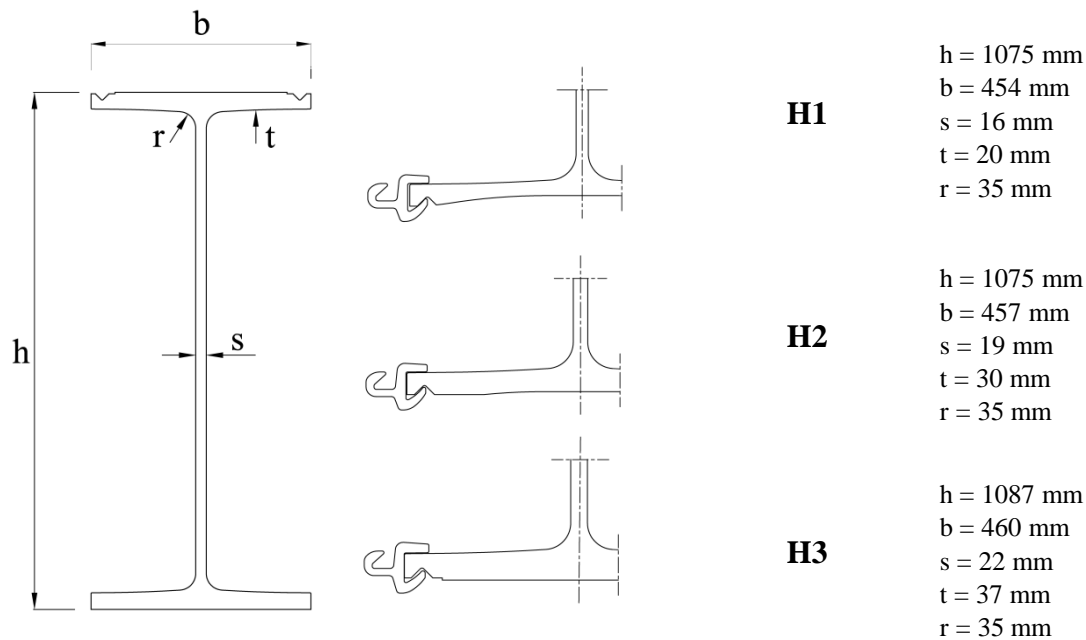


Abbildung 6.3: H-Tragbohle nach [67]

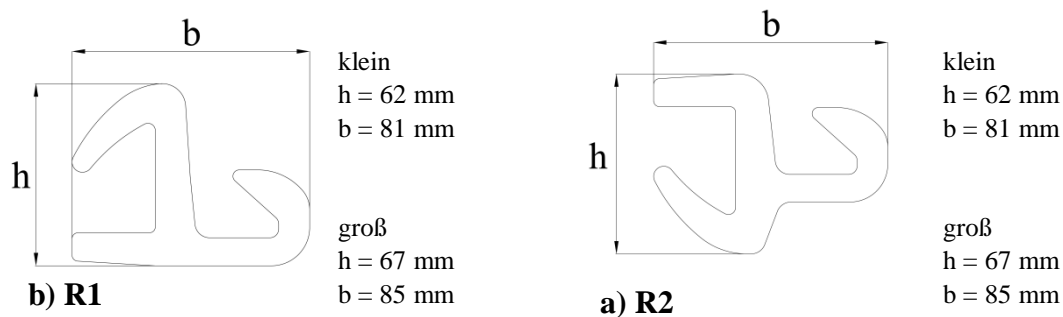


Abbildung 6.4: Schlossprofile a) R1 und b) R2 nach [67]

6.2.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde unter Berücksichtigung folgender Überlegungen entwickelt: Die Zwischenbohle sollte in unterschiedlicher Geometrie und Stahlgüte getestet werden. Auch der Einfluss der H-Tragbohle sollte erfasst werden. Insgesamt wurden fünf Versuchsserien durchgeführt, siehe Tabelle 6.1. In den Serien I und II wurden Spundbohlen vom Typ Z 1.1 und Z 1.4 mit gleicher Geometrie (Höhe und Breite) aber in unterschiedlichen Dicken ($t = 8,5$ mm und $t = 10$ mm) untersucht. Zusätzlich wurde der Einfluss der Stahlgüte (S 355 GP und S 430 GP) sowohl für die dünneren als auch die dickeren Profile getestet (unterschiedliche Schlankheit im Falle eines Stabilitätsversagens). Die Z-Bohlen in der Serien III, IV und V besitzen alle die gleiche Breite ($b = 700$ mm), jedoch unterschiedliche Höhen und Blechdicken. Die Nennstahlgüte dieser Serien ist mit S 430 GP jeweils die Gleiche. In Serie Ia sowie in den Serien III, IV und V wurde die Zwischenbohle mit verschiedenen H-Profilen kombiniert. Es wurden jeweils zwei bis sechs gleiche Versuche durchgeführt.

Tabelle 6.1: Matrix der Versuche (Planung mit Nennwerten für Stahlgüte und Blechdicke) [88], [90]

Serie	Profil	Stahlgüte Z (Nennwert)	Nenn-Blechdicke [mm]	H1	H2	H3
Ia	Z 1.1a	S 355 GP	8,5	2	2	2
Ib	Z 1.1b	S 430 GP	8,5	4		
IIa	Z 1.4a	S 355 GP	10	2		
IIb	Z 1.4b	S 430 GP	10	2		
III	Z 3.2	S 430 GP	9	6	2	2
IV	Z 4.1	S 430 GP	11,2	6	2	2
V	Z 5.2	S 430 GP	8,5	3	2	2

6.2.4 Versuchsaufbau und Durchführung

In Abbildung 6.5 und Abbildung 6.6 ist der Versuchsaufbau einmal von vorne und einmal von halblinks zu sehen. Er bestand aus zwei (gelben) Böcken, die auf vier HEA 450 Trägerstücke aufgeschraubt waren. Diese wurden wiederum auf einem Nutentisch befestigt. Die halben H-Profile wurden an die rechtwinkligen Böcke horizontal angeschraubt. Um die Steifigkeit zu erhöhen, wurden die Böcke zusätzlich unterstützt. Die Schlossprofile wurden auf die H-Profile aufgeschoben und mit diesen mittels einer 6 mm dicken Schweißnaht in einer Länge von 5 cm in der Mitte des Profils verbunden. Dies entspricht der Standardausführung einer 10 % Verschweißung über die Tragbohlenlänge. In Abbildung 6.7 und Abbildung 6.8 sind Details vom Versuchsaufbau zu sehen, in denen die Schweißnaht gekennzeichnet ist. In einem letzten Schritt wurden die Zwischenbohlen eingeschoben und die Lasteinleitungskonstruktion aufgebracht.

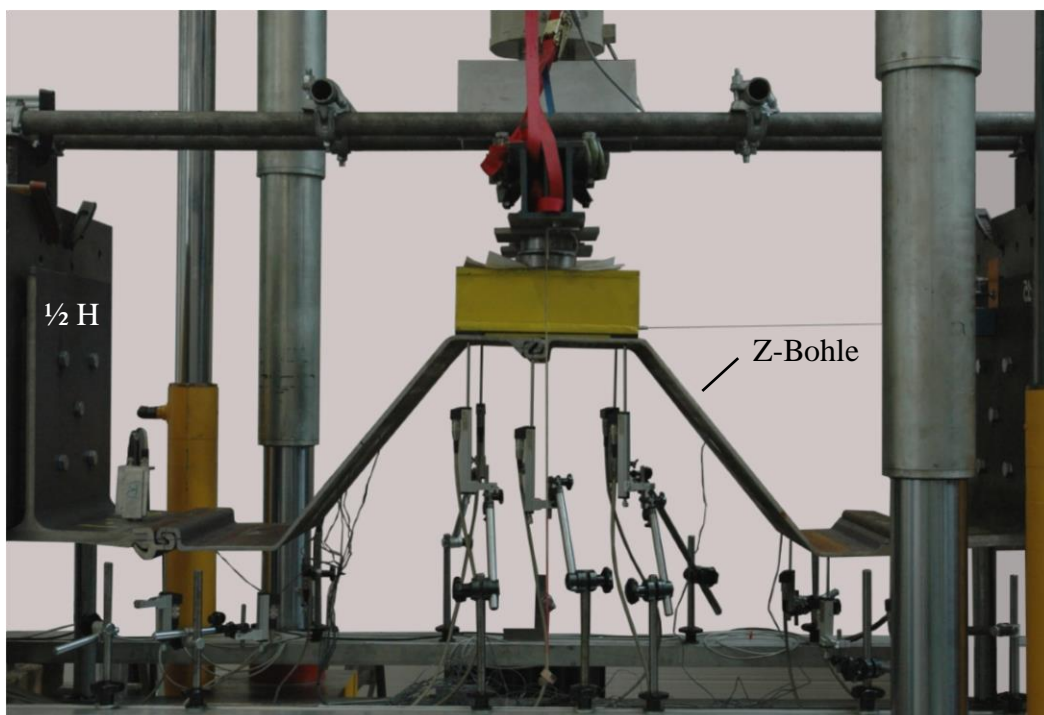


Abbildung 6.5: Versuchsaufbau – Sicht von vorne



Abbildung 6.6: Versuchsaufbau – Sicht von halblinks

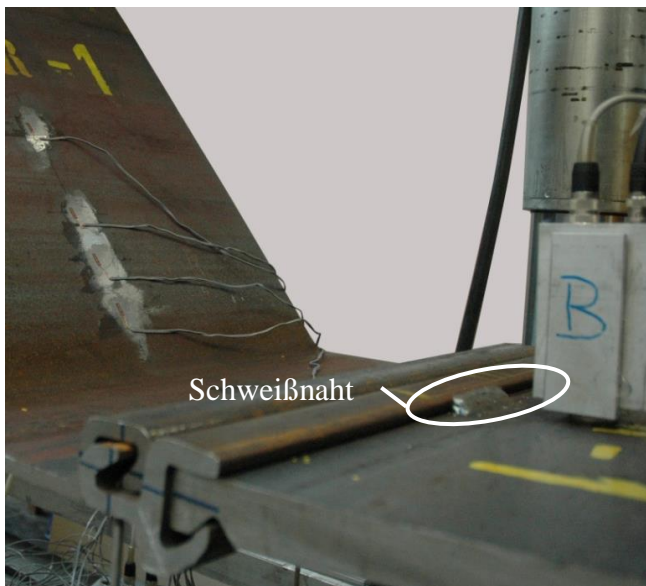


Abbildung 6.7: Detail Schweißnaht – von halbrechts

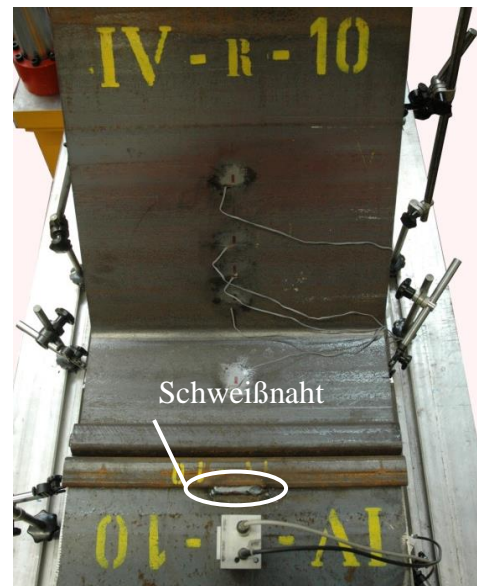


Abbildung 6.8: Detail Schweißnaht - Aufsicht

Abbildung 6.9 und Abbildung 6.10 zeigen die Konstruktion der Lasteinleitung. Die Last wurde vom Zylinder über ein Rollenlager auf einen Träger übertragen, so dass die Last vorne und hinten gleichmäßig eingeleitet wurde. Durch zwei Kalotten vorne und hinten wurde die Last in weitere Verteilungsträger eingeleitet, die somit verdrehbar gelagert waren. Durch eine Teflonschicht unter den Kalotten wurde zudem die Möglichkeit einer seitlichen Verschiebung gewährleistet. Die Last wurde in den Ecken durch vier Elastomerlager eingeleitet. Zusätzliche Halterungen wurden vorgesehen, um eine Rotationsbewegung der Konstruktion zu verhindern und um die Sicherheit im plötzlichen Versagensfall zu gewährleisten. Weitere Informationen können dem Versuchsbericht [88] und dessen Ergänzung [90] entnommen werden.

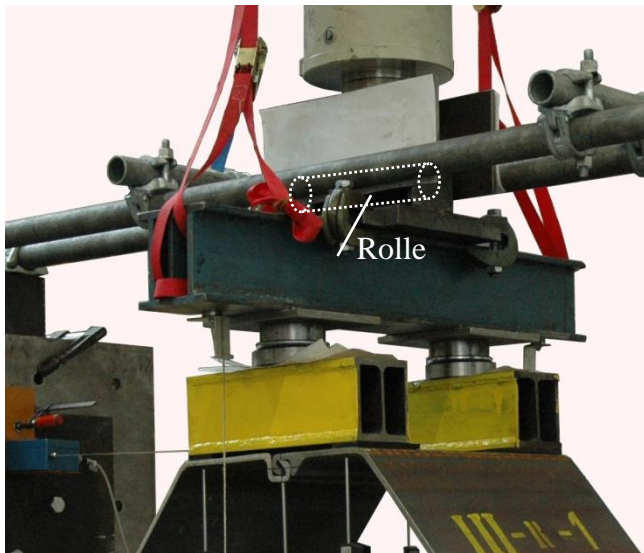


Abbildung 6.9: Lasteinleitung von vorne

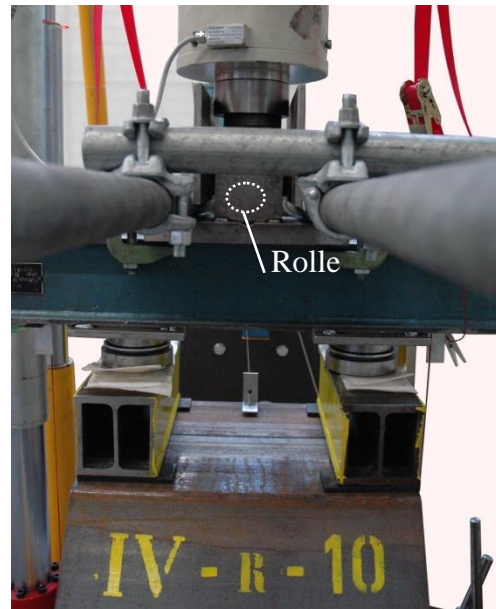


Abbildung 6.10: Lasteinleitung seitlich

6.2.5 Messdaten

Vor Beginn der Versuche wurden alle Versuchskörper ausführlich vermessen (dokumentiert in Anhang B des Versuchsberichts [88], [90]). Während der Versuche wurden Daten von vertikalen und horizontalen Wegaufnehmern, Neigungsmessern und Dehnmessstreifen (DMS) aufgezeichnet. Zusätzlich wurde die Kraft und der Maschinenweg dokumentiert. Die Protokolle sind im Versuchsbericht und dessen Ergänzung [88], [90] abgedruckt. Alle Versuche wurden im elastischen Bereich mit 15 kN bis 25 kN vorbelastet. Im plastischen Bereich wurden mehrere Relaxationsphasen eingelegt. Die Maschine wurde weggesteuert mit einer definierten Be- und Entlastungsgeschwindigkeit gefahren.

Mit vertikalen Wegaufnehmern wurden in jedem Versuch die Verformungen gemessen. Diese wurden sowohl auf der vorderen Seite als auch auf der hinteren Seite des Versuches jeweils im Abstand von 2 cm vom Rand angebracht. Ein horizontaler Wegaufnehmer nahm in der Symmetrieachse die Entfernung vom Lagerbock bis zur oberen Ecke der Z-förmigen Spundbohle auf. Die Neigungsmesser wurden auf der oberen Flanschseite der H-Profile in der Mitte des Profils positioniert. Mit Dehnmessstreifen wurden bei jedem Versuch die Dehnungen gemessen. Auch mit Fotografien wurde ausführlich dokumentiert. Die Aufzeichnung aller Daten ist im Versuchsbericht [88], [90] zu finden.

6.2.6 Versagensmechanismus

In Abbildung 6.11 und Abbildung 6.12 ist ein Verformungsbild eines Versuchs der Serie III bei 190 mm Maschinenweg zu sehen. Ein plastisches Beulen (Knicken) des Steges der Z-Bohle und große Verformungen im Schlossprofil führten zum Versagen. Bei wenigen Versuchen hat die Schweißnaht versagt, jedoch erst weit nach dem Überschreiten der maximalen Traglast und bei sehr großen Verformungen.



Abbildung 6.11: Versagensmechanismus Versuch Serie III bei 190 mm Maschinenweg – Ansicht von vorne

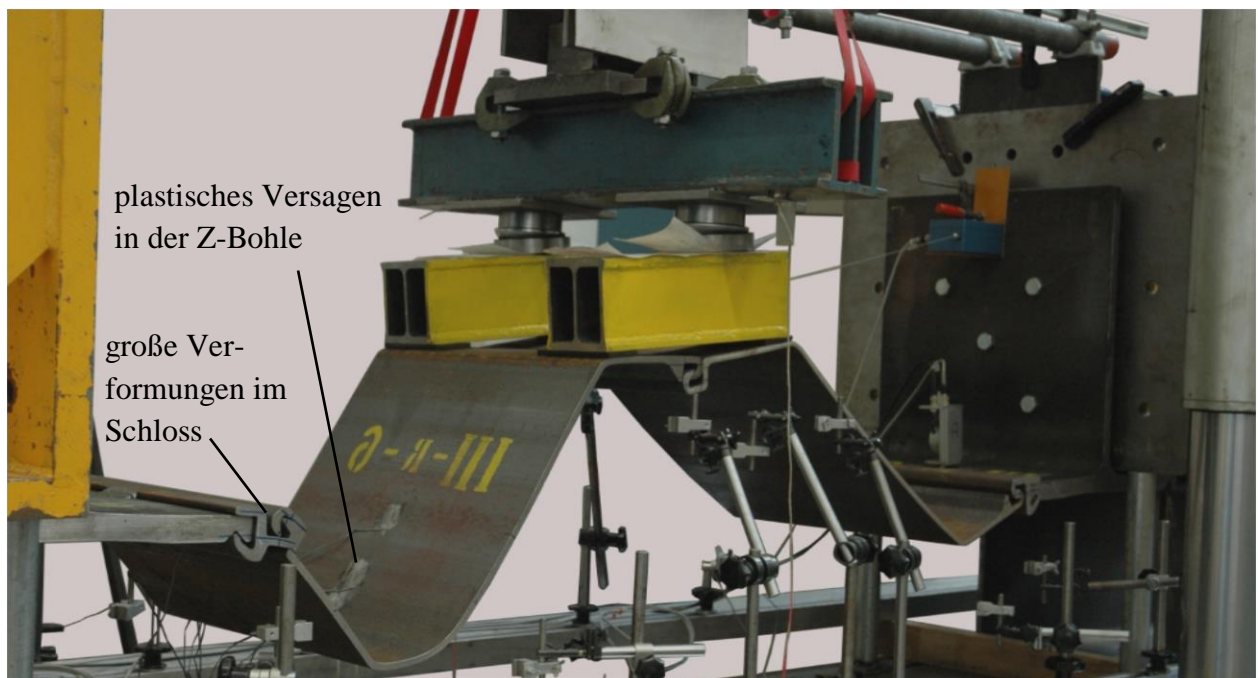


Abbildung 6.12: Versagensmechanismus Versuch Serie III bei 190 mm Maschinenweg – Ansicht von halb-links

6.2.7 Versuchsergebnisse

In Tabelle 6.2 sind die Versuchsergebnisse als Traglasten zusammengestellt. Für die Z-förmigen Spundbohlen wurden jeweils die Stahlgüte, die gemessene Streckgrenze quer zur Walzrichtung, die Nenn-Blechdicke, die gemessene Blechdicke und die maximale Traglast angegeben. Die Versuche zeigen, dass die Traglasten innerhalb der Versuchsreihen in der Regel sehr wenig voneinander abwichen.

Tabelle 6.2: Matrix mit den Traglasten [kN] aus den Versuchen [88], [90]

Serie	Profil	Stahlgüte	Gem. Streckgrenze [N/mm ²]	Nenn-Blechdicke [mm]	Gem. Blechdicke [mm]	Traglast [kN]		
						H1	H2	H3
Ia	Z 1.1a	S 355 GP	439,2	8,5	9,9	(59,14) (58,62) (Ø 58,9)	(56,54) (57,73) (Ø 57,1)	75,18 72,02 Ø 73,6
Ib	Z 1.1b	S 430 GP	483,1	8,5	9,9	(56,9) (62) 65,28 66,02 Ø 65,7		
IIa	Z 1.4a	S 355 GP	369,2	10	9,4	57,34 59,1 Ø 58,2		
IIb	Z 1.4b	S 430 GP	574,0	10	11,7	81,14 75,17 Ø 78,2		
III	Z 3.2	S 430 GP	520,7	9	8,7	68,05 68,46 68,74 66,40 64,38 66,70 Ø 67,1	69,44 70,24 Ø 69,8	72,29 70,72 Ø 71,5
IV	Z 4.1	S 430 GP	421,5	11,2	11,9	101,31 101,47 99,34 95,98 99,09 96,67 Ø 99,0	101,76 100,56 Ø 101,2	104,90 108,50 Ø 106,7
V	Z 5.2	S 430 GP	475,5	8,5	9,4	71,50 71,26 73,04 Ø 71,9	77,14 77,36 Ø 77,3	81,70 77,84 Ø 79,8

Streckgrenze quer H 1: $f_y = 462,2 \text{ N/mm}^2$

Streckgrenze quer H 2: $f_y = 442,6 \text{ N/mm}^2$

Streckgrenze quer H 3: $f_y = 439,6 \text{ N/mm}^2$

Werden die Maximallasten der Serien Ia und Ib miteinander verglichen, ist der Einfluss der Stahlgüte zu erkennen, da die Bohlen die gleiche Blechdicke jedoch unterschiedliche Stahlgüten aufweisen. In Serie IIa und IIb wird wiederum der kombinierte Einfluss aus Blechdicke und Stahlgüte deutlich.

Der Vergleich der Serien I und II untereinander ist auf Grund der unterschiedlichen Blechdicken und Stahlgüten nur eingeschränkt möglich. Die Versuche der Serie Ia in Kombination mit den Profilen H 1 und H 2 und ein Teil der Serie Ib (Versuch 1 und 2) sind auf Grund einer etwas außermittigen Belastung mit einem gewissen Vorbehalt zu betrachten. Die Werte in Klammern markieren die Versuche, die mehrfach belastet wurden. Da sich grundsätzlich sinnvolle Traglasten ergeben haben, werden die Ergebnisse der Serie Ia und Ib in Kombination mit H 2 trotzdem mit betrachtet und auch ausgewertet.

In den Serien III, IV und V kann beobachtet werden, dass der Anstieg der Traglast in Abhängigkeit vom H-Profil nur sehr klein ist.

In Serie III werden die Z 3-Profile mit der geringsten Blechdicke von 8,7 mm und der insgesamt höchsten Stahlgüte, also der größten Schlankheit, getestet. Die Ergebnisse der maximalen Traglasten liegen trotz der kleineren Breite von 700 mm im Vergleich zu den größeren Breiten von 770 mm in Serie I und II in einem ähnlichen Bereich.

Serie IV zeigt mit den Z 4 (dickste Bleche 11,2 mm) die höchsten Traglasten von über 100 kN.

Werden Serie I und V miteinander verglichen, ist der Einfluss der geringeren Breite der Z 5-Bohlen im Vergleich zu den Z 1-Bohlen zu erkennen. Trotz der etwas geringeren Blechdicke und der in etwa gleichen Stahlgüte weisen die schmaleren Bohlen eine höhere Tragfähigkeit auf.

6.2.8 Zugversuche

6.2.8.1 Allgemeines

Die Zugversuche wurden gemäß DIN EN 10002-1 [17] (DIN 50125 [6]) durchgeführt. Die Position im entsprechenden Profil und die Herstellung der einzelnen Proben für die Zugversuche wurde gemäß DIN EN ISO 377 [20] vorgenommen. Im Rahmen des Projekts wurden 22 Zugversuche durchgeführt. Zehn Proben wurden als Flachproben aus den Z-Spundbohlen herausgearbeitet, sechs Rundproben wurden aus den Flanschen der H-Profile entnommen. Die Zugproben wurden jeweils längs und quer zur Walzrichtung (Hauptbelastungsrichtung) getestet. Ausführliche Informationen sind im Versuchsbericht und dessen Ergänzungen [88], [90] zu finden. Da im Zuge der Berechnungen festgestellt wurde, dass die Stahlgüte der Schlossprofile eine Rolle spielen kann (wie z. B. in den Berechnungen mit der Fließgelenktheorie II. Ordnung [89] festgestellt), wurden in Beanspruchungsrichtung 6 kleinformatige Rundproben mit Gewinde aus den Schlössern entnommen und getestet.

6.2.8.2 Ergebnisse der Zugversuche

In den folgenden Tabellen sind die Ergebnisse für die Zugfestigkeit f_u und die Streckgrenze f_y angegeben. Tabelle 6.3 zeigt die Ergebnisse für die Flachproben aus den Z-förmigen Spundbohlen. Wie in Tabelle 6.4 zu sehen, wurden sechs Rundproben aus den Flanschen der Profile H 1, H 2 und H 3 in der Stahlgüte S 430 GP getestet. In Tabelle 6.5 sind die Ergebnisse der Schlossprofile zu sehen. Die Zugversuche wurden im Rahmen der Projekte [87] und [88] durchgeführt.

Tabelle 6.3: Ergebnisse der Flachproben aus den Z-förmigen Spundbohlen

Probe	Profil	Stahlgüte	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]
Fl-01	Z 1.1a	S 355 GP	499,2	439,2
Fl-02	Z 3.2	S 430 GP	630,5	520,7
Fl-03	Z 4.1	S 430 GP	559,8	421,5
Fl-04	Z 1.1b	S 430 GP	637,6	483,1
Fl-05	Z 5.2	S 355 GP	588,8	475,5
FL-06	Z 1.4a	S 355 GP	476,5	369,2
FL-70	Z 1.4b	S 430 GP	670,6	574,0

Tabelle 6.4: Ergebnisse der Rundproben aus den H-Tragbohlen

Probe	Profil	Stahlgüte	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]
R-1	H 1	S 430 GP	610,9	462,2
R-2	H 2	S 430 GP	565,0	442,6
R-3	H 3	S 430 GP	603,9	439,6

Tabelle 6.5: Ergebnisse der kleinen Rundproben aus den Schlossprofilen

Probe	Profil	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]
M-1	R _{klein}	637	490
M-2		638	492
M-3		633	488
M-4	R _{groß}	630	471
M-5		628	472
M-6		631	465

6.2.9 Zusammenfassung

Um das Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwandsystemen erfassen zu können, wurden im Rahmen des Projektes [88], [90] Versuche durchgeführt, die zur Kalibrierung und Validierung von Berechnungsmodellen dienten. Um die Vielfalt unterschiedlicher Bohlengeometrien, Bohlendicken, deren Kombinationen und den Einfluss der Stahlgüte zu testen, wurde ein ausführliches Versuchsprogramm mit insgesamt 41 Einzelversuchen entwickelt.

Für die statistische Auswertbarkeit wurden jeweils mindestens zwei gleiche Versuche durchgeführt. Zwei Serien bestanden aus jeweils sechs Einzelversuchen. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass die Traglasten innerhalb der Versuchsreihen in der Regel sehr wenig voneinander abwichen.

Der Einfluss unterschiedlicher Blechdicke, Stahlgüte und der Zwischenbohlengeometrie wird durch die Versuche deutlich. Der Vergleich der Serien untereinander ist auf Grund von jeweils mehreren Einflussgrößen meist nur eingeschränkt möglich. Die unterschiedlichen getesteten Tragbohlen hatten nur einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Zudem wurden Zugproben in Form von Flachproben aus den Zwischenbohlen, Rundproben aus den H-Tragbohlen und weitere kleinformartige Rundproben aus den Schlössern getestet, um Aufschluss über die Materialparameter zu bekommen.

Für die Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsaufbau entwickelt, der große Verformungen zulässt. Neben der Möglichkeit einer vertikalen Bewegung werden mit diesem eine seitliche Verschieblichkeit und eine Verdrehbarkeit um die horizontale Achse gewährleistet.

Als Versagensmechanismus wurde bei allen Versuchen ein plastisches Beulen bzw. Knicken des Steges der linken Z-Bohle in Kombination mit plastischen Verformungen im Schloss R 1 festgestellt. Mit einem ausführlichen Messprogramm wurden die Versuche begleitet, ausgewertet und dokumentiert.

6.3 Numerische Untersuchungen

6.3.1 Allgemeines

Die Grundlage für die Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode bildete ein vom Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart entwickeltes numerisches Modell. Darauf aufbauend wurden Erkenntnisse gewonnen, die in den Gutachten [91] und [92] dargestellt sind. Die Simulationsmodelle wurden mit dem FE-Programm *Ansys Workbench Version 11* [117] erstellt. Damit wurden materiell und geometrisch nichtlineare Berechnungen durchgeführt. Zu den Hintergründen, zum Beispiel von Materialannahmen oder nichtlinearer Berechnung, vgl. auch DIN EN 1993-1-5 Anhang C [13].

Zunächst wurden die im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Versuche nachgerechnet. Die Versuchsergebnisse dienten der Validierung und Kalibrierung von FE-Modellen mit Einzellasten (vgl. Abschnitt 6.3.2 und Abschnitt 6.3.3). Mit diesen wurde der Einfluss einzelner Parameter, wie z. B. der Blechdicke und der Stahlgüte der Z-Bohle und der Tragbohle untersucht. Dadurch wurden zusätzliche „Versuchswerte“ generiert, damit ein breiteres Parameterfeld abgedeckt werden kann.

Die FE-Modelle mit Einzellasten wurden in einem zweiten Schritt auf den Lastfall hydrostatischen Wasserdruck erweitert (vgl. Abschnitt 6.3.5). Das Tragverhalten unter Wasserdruck im Vergleich zur Belastung mit Einzellasten wurde überprüft (vgl. Abschnitt 6.3.6).

6.3.2 Beschreibung des Modells zur Versuchsnachrechnung

6.3.2.1 Geometrie

Die Zeichnungen der einzelnen Körper wurden im Original von der Homepage von *ArcelorMittal* [122] heruntergeladen und gemäß den gemessenen Blechdicken modifiziert. Die Modelle wurden im Programm *Ansys Workbench* [117] erstellt und die Lasteinleitungsstruktur der Versuche nachgebildet, vgl. Abbildung 6.13.

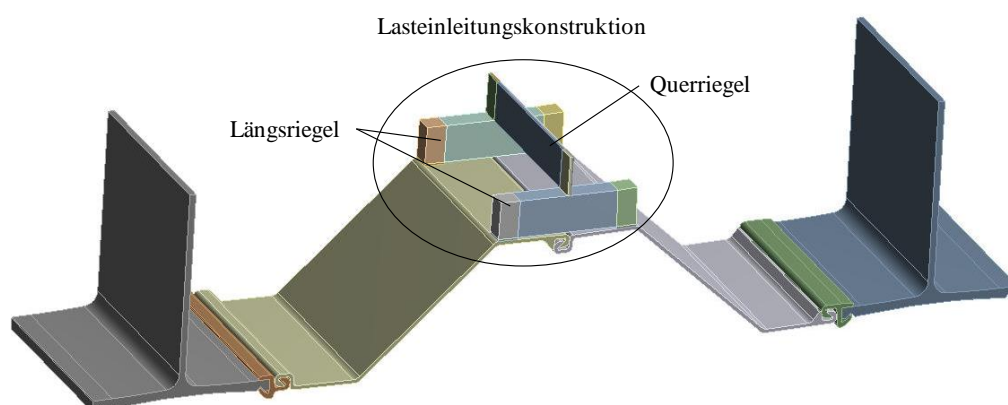


Abbildung 6.13: Geometrie

6.3.2.2 Material

Die Materialdaten, die in das Simulationsmodell eingegeben wurden, resultierten aus den durchgeführten Zugversuchen. Diese wurden aus den Z- und H-Profilen jeweils *längs* und *quer* (entspricht der Beanspruchungsrichtung) zur Walzrichtung und aus dem Schloss *quer* zur Beanspruchungsrichtung herausgearbeitet. Die Ergebnisse der Materialtests wurden in Form von Dehnungen und Spannungen in die Modelle eingegeben, vgl. Anhang.

Die Dehnung ε wird aus der Längenänderung Δl in Bezug auf die Ausgangslänge l berechnet ($\varepsilon = \Delta l/l$). Die Spannung σ wird aus der Kraft F und der Fläche A ermittelt ($\sigma = F/A$). Dabei bezieht sich die Fläche bei der Spannungsberechnung immer auf den Ausgangsquerschnitt und eine Einschnürung der Probe wird nicht berücksichtigt. Diese zunächst aus den Messdaten ermittelte Spannung wird mit „Ingenieurspannung“ bezeichnet, da die Information dem Ingenieur in der Praxis in der Regel ausreicht. Für die Aufbereitung der Materialdaten, die in die Berechnung eingehen, sollen jedoch die Plastizierungseffekte und eventuelle Materialverfestigungen genau nachvollzogen werden. Hierfür werden die „Ingenieurspannungen“ in sogenannte „wahre Spannungen“ mit den Formeln (6.1) und (6.2) umgerechnet und somit die Einschnürung des Querschnittes berücksichtigt, vgl. DIN EN 1993-1-5 Anhang C.6 „Werkstoffeigenschaften“ [13]. Für die Anwendung der Formeln gilt die Einschränkung auf inkompressibles Material. Das ist bei Stahl annähernd eingehalten.

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng} (1 + \varepsilon_{eng}) \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{ln} = \ln (1 + \varepsilon_{eng}) \quad (6.2)$$

σ_{true} „wahre Spannungen“ [N/mm²]

σ_{eng} „Ingenieurspannungen“ [N/mm²]

ε_{eng} „Ingenieurdehnungen“ [mm/mm]

ε_{ln} „wahre Dehnungen“ oder „logarithmische Dehnungen“ [mm/mm]

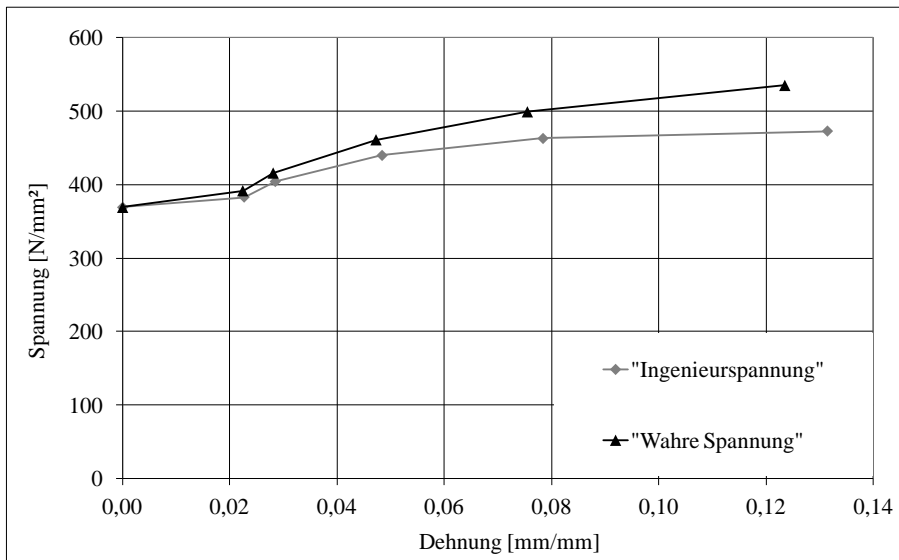


Abbildung 6.14: „Ingenieurspannung“ und „Wahre Spannung“

In Abbildung 6.14 ist der Unterschied zwischen „Ingenieurspannung“ und „wahrer Spannung“ am Beispiel der Materialkurve der Z-Spundwandbohle Z 1.4 – S 335 GP (vgl. Anhang) bildlich dargestellt. Während die Kurven bei kleinen Dehnungen jeweils aufeinander liegen, unterscheiden sie sich bei größeren Dehnungen zunehmend. Die „wahre Spannung“ zeigt dann im Vergleich zur „Ingenieurspannung“ höhere Spannungswerte bei gleich großer Dehnung.

Bei ersten Nachrechnungen hat sich gezeigt, dass die Traglasten mit den angenommenen Materialgesetzen und den gemessenen Streckgrenzen deutlich überschätzt wurden. Tatsächlich gibt es einen Geschwindigkeitseinfluss auf Höhe der Streckgrenze von ca. 5 % bis 15 % zwischen der oberen dynamischen und der statischer Streckgrenze (vgl. *Roik et al.* [61]) und es ist davon auszugehen, dass die dehnungsgesteuerte Belastungsgeschwindigkeit im Zugversuch nicht identisch ist mit der zylindergesteuerten Geschwindigkeit im Bauteilversuch. Um den Geschwindigkeitseinfluss zu berücksichtigen, wurden die Materialwerte deshalb in den Nachrechnungen um 10 % reduziert. Die Ergebnisse müssen demnach auch mit den relaxierten „statischen“ Werten der Versuchskurven verglichen werden. Es wird mit einem mittleren E-Modul von 200.000 N/mm² gerechnet, der sich an dem mittleren gemessenen E-Modul orientiert, vgl. Anhang. Für die Elastomerlager und den Überbau waren keine gemessenen Materialdaten aus Versuchen vorhanden. Für die Elastomerlager wurde in Anlehnung an Herstellerangaben ein E-Modul von 80.000 N/mm² angenommen. Der E-Modul des Überbaus wurde wie bei den anderen Bauteilen aus Stahl mit 200.000 N/mm² angenommen.

6.3.2.3 Kontakte und Randbedingungen

Die gewählten Randbedingungen sind in Abbildung 6.15 abgebildet. Die H-Profile wurden an den Stegen und Flanschen fest eingespannt (blaue Fläche), was den Randbedingungen im Versuch entsprach. Die Belastung wurde verschiebungsgesteuert aufgebracht, indem der obere Querriegel senkrecht nach unten (in y-Richtung) verschoben wurde (gelber Pfeil).

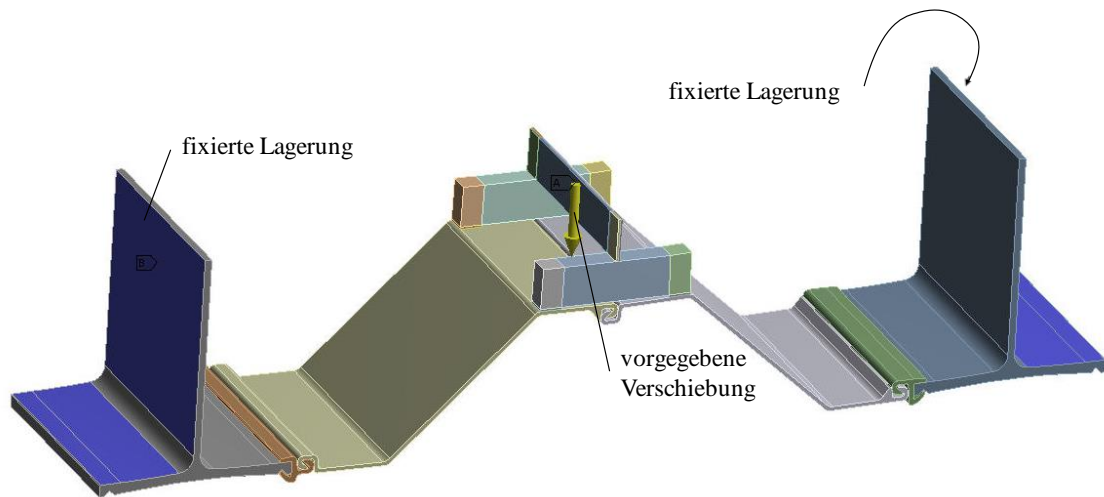


Abbildung 6.15: Randbedingungen

In Abbildung 6.16 bis Abbildung 6.19 sind die Kontaktbedingungen zu sehen. Es werden sowohl flächige Kontakte als auch Kontakte zwischen Flächen und Linien und zwischen Linien und Linien definiert. Weiterführende Informationen über die Modellierung der Kontaktbedingungen sind bei der Beschreibung der Elemente in Abschnitt 6.3.2.4 zu finden.

In Abbildung 6.16 sind verschiedene Bedingungen zu sehen. Diese stellen einerseits Verbundkontakte zwischen den Schlossprofilen und den H-Bohlen dar und simulieren somit die im Versuch vorhandene Schweißnaht zwischen diesen Bauteilen. Zum anderen sind Reibkontakte zwischen den Schlössern und den Z-Bohlen, bzw. diesen untereinander definiert. Bei der Versuchsnachrechnung wird der Reibkoeffizient $\mu = 0,3$ verwendet, vgl. Abschnitt 6.3.2.6.

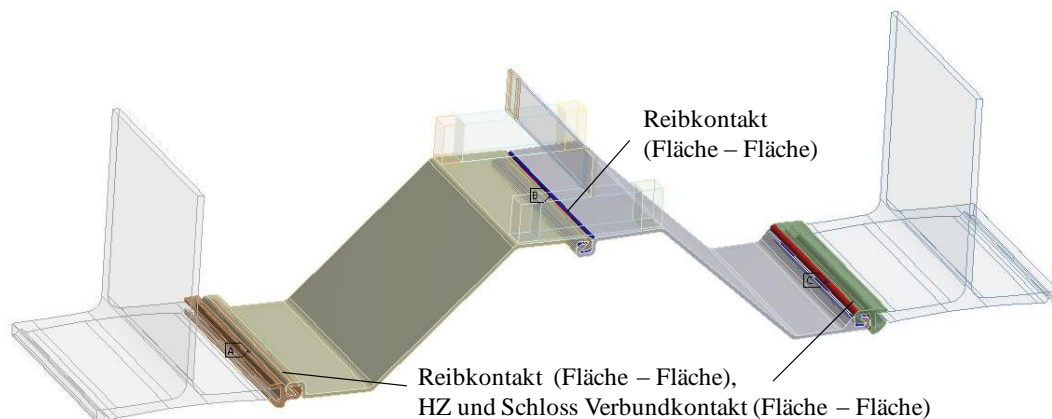


Abbildung 6.16: Kontaktbedingungen in den Schlössern

Sowohl zwischen den Z-Bohlen und den Elastomerlagern, als auch zwischen den Elastomerlagern und den Querriegeln sind, wie in Abbildung 6.17 zu sehen, sogenannte „raue Kontakte“ modelliert, die ein Gleiten der Lager in tangentialer Richtung verhindern, ein Öffnen in Normalenrichtung jedoch erlauben. Zusätzlich sind jeweils die Außenkanten der Elastomerlager mit den Z-Bohlen und den Querriegeln verbunden, siehe Abbildung 6.18. Es handelt sich hierbei um einen Verbund-Linienkontakt. Abbildung 6.19 zeigt die Kontaktbedingung zwischen den Längs- und Querriegeln und der Lasteinleitungsstruktur. Hier ist kein sich Öffnen in Normalenrichtung, sondern nur reibungsfreies, tangentiales Gleiten zwischen den Bauteilen möglich.

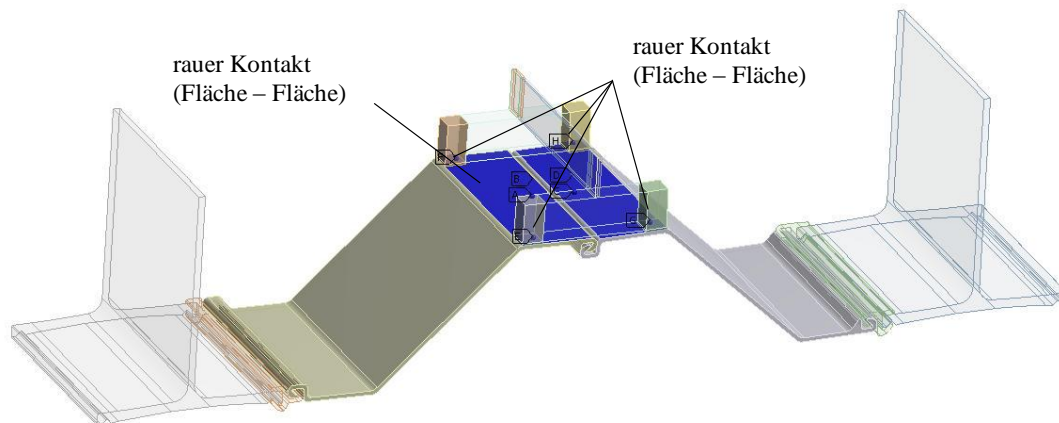


Abbildung 6.17: Kontaktbedingungen zwischen den Z-Bohlen und den Elastomerlagern bzw. den Elastomerlagern und den Querriegeln

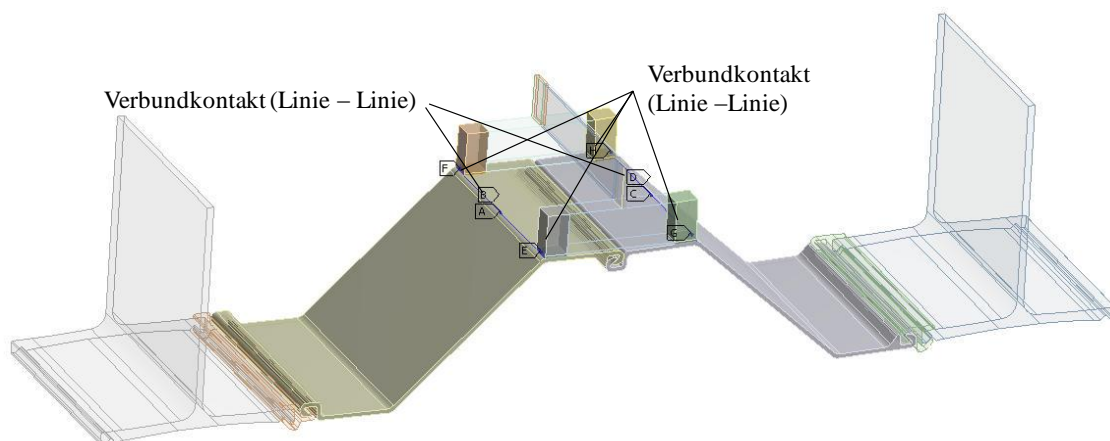


Abbildung 6.18: Kontaktbedingungen zwischen den Z-Bohlen und den Elastomerlagern und zwischen den Lagern und den Querriegeln

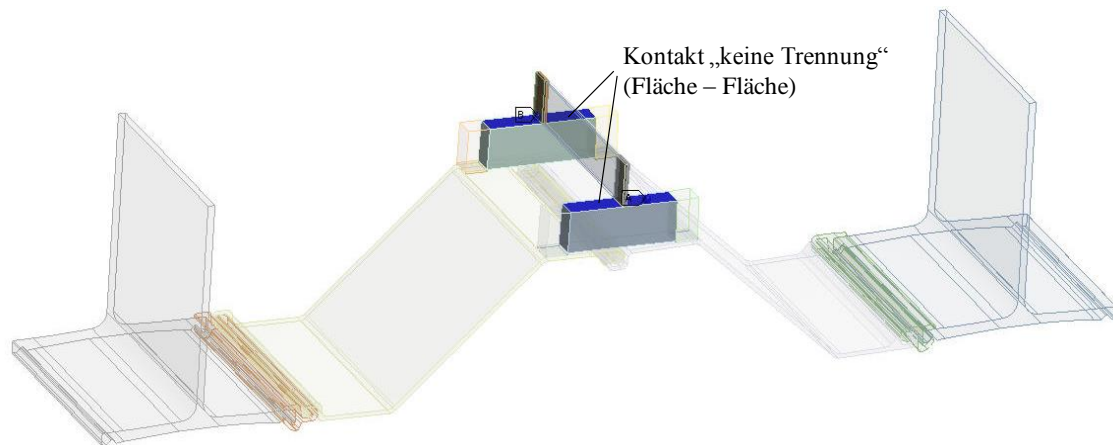


Abbildung 6.19: Kontaktbedingungen zwischen den Längs- und dem Querriegel

6.3.2.4 Elemente

Ansys Workbench [117] bietet eine Vielzahl von Elementtypen- und Formulierungen an. In den Berechnungen wurden die Volumenelemente SOLID 185, SOLID 186 und die Kontaktelemente TARGE 170, CONTA 174 und CONTA 175 verwendet. Das Element SOLID 185 wird für die 3-D Modellierung von Festkörpern verwendet. Es wird durch 8 Knoten (Hexaederform) mit jeweils 3 Verschiebungsfreiheitsgraden definiert und kann lineares Verformungsverhalten abbilden. Das Element SOLID 186 wird wie SOLID 185 für die 3-D Modellierung von Festkörpern verwendet. Es wird durch 20 Knoten (Hexaederform) mit jeweils 3 Verschiebungsfreiheitsgraden an den Knoten definiert und kann quadratisches Verformungsverhalten abbilden.

Das Element TARGE 170 wird verwendet, um mit den zugehörigen Elementen (CONTA 174 und CONTA 175) unterschiedliche Kontaktbereiche abbilden zu können. Aufgabe der in den Simulationen verwendeten unterschiedlichen Kontakttypen und -formulierungen ist es, ungewolltes Durchdringen von Körpern zu vermeiden, um ein möglichst wirklichkeitsnahes Deformationsverhalten des Systems abzubilden.

In Abbildung 6.20 sind die Ergebnisse des Einflusses unterschiedlicher Elementtypen dargestellt. Im Diagramm ist die aufgebrachte Kraft F_z über die vertikale Verschiebung u_z aufgetragen. Die Stelle der Lasteinleitung ist in Abbildung 6.15 mit einem gelben Pfeil gekennzeichnet. Die Ergebnisse zeigen, dass das Lastplateau, das bei nahezu allen Versuchen beobachtet wurde [88], auch in der Simulation nachvollzogen werden kann. Dieses ist bei den FE-Berechnungen jedoch ausgeprägter vorhanden. Vermutlich liegt dies an geometrischen Unterschieden im Bereich der Schlösser. Bezüglich der maximal erreichten Kraft ist eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen vorhanden.

Bei der Vergleichsrechnung wurden zum einen lineare SOLID 185, zum anderen quadratische SOLID 186 Elemente verwendet. Die zwei Kurven unterscheiden sich nur geringfügig kurz vor Erreichen des ersten Lastplateaus bei ca. 40 mm vertikalem Weg. Ab 80 mm Weg gibt es Unterschiede, die auf numerischen Schwankungen beruhen. Der Rechenaufwand mit linearen Elementen ist deutlich geringer als mit quadratischen Elementen.

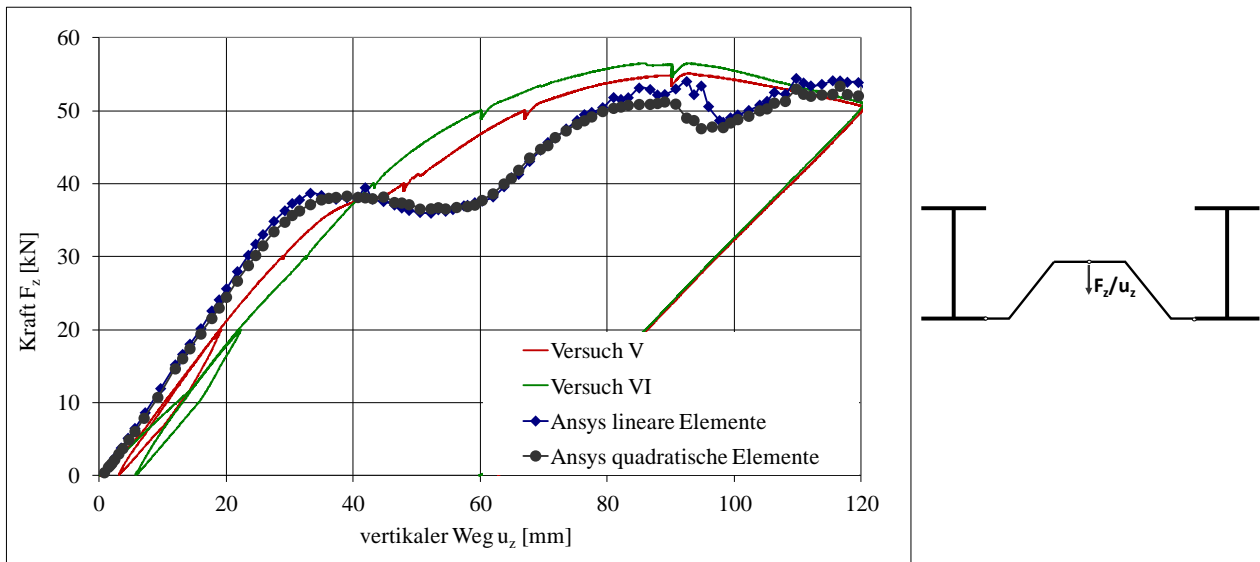


Abbildung 6.20: Einfluss unterschiedlicher Elementtypen

6.3.2.5 Vernetzung

Allgemeines

In Abbildung 6.21 ist das Netz des FE-Modells abgebildet. Es wurde darauf geachtet, dass mehrere Elemente über die Blechdicke vorhanden sind, um die Biegespannung gut abbilden zu können. Dies war notwendig, um das globale Tragverhalten nachvollziehen zu können. Für detaillierte quantitative Spannungsauswertungen müsste das Netz jedoch verfeinert werden. Darauf wurde hier im Hinblick auf die Berechnungsdauer verzichtet. Detailbilder der Schlösser sind in Abbildung 6.24, Abbildung 6.25 und Abbildung 6.26 zu sehen.

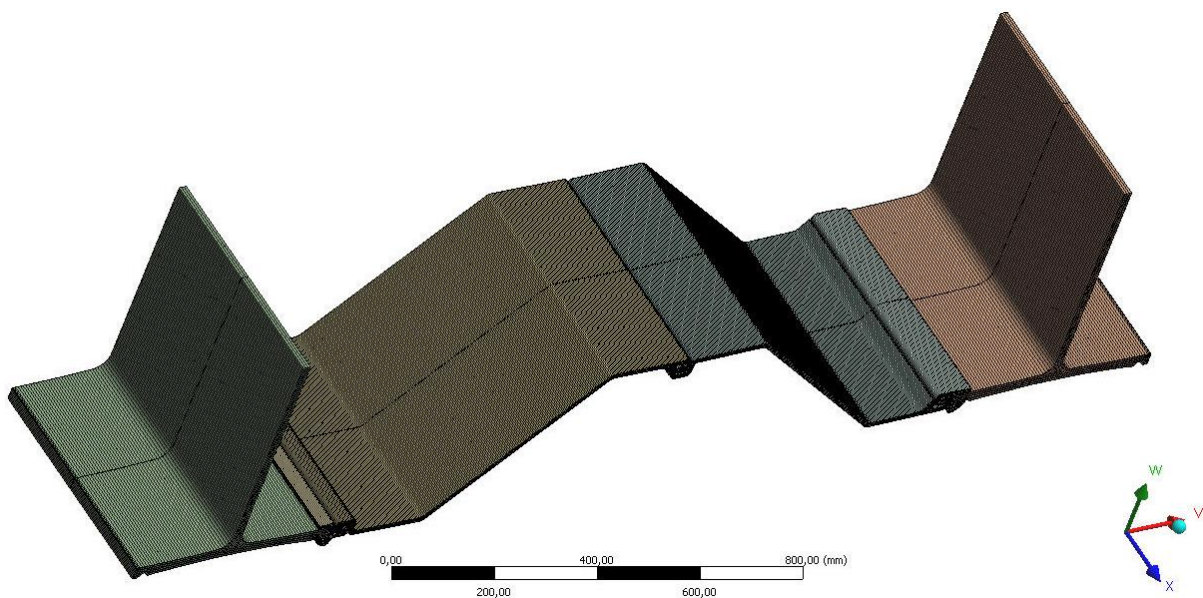


Abbildung 6.21: Netz mit zwei Elementen über die Breite (in z-Richtung)

Die Auswertung der Dehnmessstreifen in den Versuchen [88] zeigte in Breitenrichtung nur einen geringen Unterschied in den gemessenen Dehnungen. In diese Richtung wurden deshalb nur zwei Elemente gewählt. Der Einfluss der Verwendung mehrerer Elemente über die Breite wurde, wie im nächsten Abschnitt beschrieben, zudem numerisch untersucht mit dem Ergebnis, dass der Unterschied im Verformungs- und Tragverhalten gering war.

Parameteruntersuchung

Der Einfluss der Anzahl der Elemente bei gleichbleibendem Elementtyp (SOLID 185) über die Breite (in z -Richtung) wurde überprüft und dazu Berechnungen mit zwei bzw. vier Elementen durchgeführt, vgl. Abbildung 6.21 bzw. Abbildung 6.22. Die Ergebnisse in Abbildung 6.23 zeigen bis zum Erreichen des ersten Lastplateaus bei ca. 35 mm vertikalem Weg nahezu deckungsgleiche Kurven. Die Berechnung mit vier Elementen weist bei Erreichen des zweiten Lastplateaus bei ca. 90 mm Weg wiederum eine ähnliche Traglast wie mit zwei Elementen auf und verläuft dann mit geringeren numerischen Schwankungen. Unter Berücksichtigung des Kraft- und Verformungsverhaltens zwischen den beiden Lastplateaus kann gefolgert werden, dass die Berechnung mit zwei Elementen bis zum Erreichen des zweiten Lastplateaus zufriedenstellende Ergebnisse liefert.

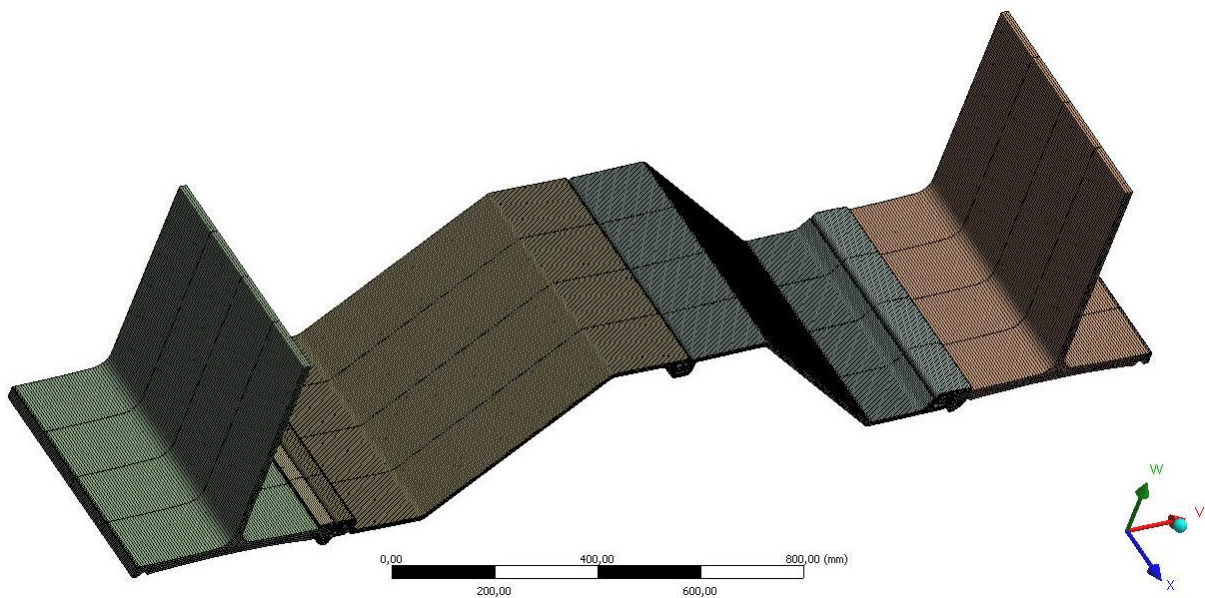


Abbildung 6.22: Netz mit vier Elemente über die Breite (in z -Richtung)

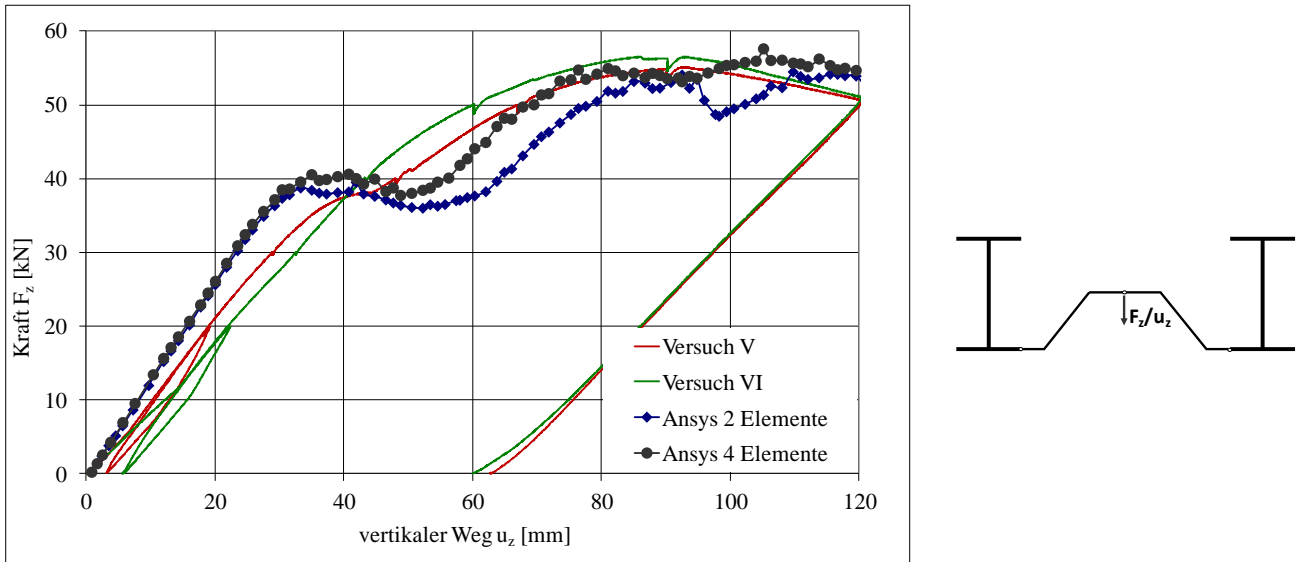


Abbildung 6.23: Einfluss der Anzahl der Elemente über die Breite (in z-Richtung)

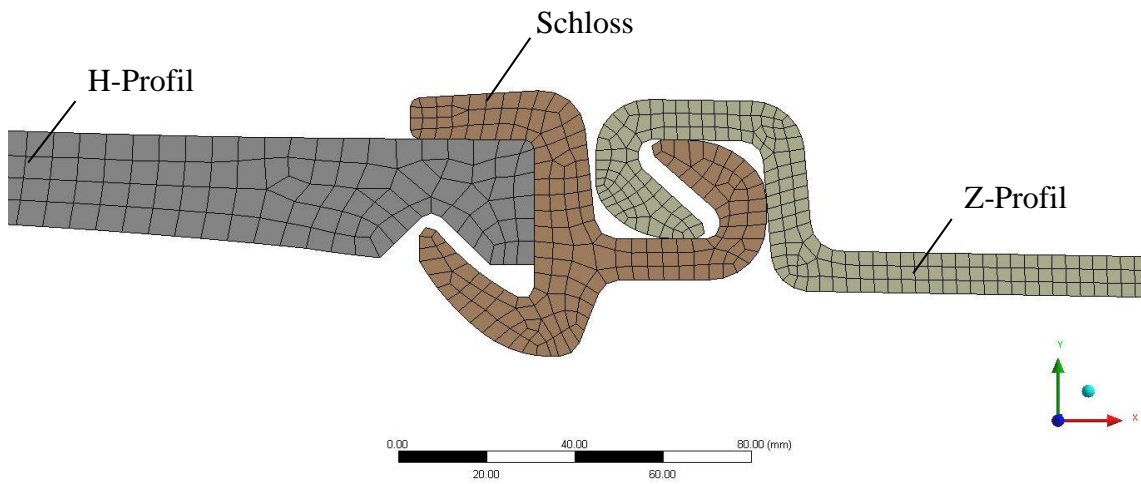


Abbildung 6.24: Vernetzungsdetail 1 – „linkes“ Schloss

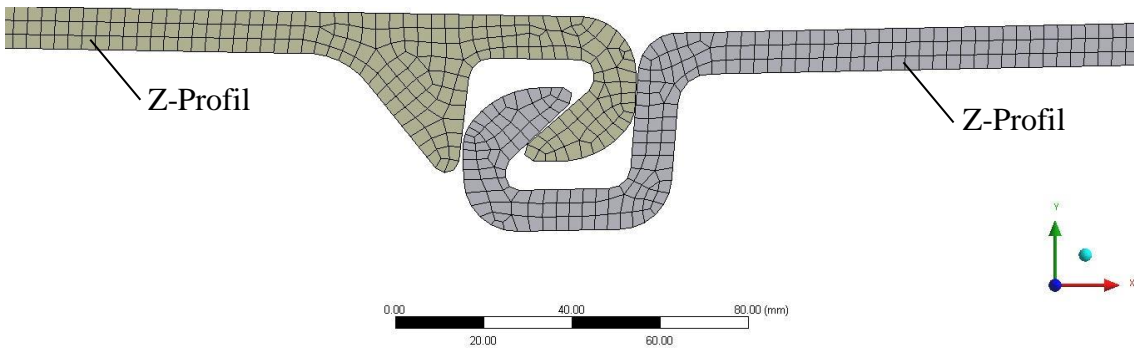


Abbildung 6.25: Vernetzungsdetail 2 – „mittleres“ Schloss

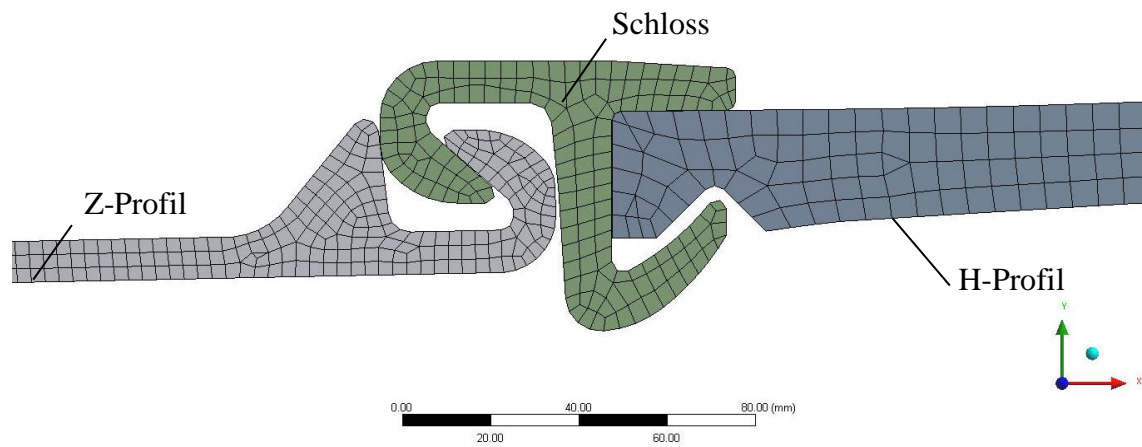


Abbildung 6.26: Vernetzungsdetail 3- „rechtes“ Schloss

6.3.2.6 Reibbeiwert

Die Ergebnisse einer Variation des Reibbeiwertes in den Reibkontaktbereichen der Simulationen sind in Abbildung 6.27 dargestellt. In der Literatur sind sehr unterschiedliche Werte für Stahl in Abhängigkeit vom Zustand (trocken, nass, geölt) zu finden. Bei an *der Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführten Versuchen [86] wurden Werte für die Haftreibung in Abhängigkeit von einer Vorspannkraft (600 kN und 1200 kN), mit der die Bohlen auseinandergezogen wurden, zwischen $\mu = 0,19$ und $\mu = 0,53$ gemessen. Die Gleitreibungsbeiwerte lagen zwischen $\mu = 0,40$ und $\mu = 0,53$.

Die rechnerische Untersuchung von Werten zwischen $\mu = 0,10$ und $\mu = 0,80$ zeigt, dass nach Erreichen des ersten Lastplateaus bei ca. 35 mm vertikalem Weg die Kurve um so höher verläuft, je höher der Reibbeiwert gewählt wurde. Bis zu einem Wert von $\mu = 0,50$ liegt die aufnehmbare Kraft in den Simulationen unter den Versuchswerten. Der Wert bei $\mu = 0,80$ liegt mit 57,1 kN nur 3 % über dem niedrigeren Versuchsergebnis (55,2 kN). Für die folgenden Berechnungen wird $\mu = 0,15$ gewählt, da dieser Wert eine stabile FE-Berechnung zuließ.

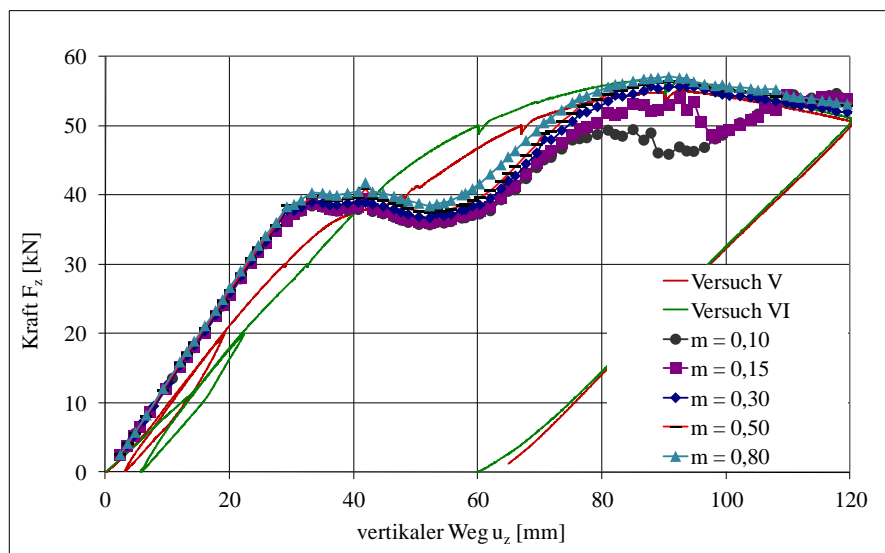


Abbildung 6.27: Einfluss der Variation des Reibbeiwertes

6.3.3 Nachrechnung der Versuche mit Einzellasten

6.3.3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt wird die Nachrechnung der Versuche mit Einzellasten beschrieben. Diese diente der Validierung des numerischen Modells. Dazu werden im Folgenden die Traglasten der Versuche mit denen der Berechnungen verglichen. Es folgt eine Beschreibung des Tragverhaltens. Mit dieser wird gezeigt, dass die in den Versuchen beobachteten Mechanismen im FE-Modell wiedergegeben werden.

6.3.3.2 Traglasten

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen im Vergleich zu den Versuchen sind in [92] ausführlich beschrieben. Hier werden zusammenfassend nur die Werte der Traglasten betrachtet. Verglichen wird für die fünf Serien jeweils die aufgebrachte Kraft, für die eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen vorhanden ist. Tabelle 6.6 zeigt eine Zusammenstellung der „unteren“ maximalen Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung des Geschwindigkeitseinflusses. Da die Versuche zur Bestimmung der Traglasten und die Materialzugversuche mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten durchgeführt wurden, ist der Geschwindigkeitseinfluss unterschiedlich groß. Hier wird der Einfluss herausgerechnet, indem jeweils die relaxierten „unteren“ Werte verwendet werden. Die Unterschiede der Traglasten sind bis auf die Serien IIb und III (etwas über 10 %) gering und betragen nur wenige Prozent.

Tabelle 6.6: Zusammenstellung der Ergebnisse für die Versuchsnachrechnung

Serie	Profil	Versuch \emptyset F_{max} [kN]	Versuch \emptyset $F_{max,unten}$ [kN]	Berechnung Einzellasten F_{max} [kN]	Unterschied Berechnung/ Versuch (absolut in kN)	Unterschied Berechnung/ Versuch (relativ in %)
Ia	Z 1.1a	(58,88)	(57,8)	60,9	+3,1	+5,4
Ib	Z 1.1b	65,65	64,9	67,1	+2,2	+3,3
IIa	Z 1.4a	58,22	56,9	56,0	-0,9	-1,7
IIb	Z 1.4b	78,16	76,8	86,8	+10,0	+13,0
III	Z 3.2	68,42	67,2	75,1	+7,9	+11,8
IV	Z 4.1	100,71	97,7	103,3	+5,6	+5,7
V	Z 5.2	71,93	70,7	65,7	-5,0	-7,0

6.3.3.3 Tragverhalten

In Abbildung 6.28 bis Abbildung 6.31 sind die vertikalen Verformungen und in Abbildung 6.32 bis Abbildung 6.33 die *von Mises* Vergleichsspannungen für Serie IIb (H 1 Profil und Z 1.4 Bohle) in unterschiedlichen Verformungsstufen dargestellt. Die in den Versuchen beobachteten großen Verformungen können in den Simulationen sehr gut nachvollzogen werden. Sowohl die seit-

liche Verschiebung als auch das zur Seite Kippen wird beobachtet. Die größten Vergleichsspannungen sind zunächst im Steg der linken Z-Bohle vorhanden. In allen Serien plastiziert an dieser Stelle der Querschnitt als erstes über die gesamte Blechdicke. Durch die Bildung dieser Fließzone im Steg wird das System sehr weich und große Verformungen sind zu beobachten (auch durch eine Starrkörperdrehung im Schloss). Bei weiterer Laststeigerung treten im „Finger“ des linken Schlosses hohe Spannungen und Dehnungen auf und an dieser Stelle bildet sich eine weitere Fließzone. Zu diesem Zeitpunkt ist die Maximallast erreicht. Hohe Spannungen treten zuletzt, jedoch erst nach Überschreiten der maximalen Last auch in den H-Profilen auf. An den Randfasern sind dann auch erste Plastizierungen zu erkennen.

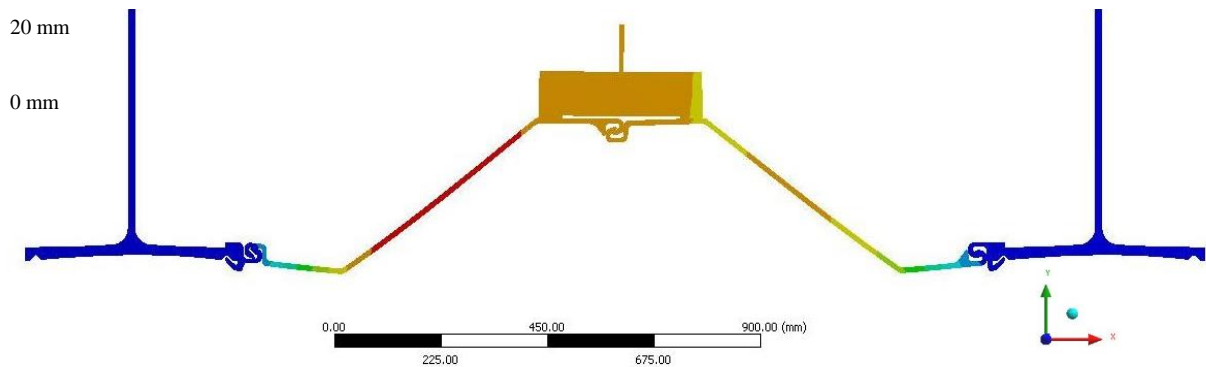


Abbildung 6.28: Vertikale Verformung bei $u_z = 20$ mm

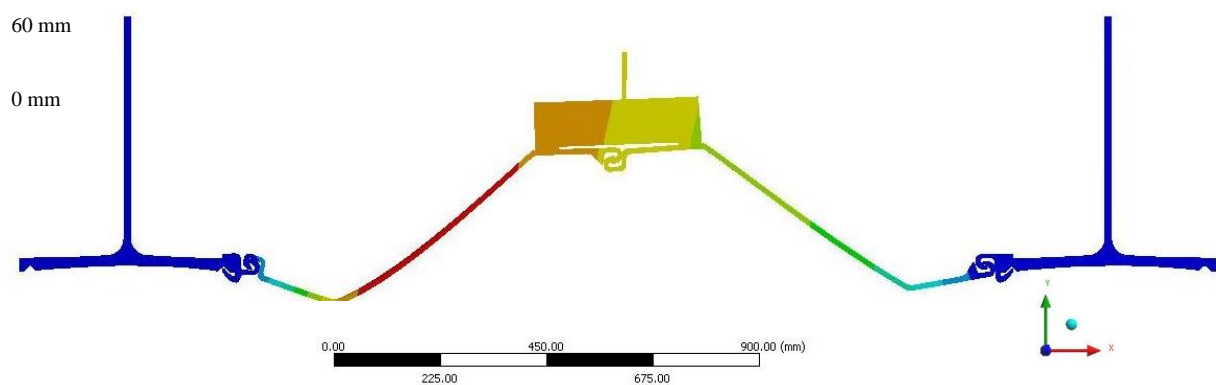


Abbildung 6.29: Vertikale Verformung bei $u_z = 60$ mm

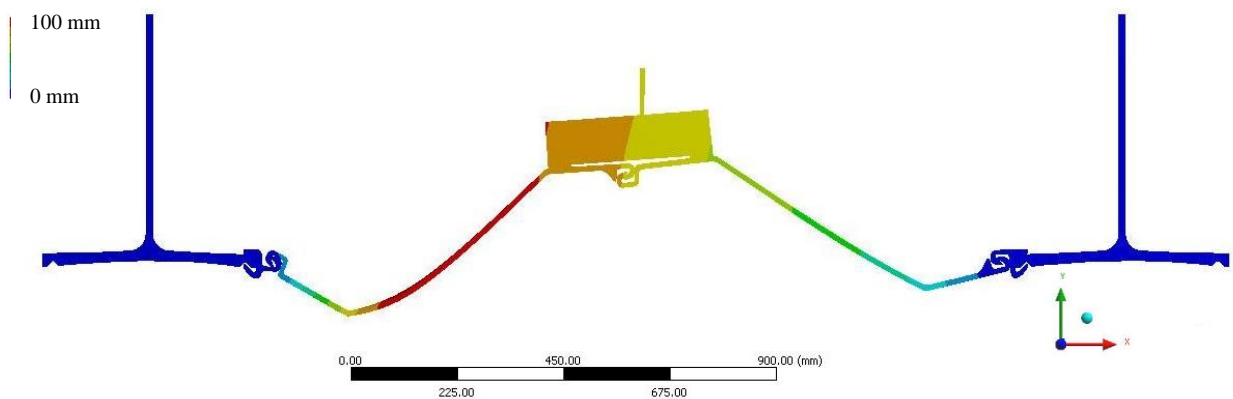


Abbildung 6.30: Vertikale Verformung bei $u_z = 100$ mm

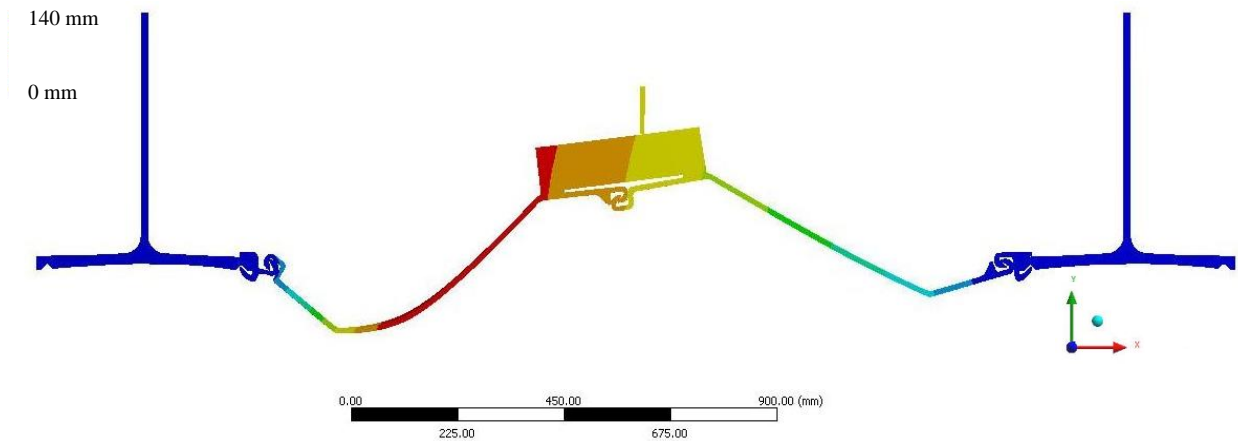


Abbildung 6.31: Vertikale Verformung bei $u_z = 140$ mm

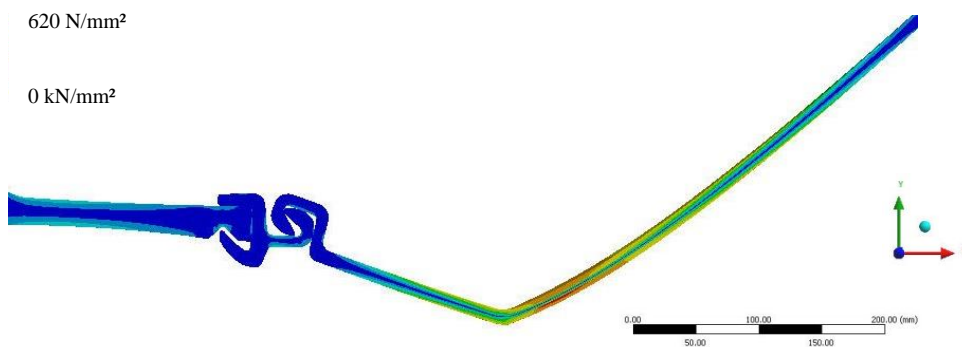


Abbildung 6.32: Vergleichsspannungen bei $u_z = 60$ mm

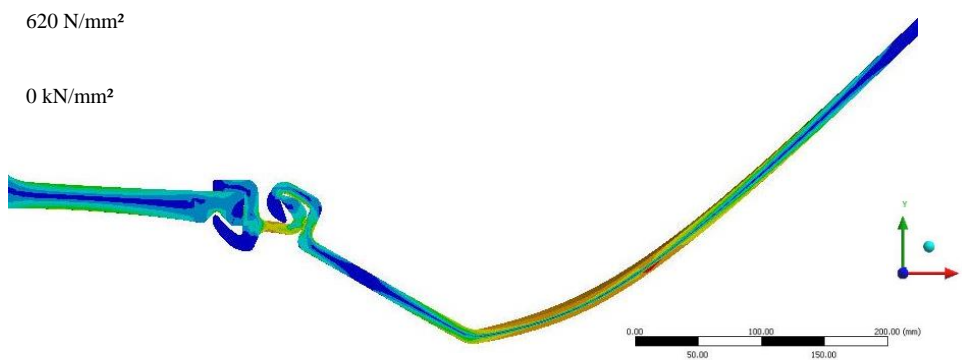


Abbildung 6.33: Vergleichsspannungen bei $u_z = 100$ mm

6.3.3.4 Zusammenfassung

Bei der Nachrechnung der Versuche mit Einzellasten ist sowohl in den Traglasten, als auch in den Verformungen und aufgenommenen Spannungen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen vorhanden. Die Modelle können als validiert angesehen und für die weiteren Untersuchungen verwendet werden.

6.3.4 Parameteruntersuchungen am System mit Einzellasten

6.3.4.1 Allgemeines

Untersucht wurden bei den Z-Bohlen vier unterschiedliche Geometriertypen, die jeweils in der Blechdicke und Stahlgüte variieren, vgl. Abbildung 6.2. In den Versuchsserien konnten auf Grund der Vielzahl der Z-Bohlen nur einzelne Profile getestet werden. In den folgenden Parameteruntersuchungen soll der Einfluss der nicht versuchstechnisch bestimmten Parameter Stahlgüte und Blechdicke der Z-Bohlen und der Einfluss der Tragbohle rechnerisch ermittelt werden.

6.3.4.2 Einfluss der Blechdicke und Stahlgüte der Z-Bohle

Für jede Versuchsserie wurde die dickste und dünnste Bohle einer Serie mit jeweils zwei unterschiedlichen Stahlgüten rechnerisch untersucht. Die Berechnungen wurden mit der Soll-Blechdicke durchgeführt. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wurde wie in den Versuchsnachrechnungen mit einer um 10 % abgeminderten Stahlfestigkeit, also auf statischem Niveau gerechnet.

Exemplarisch sind die Ergebnisse für Serie IV in Abbildung 6.34 zu sehen. Das Versuchsniveau der praktischen Versuche der Serie IV ist mit $F_{\max} = 100,71$ kN gekennzeichnet, vgl. Tabelle 6.9. Die Versuchsnachrechnung mit einer Blechdicke von 11,9 mm und der Streckgrenze $f_y = 421,5$ N/mm² sortiert sich gut in die Ergebnisse der Parameteruntersuchung ein. Das Material 1 weist die niedrigste in den Versuchen gemessene Streckgrenze mit $f_y = 369,2$ N/mm² auf und das Material 2 die höchste mit $f_y = 574,0$ N/mm², vgl. Anhang Tabelle A 1 und Tabelle A 2. Somit kann der Einfluss der Blechdicke und der Stahlgüte bestimmt werden.

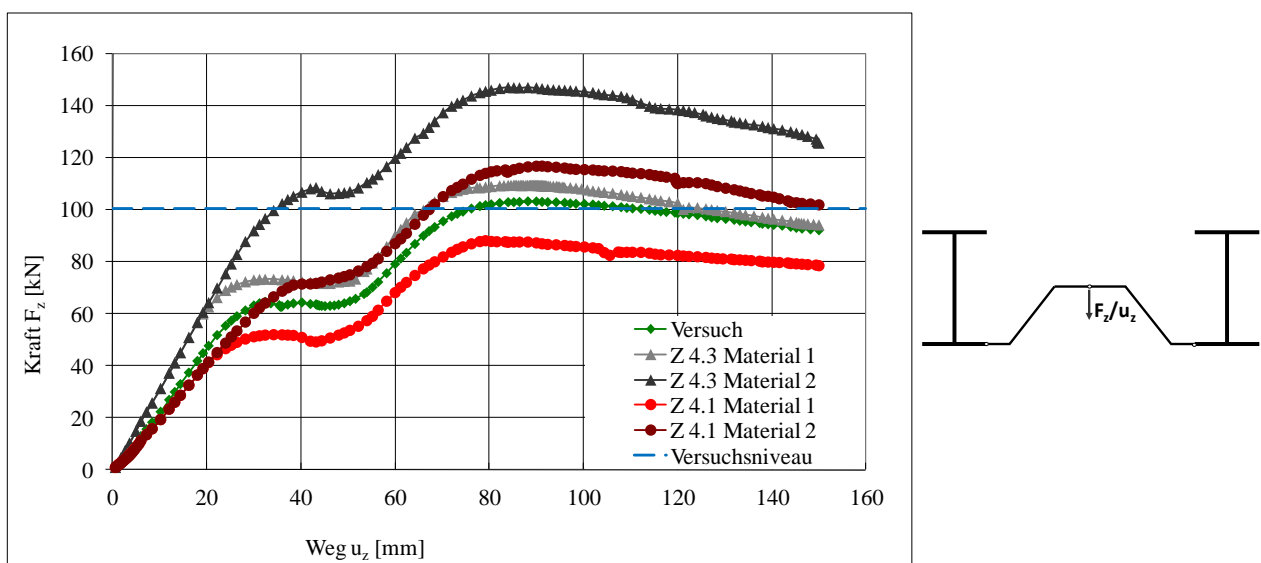


Abbildung 6.34: Ergebnisse der Parameteruntersuchung zur Ermittlung des Einflusses der Blechdicke und der Stahlgüte am System mit Einzellasten für die Serie IV

In Tabelle 6.7, Tabelle 6.8, Tabelle 6.9 und Tabelle 6.10 sind die Ergebnisse der maximalen Tragfähigkeiten der Parameterstudien dargestellt. Gezeigt werden die berechneten Werte für die Serien I/II, III, IV und V, jeweils für die kleinste und größte Blechdicke und die Stahlgüte $f_y = 369,2 \text{ N/mm}^2$ und $f_y = 574,0 \text{ N/mm}^2$. Für die Serie I/II sind zusätzliche Rechenwerte für die Blechdicke $t = 9,4 \text{ mm}$ für die zwei Stahlgüten dargestellt. Des Weiteren sind die Mittelwerte der in den praktischen Versuchen ermittelten Tragfähigkeiten in den Tabellen zu finden.

Eine bildliche Auswertung der Ergebnisse der Parameterstudie für Serie IV befindet sich in Abschnitt 6.4.3.2 (Umrechnung der Stahlgüte und Blechdicke).

Tabelle 6.7: Ergebnisse der Parameterstudie für die Serie II

Serie I/II	Blechdicke	$f_y = 369,2 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 574,0 \text{ N/mm}^2$
Z 1.1	8,5 mm	47,7 kN	61,7 kN
Z 1.3	9,4 mm	56,0 kN	71,2 kN
Z 1.4	9,9 mm	56,8 kN	67,1 kN (mit $f_y = 483,1 \text{ N/mm}^2$)
Versuch 1: Serie IIa mit $t = 9,4 \text{ mm}$ und $f_y = 369,2 \text{ kN/mm}^2 \rightarrow F_{max} = 58,2 \text{ kN}$ Versuch 2: Serie Ib mit $t = 9,9 \text{ mm}$ und $f_y = 483,1 \text{ kN/mm}^2 \rightarrow F_{max} = 65,7 \text{ kN}$			

Tabelle 6.8: Ergebnisse der Parameterstudie für die Serie III

Serie III	Blechdicke	$f_y = 369,2 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 574,0 \text{ N/mm}^2$
Z 3.1	8,5 mm	58,8 kN	75,1 kN
Z 3.4	10,0 mm	74,8 kN	97,0 kN
Versuch mit $t = 8,7 \text{ mm}$ und $f_y = 520,7 \text{ kN/mm}^2 \rightarrow F_{max} = 67,1 \text{ kN}$			

Tabelle 6.9: Ergebnisse der Parameterstudie für die Serie IV

Serie IV	Blechdicke	$f_y = 369,2 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 574,0 \text{ N/mm}^2$
Z 4.1	11,2 mm	88,2 kN	116,9 kN
Z 4.3	13,2 mm	109,5 kN	147,2 kN
Versuch mit $t = 11,9 \text{ mm}$ und $f_y = 421,5 \text{ kN/mm}^2 \rightarrow F_{max} = 99,0 \text{ kN}$			

Tabelle 6.10: Ergebnisse der Parameterstudie für die Serie V

Serie V	Blechdicke	$f_y = 369,2 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 574,0 \text{ N/mm}^2$
Z 5.1	8,5 mm	49,4 kN	65,9 kN
Z 5.4	10,0 mm	59,3 kN	80,6 kN
Versuch mit $t = 9,4 \text{ mm}$ und $f_y = 475,5 \text{ kN/mm}^2 \rightarrow F_{max} = 71,9 \text{ kN}$			

6.3.4.3 Einfluss der Tragbohle

Es wurden Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss unterschiedlicher Tragbohlen zu untersuchen. Da das Versagen sowohl in den Versuchen wie auch bei den Nachrechnungen ausschließlich durch die Zwischenbohlen und Schlösser ausgelöst wurde, haben die Tragbohlen bei den bisherigen Untersuchungen keinen signifikanten Einfluss gezeigt. Dies ist z. B. bei den Versuchsergebnissen in Tabelle 6.2 in den Ergebnissen der Serien III, IV und V zu sehen, in denen der Einfluss der Tragbohle experimentell untersucht wurde.

Getestet wurden durch FE-Nachrechnung das schwächste verfügbare H 4-Profil mit der minimalen Flanschdicke 17 mm und das H 1-Profil mit der gemessenen Blechdicke von 21,6 mm, das in den Versuchen ausführlich untersucht wurde. Dabei wurden alle anderen Parameter, wie die Blechdicke der Z-Bohlen und die Stahlgüte beibehalten und jeweils nur die Geometrie der Tragbohle variiert. Verglichen wurde der Einfluss der unterschiedlichen Tragbohlen mit Einzellasten für jeden Geometriotyp.

In den Kraft-Weg-Diagrammen in Abbildung 6.35 und Abbildung 6.36 sind die Ergebnisse der Versuche und der Berechnungen der Serie III und IV dargestellt. Die Versuche wurden jeweils mit der Tragbohle H 1 durchgeführt. Die Berechnungen zeigen den Unterschied zwischen einem Modell mit einer H 1 und einer H 4 Tragbohle. Das unterschiedlich stark ausgeprägte Lastplateau in den Berechnungen mit der H 1 Tragbohle und den Versuchen liegt vermutlich in geometrischen Unterschieden im Bereich der Schlösser begründet.

Die Ergebnisse der Serien III und IV weisen deutliche Unterschiede auf. Während die Tragfähigkeiten für Serie III zwischen den Tragbohlen H 1 und H 4 nur einen kleinen Unterschied von ca. 2 % aufweisen, beträgt dieser in der Serie IV mit den starken Z 4.1 Profilen 11,5 %. Das ist auf das Auftreten unterschiedlicher Versagensmechanismen zurückzuführen.

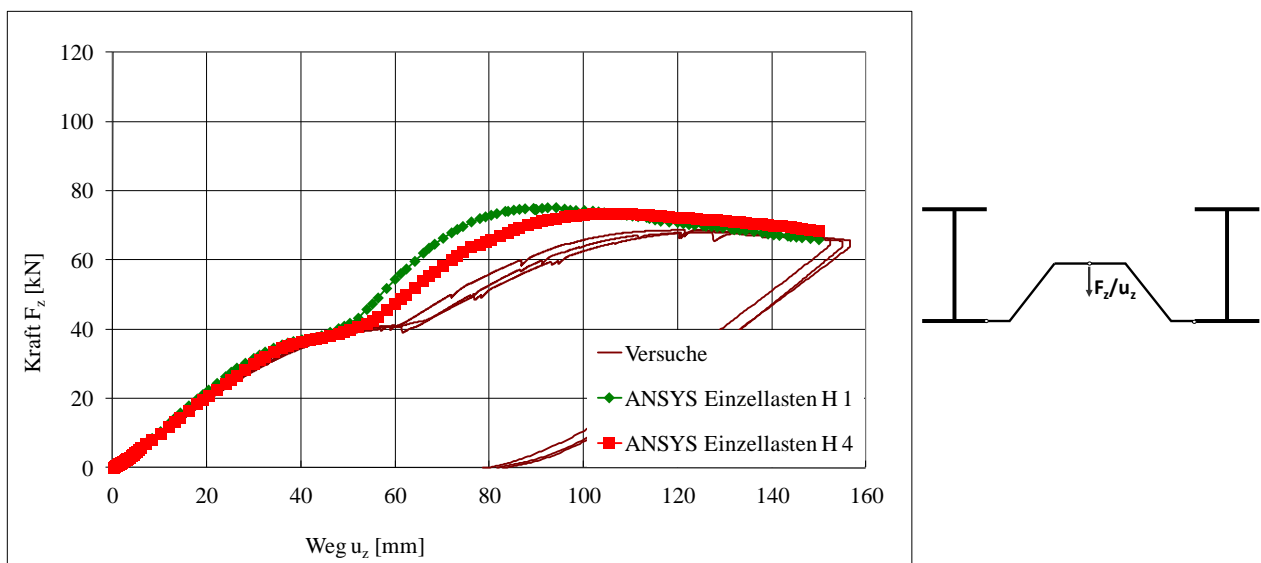


Abbildung 6.35: Einfluss der Tragbohlen H 4 und H 1 - Serie III (Z 3.1)

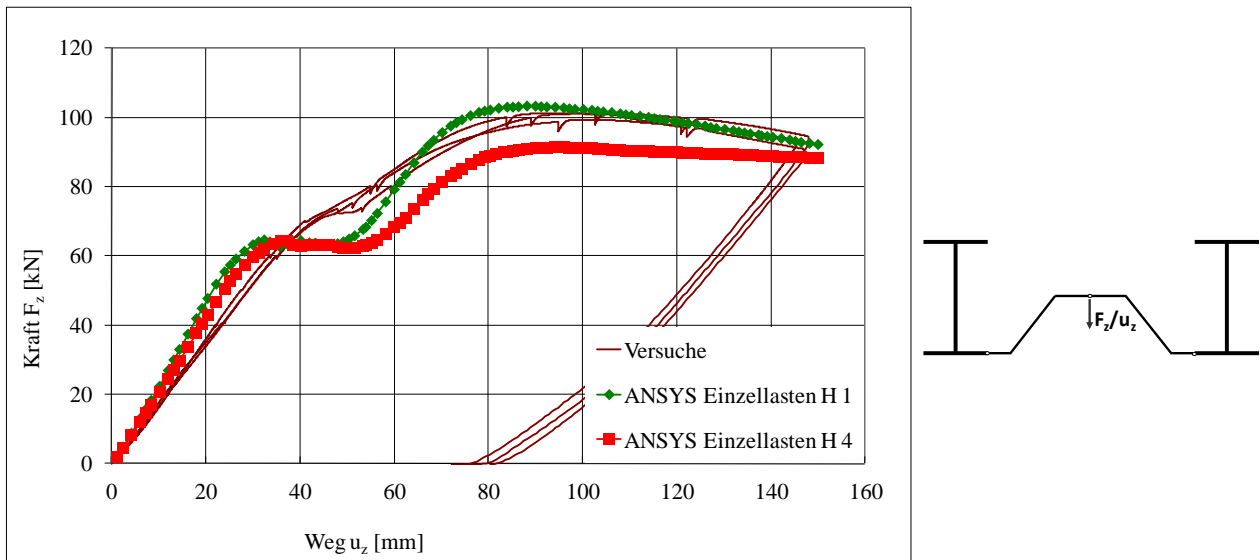


Abbildung 6.36: Einfluss der Tragbohlen H 4 und H 1 - Serie IV (Z 4.1)

Wie in Abbildung 6.37 exemplarisch für das Profil H 4 in Kombination mit der Z 3.2 dargestellt ist, tritt nach der Entstehung der ersten Fließzone im Steg der Z-Bohle die zweite im Schloss auf. Die Z 4.1 Bohle verhält sich, wie Abbildung 6.38 zeigt, mit der Tragbohle H 4 anders, die zweite Fließzone entsteht hier in der Tragbohle. Die Ergebnisse für die Kombination H 4 und Z 4.1 Bohle sind wegen der unterschiedlichen Versagensmechanismen aus den Ergebnissen der Versuche und den Berechnungen nicht in gleicher Weise wie bei den anderen Kombinationen herleitbar.

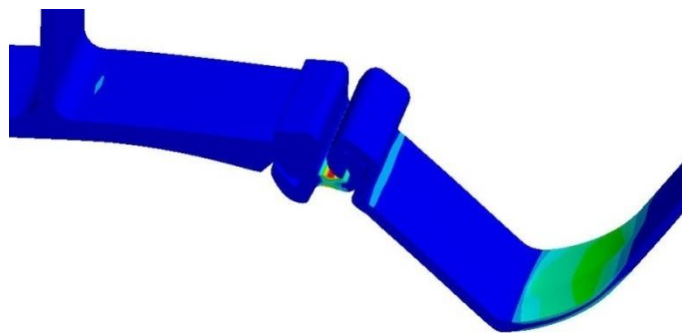


Abbildung 6.37: Plastische Vergleichsdehnungen in der Tragbohle H 4 in Kombination mit der Zwischenbohle Z 3.2 bei der Entstehung der zweiten Fließzone bei ca. 140 mm vertikalem Weg

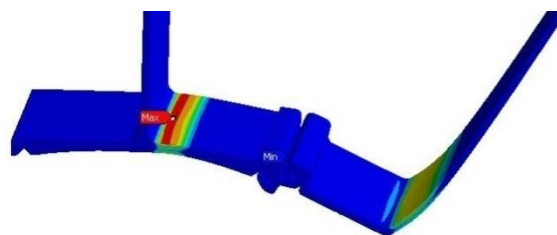


Abbildung 6.38: Plastische Vergleichsdehnungen in der Tragbohle H 4 in Kombination mit der Zwischenbohle Z 4.1 bei der Entstehung der zweiten Fließzone bei ca. 150 mm vertikalem Weg

6.3.4.4 Zusammenfassung

In den Parameteruntersuchungen mit Einzellasten wurde der Einfluss der Blechdicke und der Stahlgüte der Z-Bohle systematisch untersucht. Die Berechnungen zeigen plausible Tragfähigkeiten, in die sich die Versuchsergebnisse gut eingliedern. Die Ergebnisse zeigen den Einfluss der Stahlgüte und der Blechdicke der Z-Bohle für jede Bohlengeometrie. Die Untersuchungen mit Variation der Tragbohle zeigen, dass die Kombination aus starker Zwischenbohle (Serie IV) und schwacher Tragbohle H 4 zu einem im Vergleich zu den Versuchen anderen Versagensmechanismus führt.

6.3.5 Beschreibung der Erweiterung des Modells auf Wasserdruck

6.3.5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden Wasserdruckberechnungen vorgestellt und die vorgenommenen Veränderungen am durch die Versuchsnachrechnung validierten numerischen Modell (vgl. Abschnitt 6.3.3) beschrieben. Geometrie und Material entsprechenden Versuchsbohlen.

6.3.5.2 Geometrie und Material

Die Geometrie der Simulationsmodelle entspricht der der Versuchsnachrechnung, vgl. Abschnitt 6.3.2.1. Nur die Lasteinleitungskonstruktion wurde entfernt.

Um eine Vergleichbarkeit herzustellen, wurde wie bei der Versuchsnachrechnung mit den um 10 % abgeminderten Materialwerten aus den Zugversuchen gerechnet, vgl. 6.3.2.2.

6.3.5.3 Randbedingungen

Die Berechnungen erfolgten am System mit den in Abbildung 6.39 gezeigten Rand- und Auflagerbedingungen. Die H-Profile wurden wie bei der Versuchsnachrechnung am Steg und Flansch fest eingespannt (blaue Fläche). Es wurde davon ausgegangen, dass diese Einspannwirkung durch die Einbindung in die Gesamtpundwand und durch entsprechendes symmetrisches Beanspruchungsverhalten in den Nachbarfeldern gegeben ist.

Die Wasserdruckbelastung wurde kraftgesteuert auf die rot gekennzeichnete Fläche aufgebracht, da ein weggesteuertes Aufbringen der Last bei einem Drucklastfall in *Ansys Workbench* [117] nicht möglich ist. Es handelte sich um eine sogenannte „Folgelast“, d. h. der Druck stand auch im deformierten Zustand immer senkrecht zur Fläche.

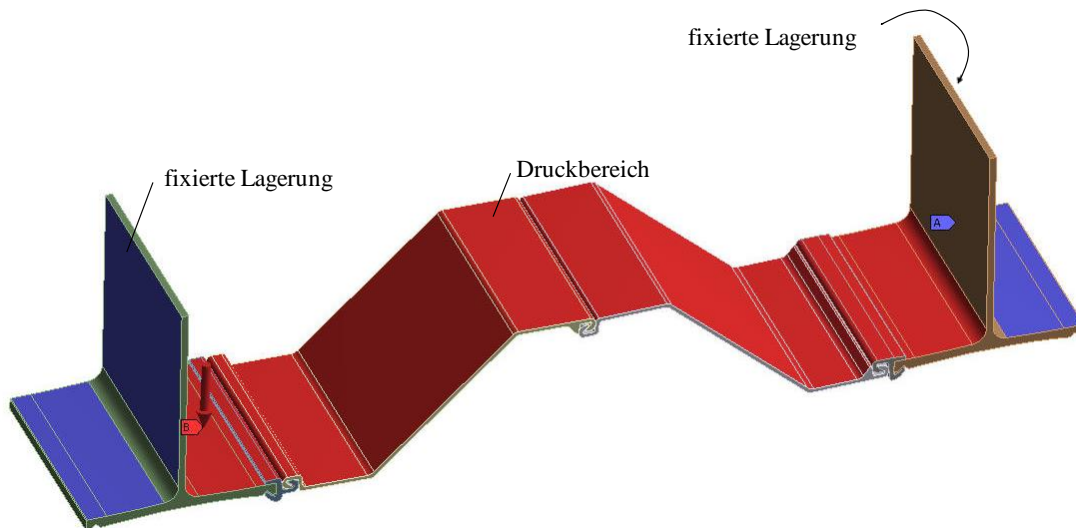


Abbildung 6.39: Rand- und Auflagerbedingungen

6.3.5.4 Weitere Modellrandbedingungen

Die bei der Wasserdruckberechnung verwendeten Kontaktbedingungen entsprachen den in den Versuchsnachrechnungen angewendeten, vgl. Abschnitt 6.3.2.3.

Es wurden die gleichen Elementtypen wie in der Versuchsnachrechnung verwendet vgl. Abschnitt 6.3.2.4. Die Erstellung des Netzes mit den entsprechenden Vernetzungseinstellungen blieb im Vergleich zur Versuchsnachrechnung unverändert, vgl. 6.3.2.5.

Der Reibbeiwert wurde wie in der Versuchsnachrechnung zu $\mu = 0,15$ gesetzt, vgl. 6.3.2.6.

6.3.6 Berechnung für die Versuchsrandbedingungen unter Wasserdruck

6.3.6.1 Traglasten

In Abbildung 6.40 wird das Ergebnis der FE-Wasserdruckberechnung im Vergleich zur FE-Berechnung mit Einzellasten exemplarisch für Serie IV dargestellt. Der Wasserdruck ist, in kPa über die vertikale Verschiebung aufgetragen, dargestellt. Die Einzellasten aus der Versuchsnachrechnung wurden über die Länge der Versuchskörper ($l = 0,50$ m) und die Bohlenbreite b in einen äquivalenten Wasserdruck p_{equ} umgerechnet. Das Ergebnis zeigt, dass das Lastniveau der Wasserdruckberechnung höher liegt als bei der Berechnungen mit Einzellasten. Dies gilt auch für die anderen hier nicht dargestellten Serien.

Für die Traglasten wurde der maximale Wasserdruck zugrunde gelegt. Ein Verformungskriterium wurde nicht angewandt, da bei Kaimauern in der Praxis i. A. große Verformungen toleriert werden. Aufgrund der kraftgesteuerten Berechnung bricht die Kurve für den Wasserdruck am Maximalpunkt ab. Grundsätzlich kann mit einer anderen Berechnungsmethode der abfallende Ast nachvollzogen werden. Für die hier vorliegenden Untersuchungen ist nur der maximale Wasserdruck von Interesse, so dass die kraftgesteuerte Berechnung gewählt wurde.

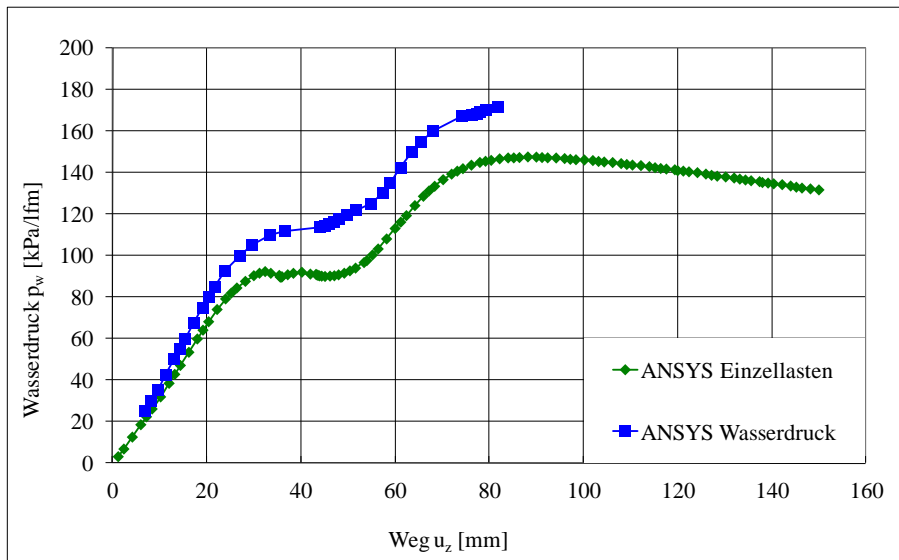


Abbildung 6.40: Serie IV: Vergleich Berechnung Wasserdruck und umgerechnete Einzellasten

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Wasserdruckberechnungen beschrieben. Eine Zusammenstellung der Werte für alle Serien ist in Tabelle 6.11 zu finden. Aufgeführt ist die jeweilige Serie, die Z-Bohle und die Profilbreite b . Auch das Ergebnis aus der Versuchsnachrechnung mit Einzellasten F_{max} (vgl. Tabelle 6.6) ist aufgeführt. Diese wird über die Bohlenbreite b und die Breite der Versuchsbohlen ($l = 0,50$ m) in Wasserdruck p_{equ} umgerechnet. Des Weiteren ist das Ergebnis der FE-Berechnung unter Wasserdruckbelastung p_{max} aufgeführt. Untersucht wurden für alle vier Versuchsserien jeweils die dickste und die dünnste Z-Bohle. Für die Stahlgüte wurden wie in der Versuchsnachrechnung die gemessenen um 10 % abgeminderten Werte verwendet, vgl. Anhang. Die Werte der Wasserdruckberechnung p_{max} sind höher als die aus den Einzellasten umgerechneten Werte p_{equ} .

Tabelle 6.11: Vergleich Einzellasten mit Wasserdruck aus der Versuchsnachrechnung

Serie	Profil	b [m]	Berechnung Einzellast		Berechnung Wasserdruck
			F_{max} [kN]	Umrechnung p_{equ} [kPa]	p_{max} [kPa]
Ia	Z 1.1a	1,54	60,9	79,1	96,2
Ib	Z 1.1b	1,54	67,1	87,1	107,7
IIa	Z 1.4a	1,54	56,0	72,7	85,6
IIb	Z 1.4b	1,54	86,8	112,7	148,6
III	Z 3.2	1,40	75,1	107,3	120,6
IV	Z 4.1	1,40	103,3	147,6	171,7
V	Z 5.2	1,40	65,7	93,9	121,2

6.3.6.2 Tragverhalten

In Abbildung 6.41 bis Abbildung 6.44 sind die Gesamtverformungen, in Abbildung 6.45 und Abbildung 6.46 die plastischen Vergleichsdehnungen und Abbildung 6.47 bis Abbildung 6.50 die *von Mises* Vergleichsspannungen für Serie IIb (H 1 Profil und Z 1.4 Bohle) in unterschiedlichen Lastschritten (vertikale Verschiebung u_z im mittleren Schloss, vgl. Abbildung 6.15) dargestellt. Auch hier sind große Verformungen zu beobachten.

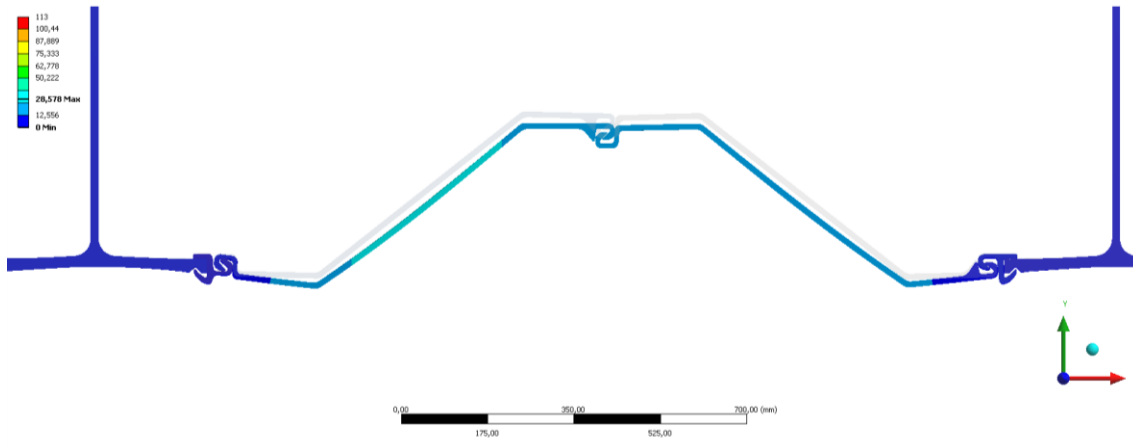


Abbildung 6.41: Gesamtverformung bei $u_z = 20$ mm

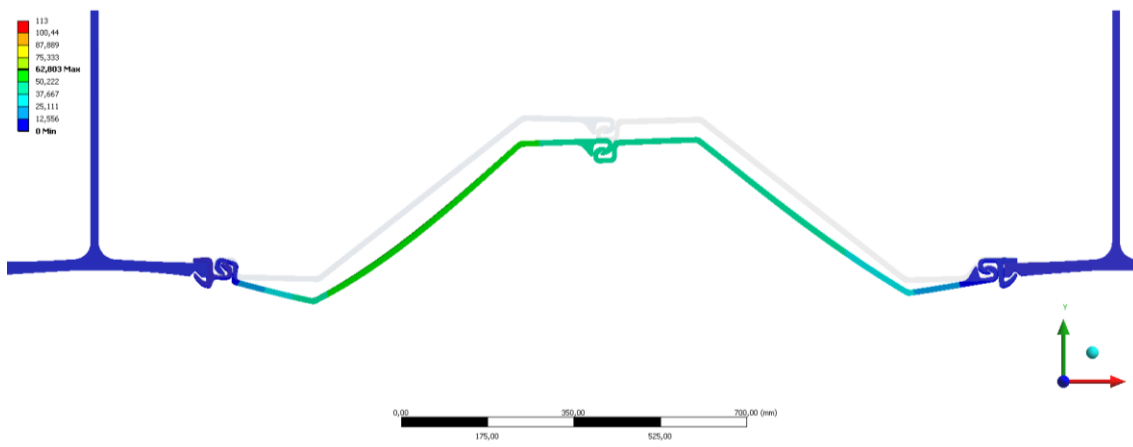


Abbildung 6.42: Gesamtverformung bei $u_z = 40$ mm

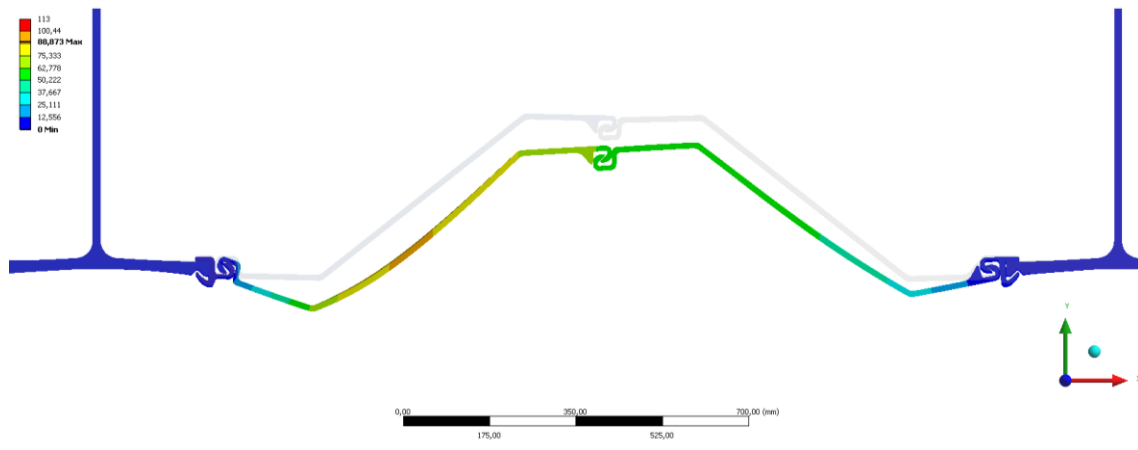


Abbildung 6.43: Gesamtverformung bei $u_z = 60$ mm

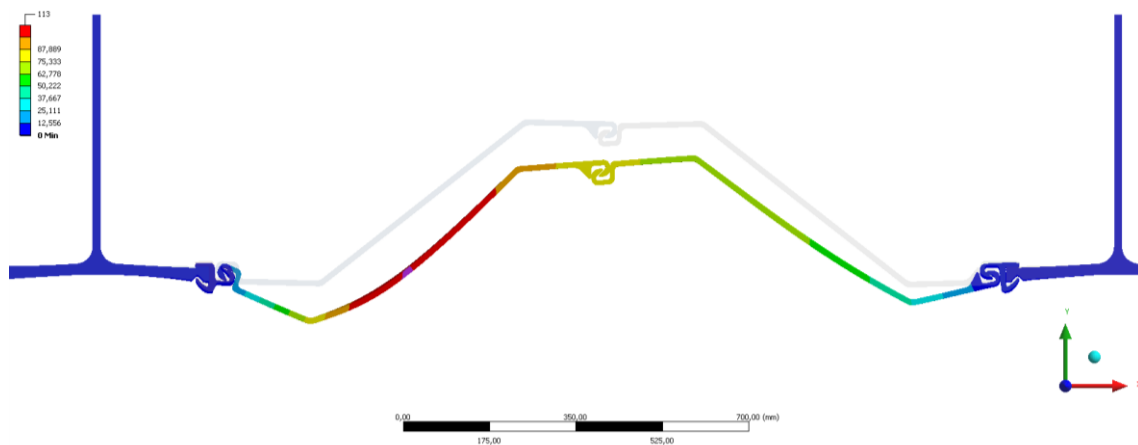


Abbildung 6.44: Gesamtverformung bei $u_z = 77$ mm

Die Spannungen und Dehnungen können mit dieser vergleichsweise groben Vernetzung nur qualitativ beurteilt werden. Die größten Vergleichsspannungen sind wie bei den Berechnungen mit Einzellasten zuerst im Steg der linken Z-Bohle zu beobachten. In allen Serien plastiziert an dieser Stelle der Querschnitt voll durch. Durch die Bildung dieser Fließzone im Steg wird das System sehr weich und große Verformungen treten auf (auch durch eine Starrkörperdrehung im Schloss). Bei weiterer Laststeigerung treten im „Finger“ des linken Schlosses hohe Spannungen und Dehnungen auf und an dieser Stelle bildet sich eine weitere Fließzone. Zu diesem Zeitpunkt ist die Maximallast erreicht. Hohe Spannungen treten zuletzt, jedoch erst nach Überschreiten der maximalen Last auch in den H-Tragbohlen auf. An den Randfasern sind dann auch erste Plastizierungen zu erkennen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Fließzonenbildung zunächst in der linken Z-Bohle und dann im linken Schloss R 1 dem Versagensmechanismus der Belastung mit Einzellasten entspricht.

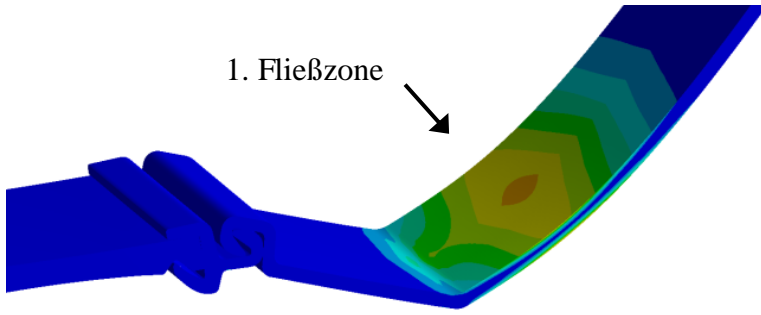


Abbildung 6.45: Pl. Vergleichsdehnungen bei $u_z = 70$ mm

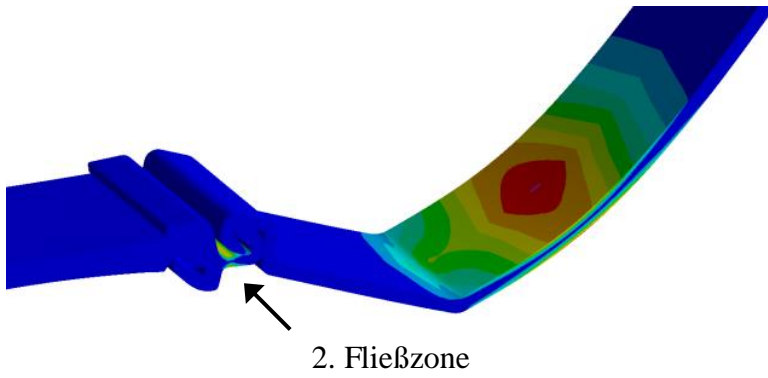


Abbildung 6.46: Pl. Vergleichsdehnungen bei $u_z = 77$ mm

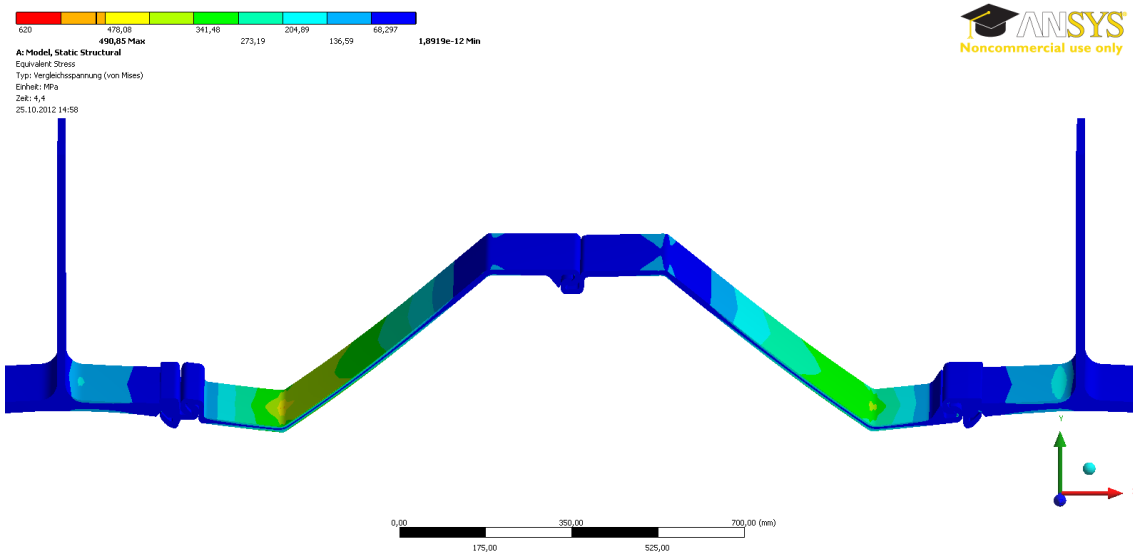


Abbildung 6.47: Vergleichsspannungen bei $u_z = 20$ mm

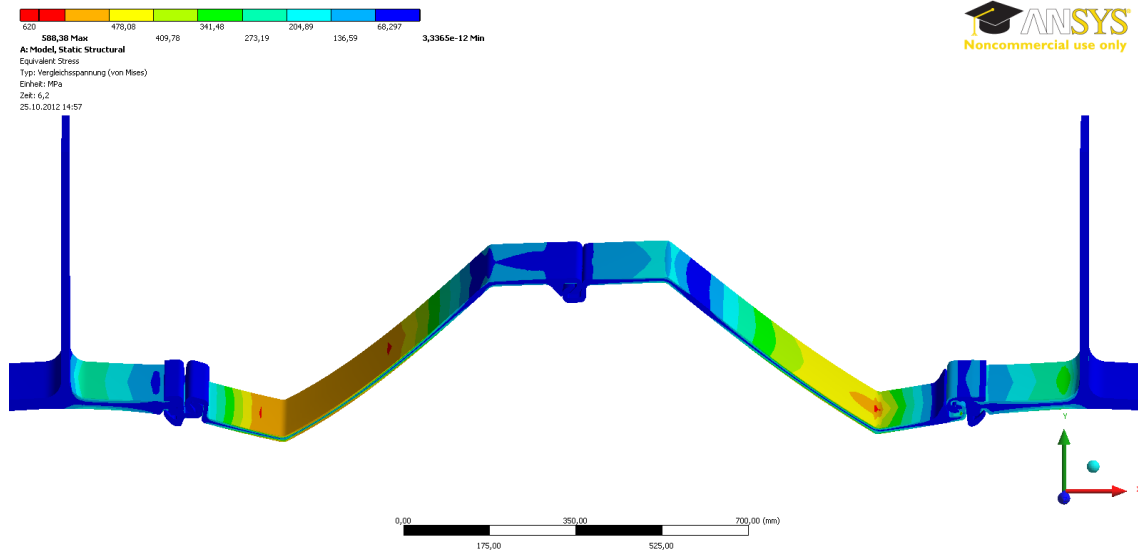


Abbildung 6.48: Vergleichsspannungen bei $u_z = 40$ mm

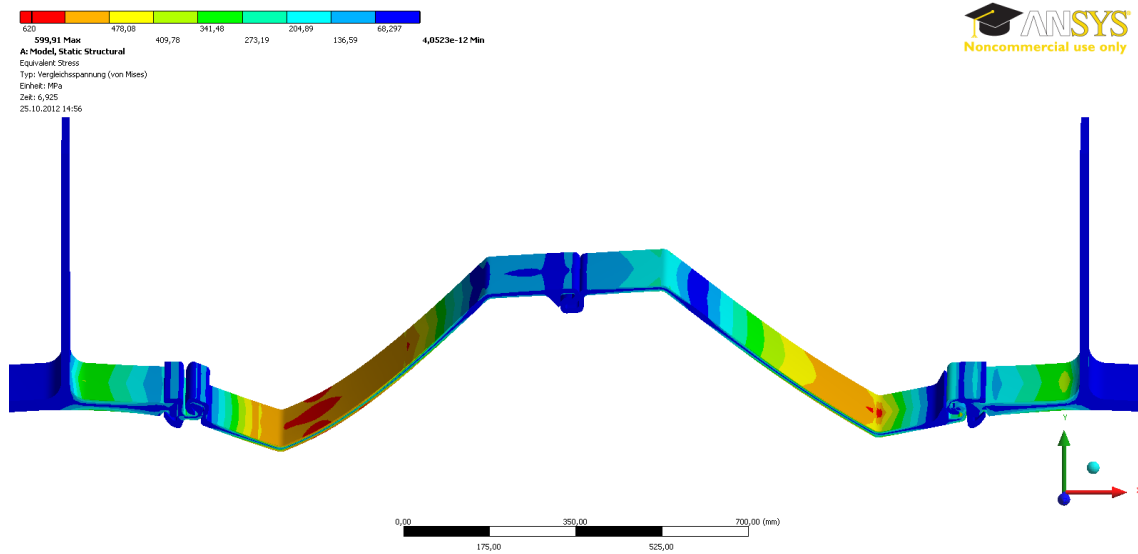


Abbildung 6.49: Vergleichsspannungen bei $u_z = 60$ mm

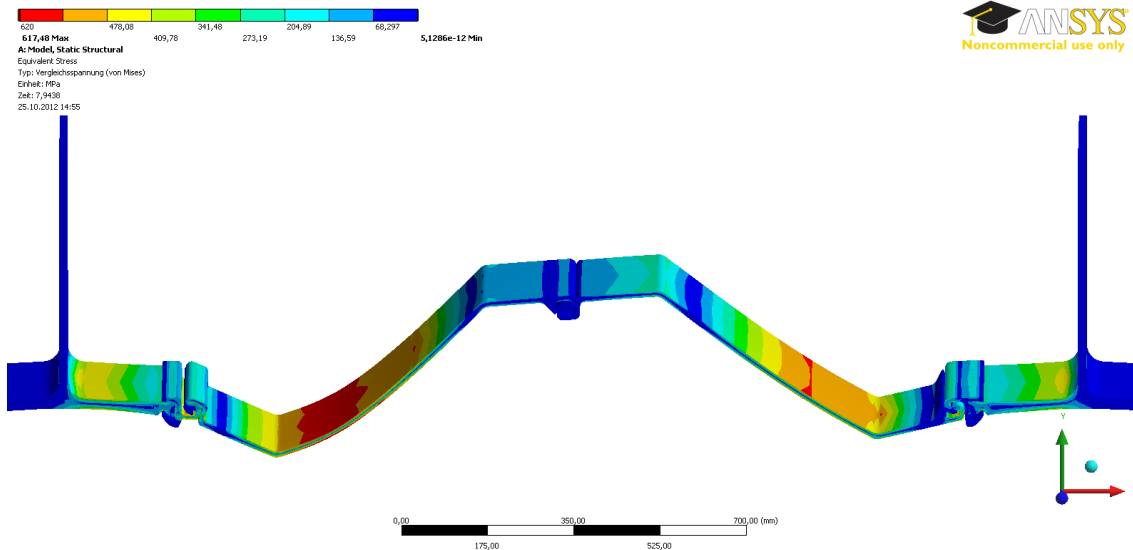


Abbildung 6.50: Vergleichsspannungen bei $u_z = 77$ mm

6.3.6.3 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt wurden die Berechnungen mit einer Wasserdruckbelastung beschrieben. Die Auswertung der Berechnungen und der Vergleich mit den Einzellast-Berechnungen ergaben, dass das Tragverhalten bei einer Wasserdruckbelastung bei einer Umrechnung über die Bohlenbreite b gutmütiger ist als bei Einzellasten. Die Auswertung der Gesamtverformungen, der *von Mises* Vergleichsspannungen und der plastischen Vergleichsdehnungen ergab plausible Ergebnisse. Es wurde festgestellt, dass die Fließzonenbildung zunächst in der Z-Bohle und dann im Schloss dem Versagensmechanismus bei Belastung mit Einzellasten entspricht.

6.3.7 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Durch die Nachrechnung der Versuche mit Einzellasten wurden die numerischen Modelle validiert. Sowohl in den Traglasten, als auch in den Verformungen und aufgenommenen Spannungen wird eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt.

In den Parameteruntersuchungen mit Einzellasten wird der Einfluss der Blechdicke und der Stahlgüte der Z-Bohle systematisch untersucht. Als Ergebnis konnte der Einfluss unterschiedlicher Blechdicken und Stahlgüten auf die Tragfähigkeit bestimmt werden. Die Untersuchung der Tragbohle zeigt, dass die Kombination aus starker Zwischenbohle (Serie IV) und schwacher Tragbohle H 4 zu einem anderen Versagensmechanismus führt als in den Versuchen beobachtet.

Die Berechnungen unter Wasserdruck ergaben, dass das Tragverhalten bei einer Wasserdruckbelastung gutmütiger ist, als bei Einzellasten.

6.4 Ableitung von charakteristischen Tragfähigkeiten

6.4.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990 [8] vorgestellt, vgl. Abschnitt 6.4.2. Dadurch werden charakteristische Tragfähigkeiten für die Versuchskonstellation unter Einzellasten gewonnen. Um diese für verschiedene Blechdicken und Stahlgüten herzuleiten, werden die Erkenntnisse aus den Parameteruntersuchungen in Form von Einflussfaktoren auf die ermittelten Tragfähigkeiten angewendet, vgl. Abschnitt 6.4.3. Für die Umrechnung auf Wasserdruck und die konkrete Herleitung charakteristischer Größen vgl. [92].

6.4.2 Statistische Auswertung der Versuchsergebnisse

DIN EN 1990 Anhang D [8] enthält eine Vorgehensweise zur Herleitung von Bemessungswerten aus Versuchen, wenn hierfür in den Normen keine Bemessungsregeln oder Modelle vorhanden sind. Gemäß dieser kann der Bemessungswert des Widerstandes X_d unter Verwendung von Gleichung (6.3) hergeleitet werden:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (6.3)$$

X_d Bemessungswert des Widerstandes

X_k charakteristischer Wert des Widerstandes auf Versuchsergebnissen beruhend

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand

Der charakteristische Wert des Widerstandes kann unter Anwendung der statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse mit Gleichung (6.4) berechnet werden.

$$X_k = m \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (6.4)$$

k_n Fraktilenfaktor für charakteristische Werte gemäß DIN EN 1990 Anhang D Tabelle D.1 [8]

V_x Variationskoeffizient aus Versuchsergebnissen $V_x = s/m$

s Standardabweichung aus Versuchen

m Mittelwert des Widerstandes aus Versuchen

Für den vorliegenden Fall werden die Versuchsserien mit jeweils sechs Versuchen der statistischen Auswertung unterzogen. Dies sind die Versuche mit den H 1 Profilen, da für diese, um eine statistische Basis zu erhalten, jeweils mehrere Versuche durchgeführt wurden.

In Tabelle 6.12 sind die statistischen Kennwerte dargestellt. Der maximale berechnete Variationskoeffizient beträgt $V_x = 0,07$. Bei Serie I wurden alle Versuche ausgewertet, also auch die mit der etwas außermittigen Lasteinleitung (siehe 6.2.7), da die Werte an sich plausibel sind (Werte in Klammern).

Nach DIN EN 1990 Anhang D [8] soll für den Fall, dass der Variationskoeffizient V_x unbekannt ist, ein Schätzwert von mindestens $V_{x,min} = 0,1$ angenommen werden. Der ermittelte Abminderungsfaktor für den charakteristischen Widerstand beträgt hiermit $X_k = 0,78$.

Tabelle 6.12: Statistische Auswertung der Versuchsergebnisse

Serie	I	III	IV	V
Tragfähigkeiten aus den Versuchen [kN]	(56,9)	68,1	101,3	71,5
	(62,0)	68,5	101,5	71,3
	65,3	68,7	99,3	73,0
	66,2	66,4	96,0	-
	-	64,4	99,1	-
	-	66,7	96,7	-
Mittelwert m [kN]	62,6	67,1	99,0	71,9
Standardabweichung s	4,21	1,64	2,29	0,97
Variationskoeffizient V_x	0,07	0,02	0,02	0,01
V_{min}	0,1			
Fraktilenfaktor k_n^*	2,18			
Abminderungsfaktor für den charakteristischen Widerstandswert X_k	0,78			
* Fraktilenfaktor gemäß DIN EN 1990 Anhang Tabelle D1 [8] für 6 Versuche				

6.4.3 Einflussfaktoren

6.4.3.1 Allgemeines

Nicht für die gesamte Matrix, für die die charakteristischen Tragfähigkeiten für Wasserdruck bestimmt wurden, waren Versuchswerte vorhanden. Zudem mussten die ermittelten Versuchswerte auf nominelle Werte für die Blechdicke und die Stahlgüte umgerechnet werden. Um den Einfluss der Stahlgüte der Z-Profile auf die Tragfähigkeit abschätzen zu können, wurden in den Versuchsserien I und II jeweils zwei Bohlen mit unterschiedlicher Güte getestet. Auch in schon früher durchgeführten Versuchen wurde der Einfluss der Stahlgüte bei ansonsten gleichen Randbedingungen untersucht [87]. Es liegen demnach Versuchsreihen vor, die bezüglich dieser Eigenschaft ausgewertet werden können. Die Annahme einer direkten Proportionalität für die Streckgrenze, also die Annahme eines linearen Verlaufs mit Nulldurchgang, hat sich in früheren Untersuchungen als nicht zielführend herausgestellt [92].

In einer in Abschnitt 6.3.4.2 beschriebenen Parameteruntersuchung wurde der Einfluss der Stahlgüte und der Blechdicke systematisch untersucht. Mit Hilfe dieser Erkenntnisse wurden Umrechnungen vorgenommen, deren Systematik in Abbildung 6.51 veranschaulicht ist. Die Ergebnisse der Tragfähigkeiten aus der Parameterstudie (Serie IV) sind über die Stahlgüte und die Blechdicke aufgetragen, dargestellt. Somit wird eine Ebene aufgespannt, die das „Parameterniveau“ darstellt. Zudem ist das Versuchsergebnis in das Diagramm eingetragen. Indem die Parameterebene parallel auf das Versuchsniveau verschoben wird, können zusätzliche „Versuchswerte“ für die Nennwerte der Blechdicke und der Stahlgüte generiert werden.

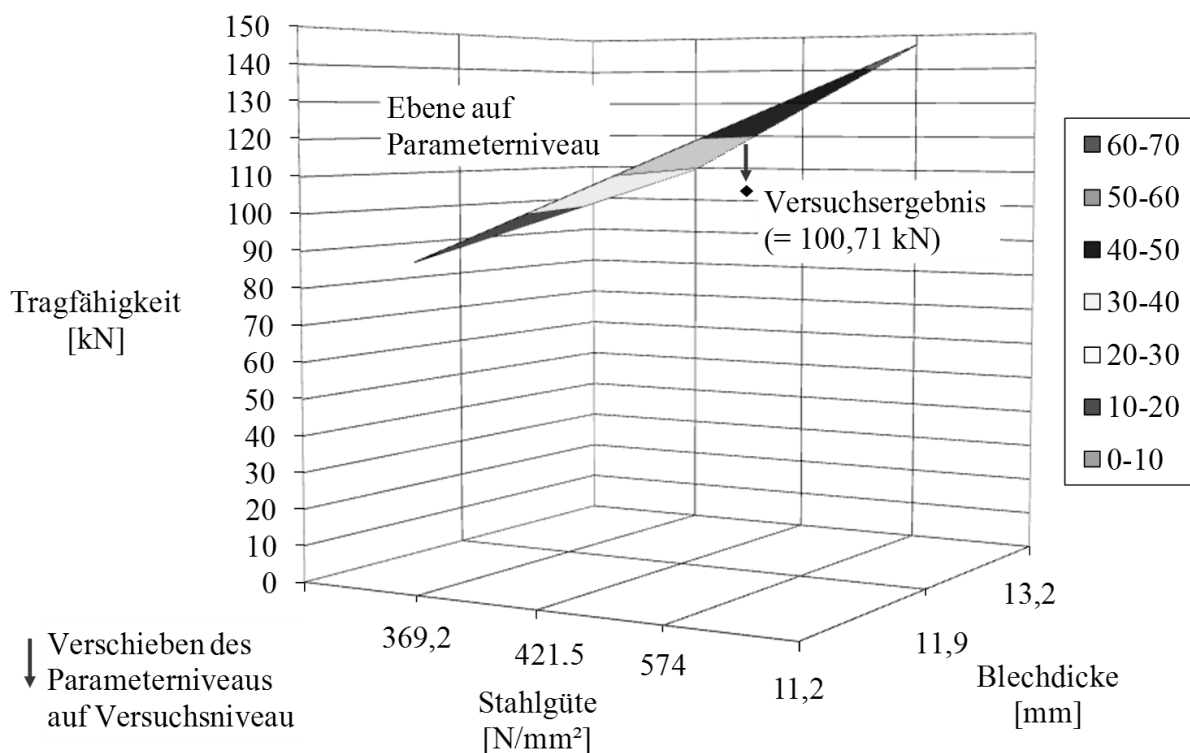


Abbildung 6.51: Umrechnung auf Nennstahlgüten und Nennblechdicken

6.4.3.2 Umrechnung der Stahlgüte und der Blechdicke

Im Folgenden wird beschrieben, wie die zusätzlichen „Versuchswerte“ ermittelt wurden. Die Berechnungen werden exemplarisch am Beispiel der Serie IV (Bohle Z 4.1) gezeigt. Die Auswertung der anderen Versuchsserien erfolgte analog, vgl. [92].

Zunächst wurden die Tragfähigkeiten für den jeweiligen Geometriety auf die Nennstahlgüten S 355 GP und S 430 GP kalibriert. Dann wurden die Werte für die gewünschten Blechdicken berechnet. In Abbildung 6.52 sind die Ergebnisse für die Tragfähigkeiten aus der Parameterstudie (vgl. Tabelle 6.9) für die Profile Z 4.1 ($t = 11,2$ mm) und Z 4.3 ($t = 13,2$ mm) in Abhängigkeit von der Stahlgüte f_y zu sehen. Zwischen den in der Parameterstudie zu Grunde gelegten Stahlgüten ($f_y = 369,2$ N/mm² und $f_y = 574,0$ N/mm²) wird linear interpoliert bzw. für den Wert $f_y = 355$ N/mm² linear extrapoliert. Auch das Versuchsergebnis ($t = 11,9$ mm und $f_y = 421,5$ N/mm²) und der Wert für die Versuchsnachrechnung (vgl. Tabelle 6.6) sind in das Diagramm eingetragen.

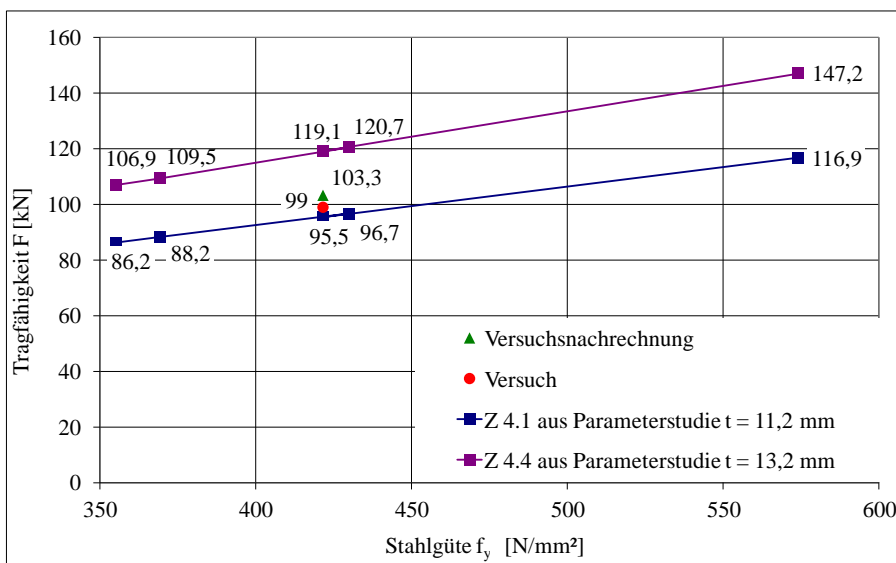


Abbildung 6.52: Serie IV – Umrechnung auf Nennstahlgüten

Mit Hilfe von Abbildung 6.52 können die Werte auf Parameterniveau für die unterschiedlichen Stahlgüten und die Blechdicken 11,2 mm und 13,2 mm abgelesen werden. Zum Beispiel ergibt sich 86,2 kN für die Bohle Z 4.1 und 106,9 kN für die Bohle Z 4.4 jeweils für die Stahlgüte S 355 GP. Für die Stahlgüte S 430 GP betragen die entsprechenden Werte 96,7 kN und 120,7 kN.

Diese wurden dann, wie in Abbildung 6.53 zu sehen ist, über die Blechdicke aufgetragen. Durch die Punkte wurden Geraden gelegt. Es ist zu sehen, dass diese für ähnliche Stahlgüten nahezu parallel verlaufen. Die bisher noch nicht bekannten Werte für die Tragfähigkeit für die Blechdicke 12,2 mm in der Stahlgüte S 355 GP und S 430 GP können in Abbildung 6.53 abgelesen werden.

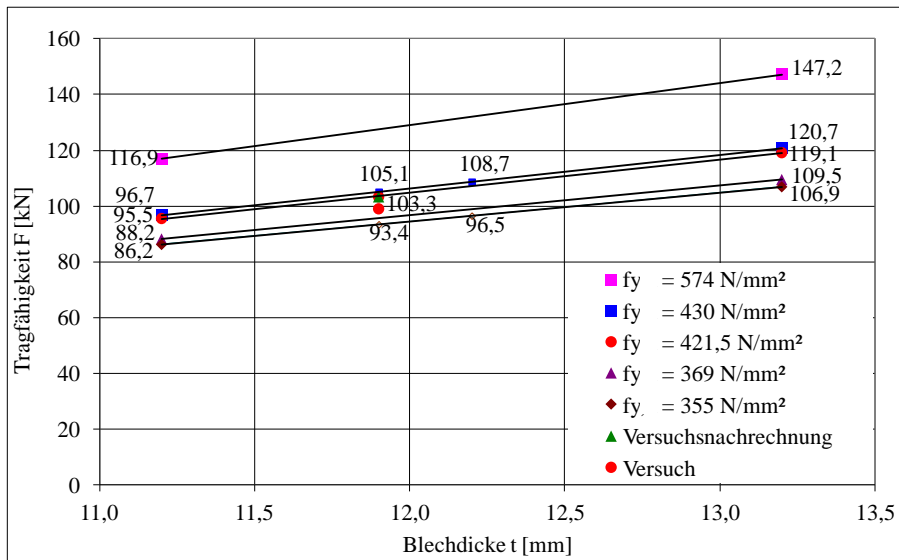


Abbildung 6.53: Serie IV - Umrechnung Blechdicken

Nachdem alle gewünschten Werte auf Parameterniveau bestimmt wurden, werden diese noch auf Versuchsniveau korrigiert. Hierzu wird ein Faktor zwischen den Traglasten im Versuch und der Versuchsnachrechnung gebildet. Mit den hergeleiteten Faktoren werden dann gemäß Abschnitt 6.4.2 die charakteristischen Tragfähigkeiten, erst für die Einzellasten entsprechend der Versuche und dann durch Umrechnung daraus auch für den Wasserdruck, berechnet vgl. [92].

6.4.4 Zusammenfassung

Anhand einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1990 [8] wurden Werte für die charakteristischen Tragfähigkeiten unter Einzellasten für die Versuchskonstellation ermittelt. Die aus den Parameteruntersuchungen erhaltenen Erkenntnisse über den Einfluss der Blechdicke und Stahlgüte der Z-Bohlen, der Tragbohle und der Stahlgüte des Schlosses fließen in Form von Einflussfaktoren ein und werden auf die aus den Versuchsergebnissen erhaltenen charakteristischen Tragfähigkeiten angewendet.

6.5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

In diesem Abschnitt wurden eigene experimentelle und numerische Untersuchungen vorgestellt. Diese wurden durchgeführt, weil das Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden bisher nur unzureichend erforscht war. Ziel war es u. a., Tragfähigkeitswerte für eine Variation konkreter Bohlengeometrien mit unterschiedlichen Blechdicken und Stahlgüten anzugeben.

Um das Tragverhalten von kombinierten H/Z-Stahlspundwandssystemen erfassen zu können, wurden zunächst Versuche mit einer Belastung durch jeweils vier Einzellasten durchgeführt [88], [90], vgl. Abschnitt 6.2. Mit einem ausführlichen Versuchsprogramm wurden die grundlegenden Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Z-förmigen Zwischenbohlen, wie z. B. der Einfluss unterschiedlicher Bohlengeometrien, -dicken, deren Kombination und der Einfluss der Stahlgüte, getestet. Für die Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsaufbau konstruiert, der große Verformungen in verschiedene Verschiebungs- und Verdrehungsrichtungen, zulässt. Als Versagensmechanismus wurde bei allen Versuchen ein plastisches Beulen bzw. Knicken des Steges in Kombination mit plastischen Verformungen im Schloss festgestellt.

Durch die ausführlichen experimentellen Untersuchungen wurde eine Datenbasis geschaffen, die der Validierung von numerischen Modellen diene.

Die Versuchsergebnisse dienten der Kalibrierung und Validierung von numerischen Modellen, die zunächst wie in den Versuchen durch Einzellasten beansprucht wurden [92], vgl. Abschnitt 6.3. Eine Parameterstudie ergab Aufschluss über den Einfluss der Blechdicke und der Stahlgüte der Z-Bohlen und des H-Profiles.

In einem zweiten Schritt wurden die Modelle für den Lastfall hydrostatischer Wasserdruck erweitert. Untersucht wurde die tatsächlich vorhandene Beanspruchungsweise. Außerdem wurde der Anstieg der Tragfähigkeit durch das gutmütigere Tragverhalten unter Wasserdruck im Vergleich zur Belastung mit Einzellasten quantifiziert.

Die Ableitung von charakteristischen Tragfähigkeiten wurde für die Versuche gemäß DIN EN 1990 Anhang D [8] vorgenommen, vgl. Abschnitt 6.4. Diese gelten zunächst nur für die getesteten Blechdicken und Stahlgüten und eine Beanspruchung durch Einzellasten. Auf Basis der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen (Parameteruntersuchungen) wurden Einflussfaktoren entwickelt, die der Ableitung von charakteristischen Tragfähigkeiten einer großen Bandbreite an Blechdicken und Stahlgüten dienen.

Mittels der hier beschriebenen experimentellen und numerischen Untersuchungen konnten charakteristische Werte für aufnehmbaren Wasserdruck für das kombinierte H/Z-Stahlspundwandssystem hergeleitet werden, vgl. [92].

7 Zusammenfassung

7.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Arbeit wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden durchgeführt. Ziel war es, die Bemessungsregeln für Stabilität gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] für **Einzel- und Doppeltragbohlen** anwendbar zu machen und damit effizientere Nachweismöglichkeiten zu schaffen. Des Weiteren sollte das Tragverhalten von **Z-förmigen Zwischenbohlen** von kombinierten Stahlspundwänden unter Wasserdruck untersucht werden.

Nach der Beschreibung der grundlegenden Motivation für diese Arbeit wurde in der Einleitung der Forschungsbedarf für Einzel- und Doppeltragbohlen beschrieben. Dieser wurde durch die Umstellung der Bemessungsregeln auf Eurocode und den hiermit verbundenen Wegfall der bisherigen Vorgehensweise in der Praxis ausgelöst.

Daraus gehen die Ziele in Bezug auf den Nachweis der Stabstabilität der Tragbohlen gemäß DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.3 [11], nämlich eine wirtschaftliche und effiziente Anwendung der europäischen Bemessungsregeln für Stabilität zu ermöglichen, hervor.

Die Problemstellung bei der Bemessung von Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden wurde beschrieben.

In Abschnitt 2 wurden typische Bemessungs- und Ausgangssituationen von Kaianlagen dargestellt. Weil bei der Stabilitätsbemessung Unterschiede zwischen einer Land- und einer Wasserbaustelle vorhanden sind, wurden deren Besonderheiten erläutert.

Der Aufbau einer kombinierte H/Z-Stahlspundwand wurde vorgestellt. Je nach Lage innerhalb der Kaianlage werden die Profile der Spundwand vollständig bzw. teilweise in den Boden eingebettet. Diese Unterscheidungen sind hinsichtlich der geotechnischen Bettungswerte bedeutsam.

Es wurde ein Überblick über weitere Bemessungsaspekte gegeben. Dabei wurden die eingesetzten Werkstoffe, die statischen Ersatzsysteme und die Lastannahmen im Hafengebäude betrachtet. Dadurch wurden die Besonderheiten im Vergleich zum klassischen Hochbau herausgearbeitet.

Der Stand der Wissenschaft und die Normensituation für den Nachweis der Stabstabilität wurden in Abschnitt 3 erläutert. Aufbauend auf der Erläuterung der Stabilitätsnachweise in DIN 4114 [3] und DIN 18800-2 [5], wurden die aktuellen Regelungen für den Stabilitätsnachweis im Stahlbau gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] vorgestellt.

Bezüglich der Bodenbettung von Pfählen wurden der Stand der Wissenschaft und der Eingang der bisherigen geotechnischen Untersuchungen in die Normung zusammenfassend dargestellt.

Erste Ergebnisse der Forschungsarbeit von *Schallück* [105] für die Ermittlung von Bettungswerten wurden gezeigt.

Die Beschreibung der bisher durchgeführten Forschungsarbeiten an Kaimauerkonstruktionen verdeutlicht den Stand der Technik in Bezug auf Untersuchungen zum Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen von kombinierten Stahlspundwänden.

In Abschnitt 4 wurden Untersuchungen zur Bodenbettung von Einzel- und Doppeltragbohlen beschrieben. Unterschieden wurde die Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle und der Fall, dass eine freie, nicht eingebettete Länge vorhanden ist.

Bei der Einbettung über die gesamte Länge der Tragbohle kann über die Abschätzung der erforderlichen Mindeststeifigkeit der Drehbettung gemäß DIN EN 1993-1-1, Anhang BB 2.2 [10] und DIN 18800-2 Element (309) [5] abgeschätzt werden, ob Biegedrillknicken als verhindert angesehen werden kann.

Bezüglich des Einflusses einer seitlichen Bettung wurden Untersuchungen auf Verzweigungsebene durchgeführt. Diese zeigen, ab welchen Bettungswerten bei einer über die gesamte Länge eingebetteten Tragbohle ein Wechsel des Versagensmechanismus vom Knicken um die schwache Achse zum Knicken um die starke Achse stattfindet.

Für nicht über die gesamte Länge gebettete Tragbohlen wurde ein Kriterium entwickelt, ab welcher seitlichen Bettung der Versagensfall Knicken um die starke Achse gegenüber Knicken um die schwache Achse maßgebend wird. Da für den im Kaimauerbau üblichen Fall einer über einen Teil der Länge gebetteten und einfach rückverankerten Tragbohle in der Literatur keine Knicklängenbeiwerte zu finden sind, wurden solche entwickelt.

Außerdem wurde ein Kriterium für über einen Teil der Länge drehgebettete Tragbohlen hergeleitet. Es wurde eine maximale Knicklänge hergeleitet, ab der Biegedrillknicken ausgeschlossen werden kann.

Untersuchungen zur Verdrehsteifigkeit einer teilweise verschweißten Doppeltragbohle wurden in Abschnitt 5 beschrieben. Dazu wurden eigene an der *Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart* vorgenommene experimentelle Untersuchungen vorgestellt, mit denen die Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Verschweißungsgrad ermittelt wurde. Die Versuche dienten u. a. der Validierung eines numerischen Modells, mit dem Parameterstudien zum Einfluss der Torsionslänge, des Verschweißungsgrades und der Profilgröße durchgeführt wurden.

Für die untersuchten Fälle wurde ein Kriterium für die ausreichende Kombination aus Verschweißung und Drehbettung für die Doppeltragbohle entwickelt, indem das effektive Torsionsträgheitsmoment der Doppeltragbohle $I_{T,eff}$ einer erforderlichen Torsionssteifigkeit $I_{T,erf}$ gegenüber gestellt wurde. Sowohl eine Drehbettung über die gesamte Trägerlänge als auch die Teilverschweißung einer Doppeltragbohle wurden über die Modifikation des Torsionsträgheitsmomentes $I_{T,eff}$ berücksichtigt. Das erforderliche Torsionsträgheitsmoment $I_{T,erf}$ basiert auf einer Rückwärtsrechnung des allgemeinen Biegedrillknicknachweises nach DIN EN 1993-1-1, Ab-

schnitt 6.3.3 [11] mit der Bedingung, dass Biegedrillknicken bis zu einer maximalen Schlankheit von z. B. $\bar{\lambda}_{LT} = 0,2$ nicht auftritt. Wenn durch eine ausreichende Verdrehsteifigkeit kein Biegedrillknicken möglich ist ($\chi_{LT} = 1$), können die ausführlichen Nachweisformate stark vereinfacht werden.

Eigene Untersuchungen zum Tragverhalten von Z-förmigen Zwischenbohlen wurden in Abschnitt 6 vorgestellt. Die an der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden beschrieben. Mit einem ausführlichen Versuchsprogramm mit 41 Einzelversuchen wurden die grundlegenden Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Z-förmigen Zwischenbohlen untersucht.

Mit numerischen Modellen, die durch die Versuchsergebnisse validiert und zunächst wie in den Versuchen durch Einzellasten beansprucht wurden, wurden Parameterstudien durchgeführt. Eine Erweiterung der Modelle auf Wasserdruckbelastung diente der Untersuchung der tatsächlich vorhandenen Beanspruchungsweise und der Quantifizierung der damit verbundenen Steigerung der Tragfähigkeit.

Aus einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse wurden charakteristische Tragfähigkeiten abgeleitet. Diese gelten zunächst nur für die getesteten Blechdicken und Stahlgüten und die Beanspruchung durch Einzellasten. Aufgrund der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden Einflussfaktoren entwickelt, mit deren Hilfe die Tragfähigkeiten auf Nennwerte angepasst werden konnten.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen und die auf diesen Erkenntnissen aufbauenden neu entwickelten Vorgehensweisen und Kriterien, ermöglichen eine effiziente Stabilitätsbemessung der Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden auf Grundlage der Regeln gemäß DIN EN 1993-1-1 [11] unter Berücksichtigung des Einflusses des Bodens und der Teilverschweißung der Doppeltragbohle.

7.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Ansätze entwickelt, mit denen die Bodenbettung und eine Teilverschweißung der Doppeltragbohle im Stabilitätsnachweis gemäß DIN EN 1993-1-1, Absatz 6.3.3 [11] berücksichtigt werden können. Darauf aufbauend könnten folgende weiterführende Untersuchungen sinnvoll sein:

- Die Erforschung von Bodenparametern für weitere Böden würde ein breiteres Einsatzgebiet der entwickelten Ansätze ermöglichen.
- Bislang wurden nur ausgewählte statische Systeme betrachtet. Die Untersuchung weiterer Systeme kann für eine breitere Anwendbarkeit sorgen.
- Das Torsionsverhalten von teilverschweißten Doppeltragbohlen wurde für typische Parameter untersucht. Eine erweiterte Studie unter Variation verschiedener Einflüsse könnte zu einer allgemeinen Bestimmungsgleichung für das Torsionsträgheitsmoment führen. Auch eine Berücksichtigung der bislang vernachlässigten Randverschweißung ist denkbar.
- Es wurden Grundlagen für die Bestimmung der Drillknicklänge L_{LT} einer über eine Teillänge gebetteten Tragbohle gelegt. Eine genaue Bestimmung der Drillknicklänge könnte dazu beitragen, die Stabilitätsbemessung effizienter zu gestalten.
- Bei den Untersuchungen zur Z-Bohle wurde jeweils nur ein Ausschnitt betrachtet. Die Effekte aus der Wandwirkung und der Systemeinspannung im Boden wären interessant zu klären.

8 Literaturverzeichnis

Normen und Richtlinien

- [1] DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [2] DIN 1055 Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2001.
- [3] DIN 4114 Stahlbau. Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung). Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1952.
- [4] DIN 18800 Teil 1: Stahlbauten. Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2008.
- [5] DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten. Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2008.
- [6] DIN 50125 Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [7] DIN EN 1090-2. DIN EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. Beuth Verlag GmbH, 2008.
- [8] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Anhang D: Versuchsgestützte Bemessung. Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [9] DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [10] DIN EN 1991-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [11] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [12] DIN EN 1993-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [13] DIN EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.

- [14] DIN EN 1993-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 5: Pfähle und Spundwände; Deutsche Fassung EN 1993-5:2007 + AC: 2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2007.
- [15] DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009. Berlin Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [16] DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [17] DIN EN 10002-1 Metallische Werkstoffe. Zugversuch. Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Deutsche Fassung EN 1002-1:2001.
- [18] EN 10248: Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen. Teil 1: Grenzabmaße und Formtoleranzen. 2006. Deutsche Fassung prEN 10248-1:2006. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2006.
- [19] EN 10248: Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen. Teil 2: Technische Lieferbedingungen. 2006. Deutsche Fassung prEN 10248-2:2006. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2006.
- [20] DIN EN ISO 377 Stahl und Stahlerzeugnisse. Lage und Vorbereitung von Probenabschnitten und Proben für mechanische Prüfungen. Deutsche Fassung EN ISO 377:1997.

Stahlbau und Stabilität

- [21] Beier-Tertel, J.: Geometrische Ersatzimperfektionen für Tragfähigkeitsnachweise zum Biegedrill-knicken von Trägern aus Walzprofilen, Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dissertation, 2008.
- [22] Boissonnade, N.; Jaspard, J.P.; Muzeau, J.P.; Vilette, J.: New interaction formulae for beam-columns in Eurocode 3: the French - Belgian approach. Journal of Constructional Steel Research, Volume 60, Issues 3-5, pp. 421-431, 2003.
- [23] Boissonnade, N.; Greiner, R.; Jaspard, J.P.; Lindner, J.: Rules for member stability in DIN EN 1993-1-1, Background documentation and design guidelines ECCS/EKS publ. no. 119. Brüssel, 2006.
- [24] Detzel, A.: Zum Gesamtstabilitätsversagen geschweißter Rechteckquerschnitte unter Druckbelastung, Universität Stuttgart, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2006-4, Dissertation, Juli 2006.
- [25] Dürr, M.; Podleschny, R.; Saal, H.: Untersuchungen zur Drehbettung von biegedrillknickgefährdeten Trägern durch Sandwichelemente. Stahlbau 76 (2007), S. 401-407.
- [26] ECCS European Convention of Constructional Steelwork COMMITTEE 8: Manual on Stability of Steel Structures, June 1976.

- [27] Greiner, R.; Lindner, J.: Die neuen Regelungen in der europäischen Norm DIN EN 1993-1-1 für Stäbe unter Druck und Biegung. *Stahlbau* 72 (2003), S. 163-172.
- [28] Greiner, R.; Lindner, J.: Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in EUROCODE 3 – the method 2 approach. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006), S. 757-770.
- [29] Just, A.: Torsionssteifigkeit von doppelten Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände - Planung eines Versuchs und numerische Untersuchungen. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit 2011.
- [30] Kindmann, R.; Krahwinkel, M.: Bemessung stabilisierender Verbände und Schubfelder. *Stahlbau* 70 (2001), S. 885-899.
- [31] Kindmann, R.; Muszkiewicz, R.: Biegedrillknickmomente und Eigenformen von Biegeträgern unter Berücksichtigung der Drehbettung. *Stahlbau* 73 (2004), H. 2, S. 98-106.
- [32] Kindmann, R.; Wolf, C.; Beier-Tertel, J.: Discussion on member imperfections according to Eurocode 3 for stability problems. In: *Proceedings of 5th European Conference on Steel and Composite structures, Eurosteel 2008*, September 3.-5., Graz, Österreich, S. 773-778.
- [33] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.; Pavlovcic, L.: Effiziente Stabilitätsbemessung von kombinierten Stahlspundwänden. *Forschung für die Praxis P 775*, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2009.
- [34] Kuhlmann, U.; Grabe, J.; Froschmeier, B.; Pavlovcic, L.; Schümann, B.: Stabilitätsnachweis für Tragfähle von kombinierten Stahlspundwänden nach EC 3. In: *Stahlbau* 78 (2009), Heft 11, S. 832-840.
- [35] Kuhlmann, U.; Grabe, J.; Froschmeier, B.; Pavlovcic, L.; Schümann, B.; Schallück, C.: Biegedrillknicken von Hauptträgern. In: Grabe, J. (Hrsg.): *Spundwände - Profile, Tragverhalten, Bemessung, Einbringung und Wiedergewinnung*. Tagungsband des Workshops, 29. September, 2009, Hamburg, S. 167-190.
- [36] Kuhlmann, U.; Rasche, C.; Froschmeier, B.; Euler, M.: Anpassung des DIN-Fachberichts 103 Stahlbrücken an Eurocodes BAST-Vorhaben FE 15.0452/2007/FRB. *Schlussbericht zum Forschungsvorhaben im Auftrag der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BAST), FE 15.0452/2007/FRB*, 2010.
- [37] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.; Euler, M.: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau - Erläuterungen zur Struktur und Anwendung von DIN EN 1993-1-1. In: *Stahlbau* 79 (2010), Heft 11, S. 779-792.
- [38] Kuhlmann, U.; Grabe, J.; Froschmeier, B.; Schallück, C.; Just, A.: Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen von kombinierten Stahlspundwänden, *Forschung für die Praxis P 813*, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2012.

- [39] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.; Just, A.: Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2012-29X, Versuchsbericht, Oktober 2012.
- [40] Kuhlmann, U.; Leitz, B., Just, A.; Grabe, J.: Effiziente Dimensionierungsgrundlagen von Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände. Stahlbau 82 (2013), S. 541-549.
- [41] Kuhlmann, U.; Feldmann, M; Linder, J. Müller, C, Stroetmann, R: Kommentar zum Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau. DIN EN 1993-1-1 mit Nationalem Anhang. Kommentar und Beispiele, 2014, Beuth-Verlag, Berlin.
- [42] Lindner, J.; Gietzelt, R.: Zweiachsige Biegung und Längskraft – Vergleiche verschiedener Bemessungskonzepte. Stahlbau 53 (1984), S. 328-333.
- [43] Lindner, J.; Gietzelt, R.: Stabilisierung von Biegeträgern mit I-Profil durch angeschweißte Kopfplatten. Stahlbau 53 (1984), S. 69-74.
- [44] Lindner, J.; Groeschel, F.: Drehbettungswerte für die Profilblechbefestigung mit Setzbolzen bei unterschiedlich großen Auflasten. Stahlbau 65 (1996), S. 218-224.
- [45] Lindner, J.; Scheer, J., Schmidt, H.: Stahlbauten - Kommentar zu DIN 18800 Teil 1 bis 4. 3. Auflage 1998, Beuth-Verlag, Berlin.
- [46] Lindner, J.; Holberndt, T.: Lateral torsional buckling capacity of beams supported at the lower flange only. Proceedings International Colloquium on stability and ductility of steel structures, Budapest: Akademiai Kiado, 2002, S. 47-56.
- [47] Lindner, J.: Zur Frage der Mindeststeifigkeiten angrenzender Bauteile beim Biegedrillknicken von Biegeträgern. In: Festschrift Rolf Kindmann, S. 127-145, Shaker Verlag, Aachen, 2007.
- [48] Lindner, J.; Glitsch, T.: Vereinfachter Nachweis für I- und U- Träger – beansprucht durch doppelte Biegung und Torsion. Stahlbau 73 (2004), S. 704-715.
- [49] Lindner, J.; Heyde, S.: Schlanke Stabtragwerke. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbaukalendar 2009, Ernst & Sohn, 2009, S. 273-379.
- [50] Lindner, J.: Drehbettungsbeiwerte K_9 für die Ermittlung der Mindeststeifigkeit nach DIN EN 1993-1-1 bei Ausnutzung der elastischen Querschnittstragfähigkeit. In: Bergmann (Hrsg.): Festschrift Gerhard Hanswille. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 20, Bergische Universität Wuppertal, 2011, Wuppertal, S.125-131.
- [51] Müller, C.: Zum Nachweis ebener Tragwerke aus Stahl gegen seitliches Ausweichen. Dissertation, Heft 47, Schriftenreihe Stahlbau, RWTH Aachen, Shaker Verlag, Aachen, 2003.
- [52] Muszkiewicz, R.: Zum Einfluss der Drehbettung aus das Biegedrillknicken. Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dissertation, Nr. 174, 2001.

- [53] Novák, B.; Kuhlmann, U.; Euler, M.: Werkstoffübergreifendes Konstruieren und Entwerfen. Einwirkung, Widerstand, Tragwerk. Berlin: Ernst & Sohn 2012.
- [54] Osterrieder, P.: Bemessung drehelastisch gestützter Träger aus St 52 nach Biegetorsionstheorie II. Ordnung. Bauingenieur 68 (1993), S. 73-79.
- [55] Petersen, C.: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Braunschweig: Vieweg Verlag, 1988.
- [56] Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Braunschweig: Vieweg Verlag, 1992.
- [57] Roik, K; Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren – eine Nachweisform für den einfeldrigen Stab bei planmäßig einachsiger Biegung mit Druckkraft. Stahlbau 50 (1981), S. 353-358.
- [58] Roik, K; Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren – Tragsicherheitsnachweise bei einachsiger Biegung und Normalkraft. Stahlbau 51 (1982), S. 137-145.
- [59] Roik, K; Kuhlmann, U.: Beitrag zur Bemessung von Stäben für zweiachsige Biegung mit Druckkraft. Stahlbau 54 (1985), S. 271-279.
- [60] Roik, K.; Carl, J.; Lindner, J.: Biegetorsionsprobleme gerader, dünnwandiger Stäbe. Berlin: Ernst & Sohn, 1972.
- [61] Roik, K., Hanswille G.: Zum Einfluss der Messlänge auf die experimentelle Bestimmung der statischen Streckgrenze. Bauingenieur 65 (1990), S. 547-550.
- [62] Schneider, K.-J.: Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 15. Aufl. Hameln: Werner Verlag, 2002.
- [63] Stroetmann, R.: Zur Stabilitätsberechnung räumlicher Tragsysteme mit I-Profilen nach der Methode der finiten Elemente. Technischen Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Dissertation , Heft 61, 1999.
- [64] Stroetmann, R.; Lindner, J.: Knicknachweise nach DIN EN 1993-1-1. In: Stahlbau 79 (2010), Heft 11, S. 793-808.

Spundwände und Kaimauerkonstruktionen

- [65] Arbed Group. Profil Arbed: AZ sheet piles in combined walls. 1999 Firmenschrift.
- [66] Arcelor Gruppe. Profil Arbed S.A.: HZ Spundwandensystem. 2005. Firmenschrift.
- [67] ArcelorMittal: Stahlspundwände – Das neue HZM-Spundwandensystem 2011. Firmenschrift. Esch-sur-Alzette: ArcelorMittal Commercial RPS S.a.r.l., 2011.
- [68] Arndts, C.: Neuartiger Einsatz gemischter Spundwand-Systeme. Stahlspundwände (1) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 530 (1996), S. 77-80, Düsseldorf.

- [69] Boeraeve, P.: Essais de mise en pression de HZ-AZ. Liège, Belge, 1998. Rapport N° 98/515 (nicht veröffentlicht).
- [70] Clasmaier, H.-D.: Bau der Emspier im Außenhafen in Emden. Stahlspundwände (6) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 593 (2006), S. 53-62, Düsseldorf.
- [71] Dercks, C.: Momenten-Rotationstragfähigkeit von Spundwänden aus Z-Bohlen und U-Bohlen mit verminderter Schubkraftübertragung. RWTH Aachen, Schriftenreihe Stahlbau, Dissertation, Heft 53, 2004.
- [72] EAU 1990 - Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstrassen EAU 1990. Ernst und Sohn, 1990.
- [73] EAU 1996 - Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstrassen EAU 1996. Ernst und Sohn, 1996.
- [74] EAU 2004 - Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstrassen EAU 2004. Ernst und Sohn, 2004.
- [75] EGKS-Projekt 7210-SA 127/523/840: Development of unified design rules for steel sheet piles and introduction into Eurocode 3, Part 5. Technical Report. Luxembourg. September 1996.
- [76] Grabe, J.; Mahutka, K.-P.: Abschätzung der horizontalen Bettung mittels dynamischer Pfahlprüfung. Bautechnik 82, Heft 4, 2005, 227-235.
- [77] Grabe, J.; Kinzler, S.: FE-Berechnungen mit ABAQUS zur Ermittlung von Drehfederkennlinien für das Biegedrillknicken von Spundwandtragbohlen. Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Forschungsbericht, 2007.
- [78] Grabe, J.; Schallück, C.: Rotational bedding of open-ended steel profiles in soil. In: Grabe (Hrsg.) Ports for Container Ships of Future Generations. Workshop, February 24./25., Hamburg, 2011, S. 329-344.
- [79] Hartmann-Linden, R.: Tragfähigkeit von Stahlspundwänden. RWTH Aachen, Schriftenreihe Stahlbau, Dissertation, Heft 37, 1997.
- [80] Howe, R.; Behncke, G.: Neubau Predöhlkai Liegeplatz 2 – Herstellung einer kombinierten Spundwand in Bodenklasse 6. Stahlspundwände (8) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 507 (2008), S. 21-30, Düsseldorf.
- [81] HPA Leistungsbeschreibung Teil C der Hamburg Port Authority. Anlage zu den Bemerkungen zum Leistungsverzeichnis (Teil B) für Uferbauwerke und Hochwasserschutzanlagen. Stand: September 2008.
- [82] Kalle, H.-U.: Bemessung von Stahlspundwänden gemäß EN 1993-5. In: Hansa, (2005) Heft 6.

- [83] Kalle, H.-U.: Bemessung nach EC 3-5 bzw. DIN EN 1993-5. In: Grabe, J. (Hrsg.): Spundwände - Profile, Tragverhalten, Bemessung, Einbringung und Wiedergewinnung. Tagungsband des Workshops, 29. September, 2009, Hamburg, S. 207-224.
- [84] Katzenbach, R.; Bachmann, G., Gutberlet, C.: Geotechnische Nachweise von Spundwandkonstruktionen nach Eurocode 7 und DIN 1054:2005. Stahlspundwände (7) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 598 (2008), S. 5-24, Düsseldorf.
- [85] Kerr, A.; Bathurst, L.: Zur Berechnung querkraftbelasteter Pfähle in kohäsivem Boden. Bautechnik 76 (1999) Heft 12, S. 1076-1082.
- [86] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Versuche zur Bestimmung der Reibbeiwerte im Schloss von Spundwandbohlen - Flachprofil AS 500. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2007-7X, Versuchsbericht, März 2007 (nicht veröffentlicht).
- [87] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Bestimmung der Tragfähigkeit von AZ 14-770 Spundwandbohlen als Teil des Systems kombinierte Stahlspundwand. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2008-6X, Versuchsbericht, März 2008 (nicht veröffentlicht).
- [88] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Determination of the Load Bearing Capacity of the new Steel Wall System HZM/AZ. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-24X, Versuchsbericht, Juli 2010 (nicht veröffentlicht).
- [89] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Berechnungen mit Fließgelenktheorie II. Ordnung. Bestimmung der Tragfähigkeit von AZ 14-770 Spundwandbohlen als Teil des Systems kombinierte Stahlspundwand. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-25X, Gutachten, Juli 2010 (nicht veröffentlicht).
- [90] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Addition to Experimental Report Nr. 2010-24X. Determination of the Load Bearing Capacity of the new Steel Wall System HZM/AZ. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2011-12X, Versuchsbericht, Juni 2011 (nicht veröffentlicht).
- [91] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Bestimmung der Tragfähigkeit AZ 13 10/10 - 770 Spundwandbohlen als Teil des Systems kombinierte Stahlspundwand. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-12X, Gutachten, April 2010 (nicht veröffentlicht).
- [92] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Bestimmung der Tragfähigkeiten des neuen kombinierten Spundwandsystems HZM/AZ. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2011-27X, Gutachten, Oktober 2011 (nicht veröffentlicht).
- [93] Kuhlmann, U.; Froschmeier, B.: Einfluss der Abrostung auf die Tragfähigkeit von kombinierten HZM/AZ - Spundwänden. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2012-13X, Gutachten, April 2012 (nicht veröffentlicht).

- [94] Kuhlmann, U.; Grabe, J.; Froschmeier, B.; Schallück, C.: Untersuchungen von Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände unter Stabilitätsbeanspruchung. Fachseminar Stahlspundwände – Neues für Planung und Anwendung. 8. Dezember 2011. Berlin. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum (auf CD-Rom).
- [95] Mardfeldt, B.: Zum Tragverhalten von Kaimauerkonstruktionen im Gebrauchszustand. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 11. 2006.
- [96] Meyer-Auhage R.: Bauvorhaben Containerterminal Altenwerder. Stahlspundwände (4) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 576 (2002), S. 68-75, Düsseldorf.
- [97] Miller, C.: Kaimauerbau in Hamburg – Spezielle Entwicklungen zu Konstruktion und Bemessung. Stahlspundwände (5) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 582 (2004), S. 24-30, Düsseldorf.
- [98] Neumann, H.: Konsolidierung vs. Bauzeit – Offshore-Basishafen Cuxhaven, Liegeplatz 8. Stahlspundwände (9) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 516 (2010), S. 35-44, Düsseldorf.
- [99] Ofner, R.; Wimmer, H.: Knicknachweis Mikropfählen in geschichteten Böden. Bautechnik 84 (2007) Heft 12, S. 881-890.
- [100] Pucker, T.: Numerische Untersuchung zum Tragverhalten der Zwischenbohlen kombinierter Spundwände bei Belastung durch Wasserdruck. Bautechnik 88 (2011), Heft 12, S. 821 -827.
- [101] Rahtge, M.: Container-Terminal Bremerhaven. Nördliche Erweiterung CT IIIa. Stahlspundwände (5) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 582 (2004), S. 129-142, Düsseldorf.
- [102] Rizkallah, V.: Exemplarische Darstellung von Spundwandkonstruktionen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste. Stahlspundwände (3) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 549 (2000), S. 5-10, Düsseldorf.
- [103] Saal, H.: Die neue allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spundwände aus höherfesten Stählen (S390 GP, S430 GP). Stahlspundwände (3) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 549 (2000), S. 59-66, Düsseldorf.
- [104] Schallück, C.: Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände. Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg. Präsentationen zu den Arbeitskreissitzungen am 27.04.2012 und 08.06.2011 in Hamburg.

- [105] Schallück, C.: Zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Dissertation (noch nicht erschienen).
- [106] Schmitt, A.: Tragverhalten von Zwischenbohlen unter Wasserdruck. In: Grabe, J. (Hrsg.): Spundwände - Profile, Tragverhalten, Bemessung, Einbringung und Wiedergewinnung. Tagungsband des Workshops, 29. September, 2009, Hamburg, S. 151-165.
- [107] Schmitt, A.; Mohler, C.: Stahlbaunormen - Kommentar zu DIN EN 1993-5: Pfähle und Spundwände. In: Kuhlmann (Hrsg.) Stahlbaukalender 2013, Ernst & Sohn, 2013, S. 565-620.
- [108] Stahlmann, J.; Gattermann, J.; Missal, C.; Schmitt, J.: Moderne Kajenkonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 88 (2009), S. 43-68.
- [109] ThyssenKrupp GfT Bautechnik: Spundwandhandbuch. Essen, 2007. – Firmenschrift.
- [110] Technischer Jahresbericht 2007, Teil II, des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). Bautechnik 84 (2007), Heft 12, S. 849 -853.
- [111] Vogt, N.: Interaktion Bauwerk – Baugrund. In: Kuhlmann (Hrsg.) Stahlbaukalender 2003, Ernst & Sohn, 2004, S. 342-374.
- [112] Vogt, S.; Vogt, N.: Buckling of embedded piles. In: Grabe (Hrsg.) Ports for Container Ships of Future Generations. Workshop, February 24./25., Hamburg, 2011, S. 309-328.
- [113] Vogt, N.; Vogt, S.; Kellner, C.: Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden. Bautechnik 82 (2005) Heft 12, S. 889-901.
- [114] Wenz, K.-P.: Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen. Universität Fredericana in Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 50, 1972.
- [115] Weissenbach, A.: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", EAB. 4. Aufl., 1. Nachdr. - Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- [116] Wind, H.; Wieners, A.: Stahlspundwände – Entwicklung und Anwendung. Stahlspundwände (2) – Planung und Anwendung. Veröffentlichungen des Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 542 (1997), S. 5-12, Düsseldorf.

Programme

- [117] Ansys Workbench, release 11 and 13 mit Hilfesystem, Ansys Inc., Canonsburg, PA, USA.
- [118] Autodesk Architectural Desktop 2006.
- [119] RSTAB 5.14. Ing.- Software Dlubal GmbH.

Internetquellen

- [120] <http://www.bpb.de/wissen/KSW7JQ,0,0,Seefracht.html>
abgerufen am 28.12.2011
- [121] http://www.peiner-traeger.de/de/Produkte/Lieferprogramm/Spundwand_Profildaten/
Erschienen 2011,
abgerufen am 05.10.2011.
- [122] <http://www.arcelormittal.com/spundwand/page/index/name/cad-download>
abgerufen am 12.02.2010.
- [123] <http://www.arcelormittal.com/palancole/projects/display/title/JadeWeserPort>
abgerufen am 27.08.2012.
- [124] http://www.boverket.se/Global/Webbokhandel/Dokument/2003/Swedish_regulations_for_steel_BSK99.pdf
Swedish Regulations for Steel Structures, BSK 99. Handbook March 2003. National Board of Housing, Building and Planning.
abgerufen am 28.02.2011.

A Anhang

A.1 Materialdaten Z-Spundbohlen

Tabelle A.1: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 1.4 – S 355 GP

Z 1.4a - S 355 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	369,2	0,000	369,2	0,000	332,3
2,27	383,2	0,022	391,8	0,022	352,6
2,85	404,4	0,028	415,9	0,028	374,3
4,84	439,9	0,047	461,2	0,047	415,0
7,84	462,9	0,076	499,2	0,076	449,3
13,15	473,0	0,124	535,2	0,124	481,7
E-Modul: 227.500 N/mm²					

Tabelle A.2: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 1.4 – S 430 GP

Z 1.4b - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	574,0	0,000	574,0	0,000	516,6
0,45	614,1	0,005	616,8	0,005	555,2
0,72	626,2	0,007	630,7	0,007	567,6
1,21	650,7	0,012	658,6	0,012	592,8
1,71	661,0	0,017	672,3	0,017	605,1
2,37	665,8	0,023	681,5	0,023	613,4
E-Modul: 211.200 N/mm²					

Tabelle A.3: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 1.1 – S 355 GP

Z 1.1a - S 355 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	439,2	0,000	439,2	0,000	395,3
3,20	441,0	0,031	455,1	0,031	409,6
3,80	457,4	0,037	474,8	0,037	427,3
5,34	478,9	0,052	504,5	0,052	454,0
7,31	491,3	0,071	527,2	0,071	474,5
9,38	495,2	0,090	541,6	0,090	487,5
E-Modul: 212.600 N/mm²					

Tabelle A.4: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 1.1 – S 430 GP

Z 1.1b - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	483,1	0,000	483,1	0,000	434,8
1,09	524,8	0,011	530,5	0,011	477,4
2,57	576,3	0,025	591,1	0,025	532,0
4,57	614,7	0,045	642,8	0,045	578,5
6,58	632,9	0,064	674,6	0,064	607,1
8,60	638,7	0,083	693,6	0,083	624,3
E-Modul: 227.800 N/mm²					

Tabelle A.5: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 3.2 – S 430 GP

Z 3.2 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	520,7	0,000	520,7	0,000	468,6
2,22	522,1	0,022	533,8	0,022	480,4
4,27	575,5	0,042	600,0	0,042	540,0
6,24	604,2	0,060	641,9	0,060	577,7
8,78	620,1	0,084	674,5	0,084	607,0
11,98	625,4	0,113	700,3	0,113	630,3
E-Modul: 203.600 N/mm²					

Tabelle A.6: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 4.1 – S 430 GP

Z 4.1 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm²
0,00	421,5	0,000	421,5	0,000	379,4
1,78	424,2	0,018	431,7	0,018	388,5
3,79	482,5	0,037	500,8	0,037	450,8
5,28	512,9	0,051	540,0	0,051	486,0
8,81	543,5	0,084	591,4	0,084	532,3
13,49	555,5	0,127	630,5	0,127	567,4
E-Modul: 189.900 N/mm²					

Tabelle A.7: Materialdaten für die Z-Spundwandbohle Z 5.2 – S 430 GP

Z 5.2 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	475,5	0,000	475,5	0,000	427,9
1,70	478,0	0,017	486,1	0,017	437,5
3,61	498,2	0,035	516,2	0,035	464,6
6,41	556,1	0,062	591,8	0,062	532,6
9,62	579,1	0,092	634,8	0,092	571,3
12,81	588,0	0,120	663,3	0,120	597,0

Kein Messwert für den E- Modul vorhanden, da Ausfall des Extensometers

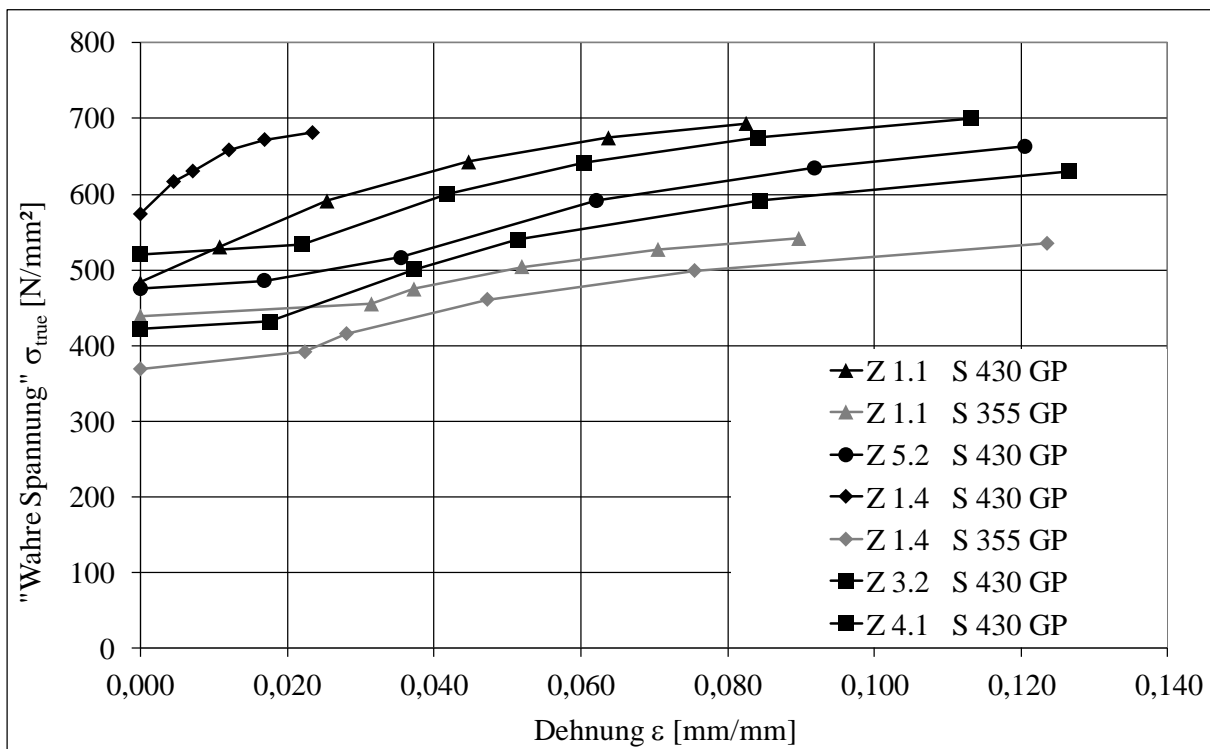


Abbildung A.1: Gemessene Spannungs-Dehnungskurven des Materials der Z- Spundwandbohlen

A.2 Materialdaten H-Tragbohlen

Tabelle A.8: Materialdaten für die H-Tragbohle H1 – S 430 GP

H 1 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	462,2	0,000	462,2	0,000	416,0
1,10	463,4	0,011	468,5	0,011	421,6
3,06	488,9	0,030	503,9	0,030	453,5
4,76	552,2	0,047	578,5	0,047	520,6
7,26	592,5	0,070	635,6	0,070	572,0
10,80	605,4	0,103	670,8	0,103	603,7
E-Modul: 204.600 N/mm²					

Tabelle A.9: Materialdaten für die H-Tragbohle H2 – S 430 GP

H 2 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	442,6	0,000	442,6	0,000	398,3
1,80	483,3	0,018	492,0	0,018	442,8
11,77	490,0	0,111	547,7	0,111	492,9
E-Modul: 203.700 N/mm²					

Tabelle A.10: Materialdaten für die H-Tragbohle H3 – S 430 GP

H 3 - S 430 GP					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	439,6	0,000	439,6	0,000	395,7
1,06	451,5	0,011	456,3	0,011	410,7
2,56	511,4	0,025	524,5	0,025	472,0
4,56	557,3	0,045	582,7	0,045	524,5
7,54	588,3	0,073	632,6	0,073	569,4
12,04	599,8	0,114	672,1	0,114	604,9
E-Modul: 199.200 N/mm²					

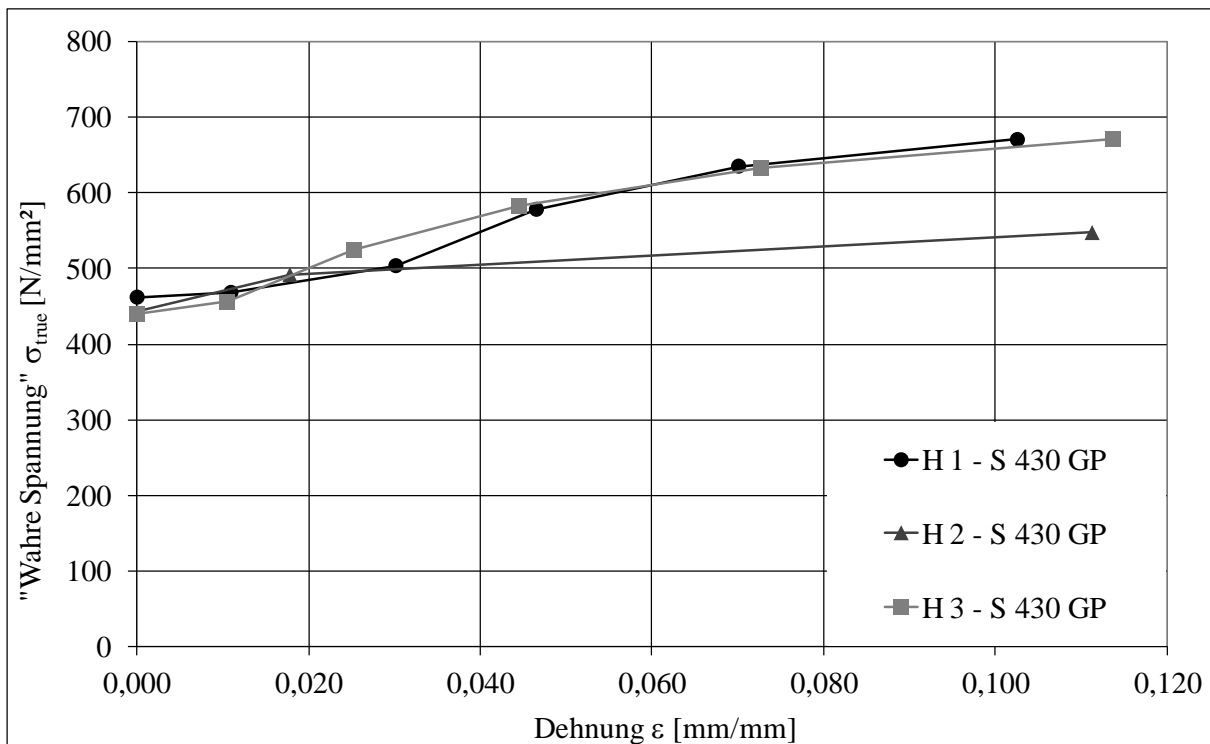


Abbildung A.2: Gemessene Spannungs-Dehnungskurven des Materials der H-Tragbohlen

A.3 Materialdaten R-Schlossprofile

Tabelle A.11: Materialdaten für das R-Schlossprofil R_{klein}

R_{klein}					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	490,3	0,000	490,3	0,000	441,2
0,55	525,9	0,005	528,8	0,005	475,9
1,56	583,8	0,015	592,9	0,015	533,6
2,55	608,5	0,025	624,0	0,025	561,6
4,55	629,4	0,044	658,0	0,044	592,2
7,03	636,0	0,068	680,7	0,068	612,6
E-Modul: 200.333 N/mm²					

Tabelle A.12: Materialdaten für das R-Schlossprofil $R_{\text{groß}}$

$R_{\text{groß}}$					
„Ingenieurspannungen“		„Wahre Spannungen“		„Wahre statische Spannungen“	
Dehnung in %	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²	Dehnung in mm/mm	Spannung in N/mm ²
0,00	469,5	0,000	469,5	0,000	422,6
1,15	506,2	0,011	512,0	0,011	460,8
2,66	563,3	0,026	578,2	0,026	520,4
4,66	601,1	0,046	629,1	0,046	566,2
7,15	622,1	0,069	666,6	0,069	599,9
10,27	630,0	0,098	694,7	0,098	625,3
E-Modul: 211.000 N/mm²					

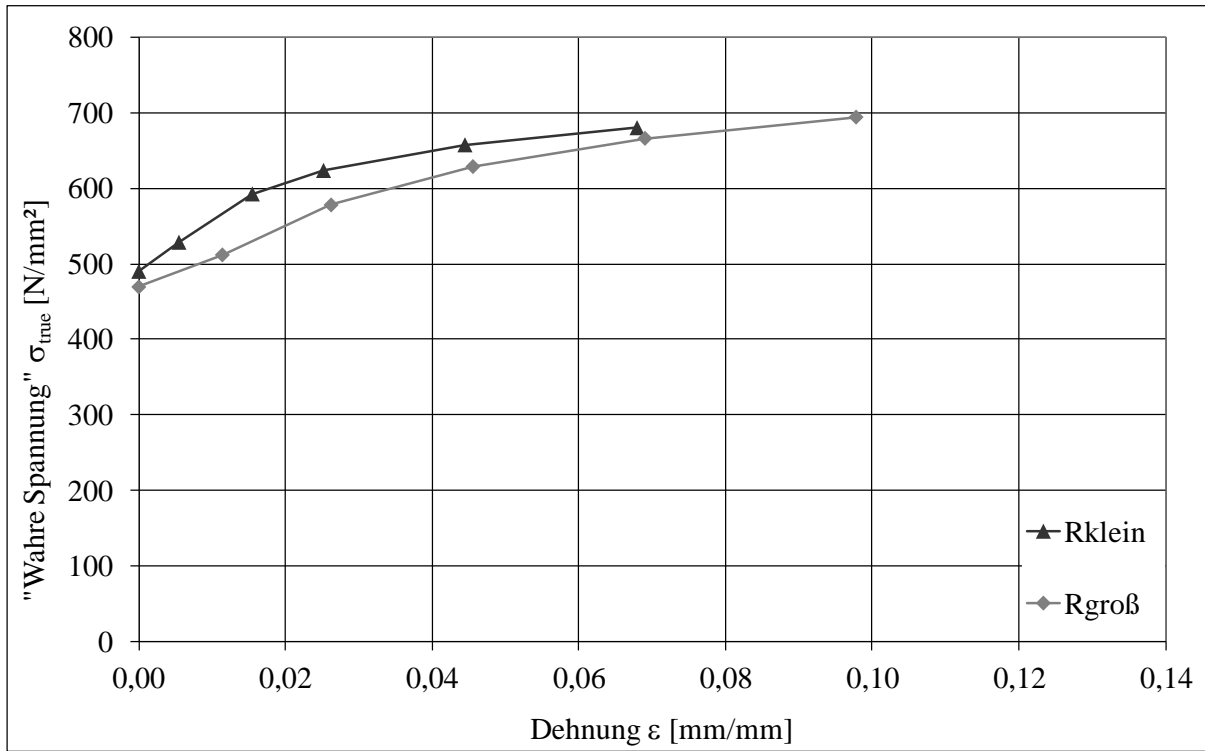


Abbildung A.5: Gemessene Spannungs-Dehnungskurven des Materials der Schlossprofile

