

Einfluss des Tragverhaltens von Dübelbefestigungen auf die Bauwerk- Komponenten-Wechselwirkungen bei Erdbebenbeanspruchung

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

Vorgelegt von

Fabian Dwenger

aus Reutlingen

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht
Mitberichter:	O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn. Konrad Bergmeister
Mitberichter:	Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Tag der mündlichen Prüfung: 11.01.2019

Materialprüfungsanstalt (MPA) Universität Stuttgart
2019

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart.

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht danke ich herzlich für die Betreuung meiner Arbeit, seine wertvollen Ratschläge und Anregungen und nicht zuletzt für die mir entgegengebrachte Begeisterung für das Dissertationsthema.

Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn. Konrad Bergmeister und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann gilt mein Dank für die Bereitschaft, den Mitbericht zu übernehmen und für die sorgfältige Durchsicht der Arbeit.

Bedanken möchte ich mich bei meinen Kollegen Dr.-Ing. Dieter Lotze, Dr.-Ing. Veit Birtel, M.Sc. Thilo Fröhlich, Jun.-Prof. Dr.-Ing. Akanshu Sharma und M. Tech. Vinay Mahadik für die Zusammenarbeit im Rahmen des BMWi-Forschungsprojekts „Wechselwirkungen des gekoppelten Systems „Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung“ bei Erdbebenbeanspruchung“.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich an dieser Stelle bei meinem Kollegen Herrn Dr.-Ing. Klaus Kerkhof für die gute Zusammenarbeit seit dem Beginn meiner Studienarbeit im Jahre 2011, die er betreute. Durch ihn wurde meine Begeisterung für die Strukturmechanik und das Erdbebeningenieurwesen geweckt.

Mein größter Dank gilt meinen Eltern, die mich bei meiner persönlichen und beruflichen Entwicklung immer unterstützt haben.

Finanziell wurde die Arbeit vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) im Rahmen des Forschungsvorhabens FKZ 1501517 unterstützt. Hierfür möchte ich mich herzlich bedanken.

Eidesstattliche Versicherung

Hiermit versichere ich, Fabian Dwenger, an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel benutzt habe. Die Stellen der Arbeit, die dem Wortlaut oder dem Sinne nach anderen Werken entnommen wurden, sind in jedem Fall unter Angabe der Quelle kenntlich gemacht.

Ich habe die Bedeutung der eidesstattlichen Versicherung, die prüfungsrechtlichen und strafrechtlichen Folgen einer unrichtigen oder unvollständigen eidesstattlichen Versicherung zur Kenntnis genommen.

Ort, Datum

Unterschrift

Kurzfassung

Befestigungen mit nachträglich montierten Dübeln haben sich im Hochbau in den letzten Jahrzehnten als flexibel einsetzbare Verbindungsmethode zwischen Komponenten und Stahlbetontragwerken bewährt. Auch im kerntechnischen Bereich wurden nachträglich montierte Dübel zur Befestigung z. B. von Rohrleitungen an Stahlbetonstrukturen eingesetzt. Aufgrund der hohen sicherheitstechnischen Bedeutung von Integrität und Funktionsfähigkeit kerntechnischer Komponenten werden an deren lastabtragende Befestigungen ebenfalls hohe Anforderungen gestellt. Dies gilt insbesondere für außergewöhnliche Einwirkungen z. B. im Falle eines Erdbebens. Durch die Erdbebenerregung des Reaktorgebäudes und der daran befestigten Komponenten sind auch die Befestigungen schwingenden Belastungen ausgesetzt. Kommt es infolge der Erdbebeneinwirkung auf das Tragwerk zu Rissbildung im Beton, können Risse im Verankerungsgrund auch zu einer signifikanten Anzahl von Rissöffnungszyklen führen, die das Last-Verschiebungsverhalten der Dübel beeinflussen. Die detaillierte Untersuchung des Tragverhaltens von Dübelbefestigungen bei schwingender Belastung und bei Öffnen und Schließen von Rissen war in den letzten Jahren Gegenstand zahlreicher Forschungsvorhaben auch in Deutschland, nachdem in deutschen Kernkraftwerken fehlerhaft montierte Dübel festgestellt wurden und dadurch Sicherheitsbedenken hinsichtlich der Auswirkungen auf Komponenten entstanden.

Die in dieser Dissertation vorgestellten Untersuchungen leisten insbesondere zur numerischen Untersuchung des Tragverhaltens des Gesamtsystems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung bei Erdbebeneinwirkung einen Beitrag. Ziel dieser Arbeit ist es, anhand realitätsnah gewählter numerischer Modelle den Einfluss des lokalen Befestigungstragverhaltens auf das strukturdynamische und –mechanische Verhalten des Gesamtsystems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung bei Erdbebeneinwirkung zu untersuchen.

Zu diesem Zweck werden zunächst nach Darlegung der Problemstellung (Kapitel 1), Vorgehensweise und Zielsetzung (Kapitel 2) die notwendigen Grundlagen der relevanten Themengebiete im Stand von Wissenschaft und Technik (Kapitel 3) erarbeitet. Für die Entwicklung eines numerischen Modells des Tragverhaltens einer Befestigung werden zunächst vereinfachte (Rechen-)Modelle und Modellansätze, die in der Literatur zu finden sind, erläutert (Kapitel 4). Anhand dieser analytischen Rechenmodelle wird eine erste Abschätzung der zu erwartenden Dübelverschiebungen infolge Erdbebeneinwirkung durchgeführt. An-

schließlich wird entsprechend der Regeln des Kerntechnischen Ausschusses (KTA) eine Erdbebensimulation jeweils für ein Reaktorgebäude und für eine Rohrleitungskomponente durchgeführt (Kapitel 5). Um eine numerische Analyse des Gesamtsystems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung bei Erdbebeneinwirkung zu ermöglichen, wird ein numerisches Modell für eine Befestigung mit nachträglich montierten Dübeln auf Basis der zuvor dargestellten vereinfachten Rechenmodelle entwickelt (Kapitel 6). Darüber hinaus werden zulässige Modellvereinfachungen vorgenommen, um den Modellierungs- und Simulationsaufwand bei den Erdbebensimulationen zu reduzieren. Das numerische Modell für die Befestigung wird anschließend bei der numerischen Analyse des Gesamtsystems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung bei Erdbebeneinwirkung verwendet (Kapitel 7). Abschließend werden die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit diskutiert (Kapitel 8) und zusammengefasst (Kapitel 9) und ein Ausblick auf weitere Untersuchungen gegeben, die an diese Arbeit anknüpfen können (Kapitel 10).

Abstract

Fastenings with post-installed anchors have proven suitability as flexible fastening method in structural engineering for the last decades. Post-installed anchors were also used in nuclear power plants to connect non-structural components such as piping systems with reinforced concrete structures. Because nuclear components have a high safety relevance regarding integrity and functionality, high requirements are imposed on the component fastenings as well. This is especially the case for accidental actions such as earthquakes. Due to seismic excitation of the reactor building and the attached non-structural components, the fastening is subjected to dynamic loads. If concrete cracking occurs in the anchorage zone due to high seismic actions, a significant amount of crack cycles can influence the load-displacement behavior of the anchors. The detailed investigation of the load-bearing behavior of fastenings was part of several research projects in the last years after incorrectly installed anchors were found in German nuclear power plants which led to safety concerns regarding the impact on component integrity.

The investigations in this thesis shall contribute to the numerical investigation of the whole system building-fastening-piping in case of an earthquake. The general aim of this thesis is to investigate the influence of the local load-bearing behavior of fastenings on the dynamic behavior of the whole system building-fastening-piping in case of seismic actions.

After outlining the problem (chapter 1), methodology and general aim (chapter 2), relevant subjects of this thesis are described (chapter 3). In order to develop a numerical model for the load-bearing behavior of a fastening simplified models and model concepts are illustrated which are available in the literature (chapter 4). Based on these analytical models a first estimation of expected anchor displacements in case of seismic actions is carried out. After that, seismic analysis for a reactor building and piping component are carried out separately according to current German nuclear design guidelines (chapter 5). In order to allow a seismic analysis of the whole system building-fastening-piping a numerical model for a fastening with post-installed anchors is developed based on the previously described simplified models (chapter 6). Beyond that, allowable model simplifications are made to facilitate modelling and simulation effort. This numerical model for the fastening is then used for the seismic analysis of the whole system building-fastening-piping (chapter 7). Finally, the results are dis-

cussed (chapter 8), concluded (chapter 9) and future research topics relating to this thesis are outlined (chapter 10).

Inhaltsverzeichnis

Formelzeichen	17
1 Problemstellung	23
2 Vorgehensweise und Zielsetzung	26
3 Stand von Wissenschaft und Technik	28
3.1 Auslegung von Komponenten in Leichtwasserreaktoren	28
3.1.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien	28
3.1.2 Konstruktion und Auslegung von Rohrleitungen	30
3.1.2.1 Klassifizierung von Lastfällen und Beanspruchungen	31
3.1.2.2 Konstruktive Gestaltung und Werkstoffe von Rohrleitungen	32
3.1.2.3 Spannungskategorisierung bei Rohrleitungen.....	33
3.1.2.4 Zulässige Werte für Vergleichsspannungen und -schwingbreiten.....	34
3.1.2.5 Dimensionierung der erforderlichen Rohrwanddicken.....	35
3.1.2.6 Allgemeine Analyse des mechanischen Verhaltens	35
3.2 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen	37
3.2.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien	37
3.2.2 Definition der Erdbebeneinwirkung	38
3.2.3 Ermittlung der ingenieurseismologischen Kenngrößen	39
3.2.3.1 Deterministische Ermittlung.....	40
3.2.3.2 Probabilistische Ermittlung.....	41
3.2.3.3 Festlegung der Starkbewegungsdauer	43
3.2.4 Auslegung von baulichen Anlagen.....	45
3.2.4.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien.....	45
3.2.4.2 Tragwerksberechnung und Nachweis von Stahlbetonstrukturen	47
3.2.5 Auslegung von Anlagenteilen.....	49
3.2.5.1 Ermittlung der Anregung am Aufstell- oder Einbauort.....	50
3.2.5.2 Modellbildung und Kennwertermittlung	50
3.2.5.3 Analyse des mechanischen Verhaltens	51
3.2.5.4 Nachweis der Grenzzustände	52
3.3 Nachträgliche Befestigungen in Beton	53
3.3.1 Allgemeines und Klassifizierung	53
3.3.2 Dübeltypen für nachträgliche Befestigungen in Beton	54
3.3.3 Tragverhalten von nachträglichen Befestigungen in Beton.....	57
3.3.3.1 Monotone quasistatische Zugbelastung im ungerissenen Beton	57
3.3.3.2 Monotone quasistatische Querbeltung im ungerissenen Beton.....	60
3.3.3.3 Kombinierte Zug- und Querbeltung im ungerissenen Beton.....	61
3.3.3.4 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit.....	63

3.3.3.5	Einfluss des Belastungszeitverlaufs	66
3.3.3.6	Einfluss von gerissenem Verankerungsgrund	68
3.3.3.7	Einfluss der konstruktiven Ausführung.....	75
3.3.3.8	Einfluss des Beanspruchungszustands im Betonuntergrund.....	80
3.3.3.9	Einfluss der Dübelvorspannung.....	82
3.3.4	Anwendung von Dübelverbindungen in kerntechnischen Anlagen	84
3.3.4.1	Rechtliche Rahmenbedingungen und geltende Richtlinien.....	84
3.3.4.2	Anforderungen an Dübelverbindungen in Kernkraftwerken	86
3.4	Verhalten des gekoppelten Systems Bauwerk-Befestigung- Komponente bei Erdbeben.....	87
3.4.1	Untersuchungen von Wörner.....	87
3.4.2	Untersuchungen von Rieder.....	89
3.4.3	Untersuchungen von Watkins und Mahrenholtz	91
3.4.4	Untersuchungen von Kerkhof, Dwenger und Fröhlich	94
3.4.5	Untersuchungen von Borschnek, Herrmann und Müller	97
4	Vereinfachte Modelle für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten.....	99
4.1	Modelle für das strukturdynamisches Verhalten einer Gruppenbefestigung.....	100
4.1.1	Modell für das strukturdynamisches Verhalten unter Zugbelastung	100
4.1.2	Modell für das strukturdynamische Verhalten unter Querbelastung	101
4.2	Last-Verschiebungskurven des Einzeldübels bei monotoner Zug- und Querbelastung.....	102
4.3	Last-Verschiebungskurven des Einzeldübels für zyklisch ansteigende Belastung	105
4.3.1	Last-Verschiebungsverhalten bei zyklisch ansteigender Zugbelastung	106
4.3.2	Last-Verschiebungsverhalten bei zyklisch ansteigender Querbelastung.....	108
4.4	Last-Verschiebungskurven des Einzeldübels für kombinierte Zug- und Querbelastung.....	109
4.4.1	Interaktionsdiagramm für Belastungen.....	110
4.4.2	Interaktionsdiagramm für Verschiebungen	111
4.4.3	Beispiel für die Ermittlung von Last-Verschiebungskurven unter kombinierter Belastung.....	112
4.5	Rechenmodelle für das Verschiebungsverhalten bei schwingender Belastung	114
4.5.1	Ermittlung von Erdbebenlastkollektiven für Dübelbefestigungen	115
4.5.2	Rechenmodell zur Abschätzung der Dübelverschiebung infolge schwellender Zugbelastung.....	117
4.5.3	Rechenmodell zur Abschätzung der Dübelverschiebung infolge wechselnder Querbelastung.....	120
4.5.4	Abschätzung der Dübelverschiebung infolge schwingender Erdbebenbelastung	121

4.6	Rechenmodelle für das Verschiebungsverhalten bei Öffnen und Schließen von Betonrissen	126
4.6.1	Ermittlung von Erdbeben-Risskollektiven für Dübelbefestigungen.....	126
4.6.2	Verfügbare Rechenmodelle in der Literatur	127
4.6.3	Last-Verschiebungsverhalten der untersuchten Hinterschnittdübel	128
4.6.4	Einfluss der Rissbreitenamplitude auf das Verschiebungsverhalten	130
4.6.5	Einfluss der Vorspannung auf das Verschiebungsverhalten	133
4.6.6	Anpassung und Vereinfachung des Rechenmodells von Lotze	134
4.6.7	Probabilistische Abschätzung der maximalen Rissbreite während eines Erdbebens	136
4.6.7.1	Definition der Parameterstrebereiche und Verteilungsfunktionen ..	137
4.6.7.2	Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation.....	140
4.6.8	Berechnung der Dübelverschiebung mit erdbebenähnlichen Risskollektiven	142
4.7	Zusammenfassung.....	143
5	Numerische Untersuchungen mit entkoppelter Nachweisführung	146
5.1	Modellierung und Simulation eines Reaktorgebäudes	146
5.1.1	Entwicklung eines generischen Reaktorgebäudemodells	146
5.1.2	Definition des Baugrundmodells	149
5.1.3	Definition der Erdbebenanregung	149
5.1.3.1	Festlegung der ingenieurseismologischen Kenngrößen.....	149
5.1.3.2	Generierung spektrumkompatibler Zeitverläufe	153
5.1.4	Ergebnisse der Reaktorgebäudesimulation	154
5.1.4.1	Ergebnisse der Modalanalyse	154
5.1.4.2	Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung.....	156
5.2	Modellierung und Simulation einer Rohrleitungskomponente	158
5.2.1	Entwicklung eines generischen Rohrleitungsmodells	158
5.2.1.1	Statistische Auswertung realer Rohrleitungsgeometrien	159
5.2.1.2	Rohrleitungsverlegung und Geometrievereinfachungen	161
5.2.1.3	Statische Belastungen und Auswahl des Rohrleitungswerkstoffs	163
5.2.1.4	Berechnung der erforderlichen Mindestwanddicke	164
5.2.1.5	Randbedingungen und statisches Halterungskonzept	165
5.2.1.6	Modellierung im Simulationsprogramm	167
5.2.2	Primärspannungsnachweis für die statischen Belastungen	168
5.2.3	Modell- und Berechnungsannahmen für die Erdbebensimulationen	170
5.2.3.1	Dynamische Entkoppelung von Rohrleitungsabschnitten	170
5.2.3.2	Berechnungsmethodik bei den Erdbebensimulationen	171
5.2.3.3	Dämpfungsmodell	173
5.2.4	Ergebnisse der Erdbebensimulation für das statische Halterungskonzept	175
5.2.5	Definition dynamischer Halterungskonzepte	179

5.2.6	Ergebnisse der Erdbebensimulationen für die dynamischen Halterungskonzepte.....	184
5.3	Zusammenfassung	189
6	Numerische Modellierung des Befestigungs- und Dübeltragverhaltens	191
6.1	Bemessung der Befestigungen	191
6.2	Vereinfachung der numerischen Modelle für die Befestigungen	193
6.2.1	Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei Öffnen und Schließen von Betonrissen.....	193
6.2.2	Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei schwingender Belastung	194
6.3	Beschreibung des numerischen Modells der Befestigung	195
6.4	Validierung des numerischen Modells	198
6.4.1	Validierung des Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel	198
6.4.2	Validierung des strukturdynamischen Verhaltens der Befestigung.....	201
6.5	Zusammenfassung	204
7	Numerische Untersuchungen mit gekoppelter Nachweisführung .	206
7.1	Dynamische Entkoppelung von Bauwerk und Rohrleitung	206
7.2	Untersuchte Modellsysteme und durchgeführte Simulationen.....	211
7.3	Vergleich der Eigenfrequenzen und –formen von entkoppelter und gekoppelter Nachweisführung	214
7.4	Dübelverschiebungen infolge statischer und dynamischer Belastung ..	217
7.5	Vergleich der Zeitverlaufsberechnungen von entkoppelter und gekoppelter Nachweisführung	219
8	Diskussion der erzielten Ergebnisse	221
8.1	Modelle für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten	221
8.1.1	Strukturdynamisches Verhalten einer Gruppenbefestigung	221
8.1.2	Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei einachsiger Be- und Entlastung	222
8.1.3	Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei kombinierter Zug- und Querbelastrung.....	222
8.1.4	Verschiebungsverhalten bei schwingender Belastung	223
8.1.5	Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei Öffnen und Schließen von Rissen.....	224
8.1.6	Einfluss der Dübelvorspannkraft auf das gekoppelte System Bauwerk-Befestigung-Komponente	225
8.2	Numerische Untersuchungen zum Teilsystem Reaktorgebäude	226
8.3	Numerische Untersuchungen zum Teilsystem Rohrleitung	227
8.4	Numerische Untersuchungen zum gekoppelten System Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung.....	229

9	Zusammenfassung	232
10	Ausblick.....	234
11	Literaturverzeichnis	235
	Anhang.....	252

Formelzeichen

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	m/s ²	Beschleunigung
A	-	Außergewöhnliche Einwirkung
a ₀	m/s ²	Beschleunigungsgrenzwert
A _{Ed}	-	Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung infolge Erdbeben
AI	m/s	Arias-Intensität
A _s	mm ²	Spannungsquerschnitt des Ankerbolzens
b _{Sch}	mm	Breite der Spreizschale
C	N	Stützkraft
C _d	-	Bemessungswert der Gebrauchstauglichkeit
C _{el}	N/mm	Radiale elastische Steifigkeit des Hinterschnittkonus
C _f	N/mm	Zugsteifigkeit des Ankerbolzens
D	-	Dämpfungsgrad
D _a	mm	Außendurchmesser
d _B	mm	Durchmesser des Ankerbolzens
D _{rot}	-	Rotatorischer Bodendämpfungsgrad
D _S	s	Starkbewegungsdauer
D _{trans}	-	Translatorischer Bodendämpfungsgrad
E	-	Auswirkung
E _{cm}	MPa	E-Modul des Betons
E _d	-	Bemessungswert der Auswirkung
E _s	MPa	E-Modul des Betonstahls
F	MPa	Spitzenpannung
F	-	Einwirkung
F	N	Kraft
F	mm	Baulänge des T-Stücks
F _A	N	Betriebsbelastung
f	Hz	Frequenz der schwingenden Belastung
f _{c,imp,k}	MPa	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit bei erhöhter Dehngeschwindigkeit
f _{ck,cube}	MPa	Charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit
f _{cm}	MPa	Mittlere Betondruckfestigkeit
f _{ct,imp,k}	MPa	Charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit bei erhöhter Dehngeschwindigkeit
f _{ctm}	MPa	Mittlere Betonzugfestigkeit
f _{k,i}	MPa	Charakteristische Werkstofffestigkeit

Symbol	Einheit	Bedeutung
F_{KR}	N	Restklemmkraft
F_M	N	Montagevorspannkraft
f_{PA}	mm	Längenänderung der Platten im Betrieb
f_{pi}	Hz	i-te Eigenfrequenz des Hauptsystems
f_{PM}	mm	Längenänderung der Platten bei Montage
f_S	Hz	Eigenfrequenz des Untersystems
f_{SA}	mm	Längenänderung der Schraube im Betrieb
f_{SM}	mm	Längenänderung der Schraube bei Montage
f_{uk}	MPa	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Ankerstahls
f_V	N	Vorspannkraft
f_{yk}	MPa	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Ankerstahls
F_Z	N	Zugkraft
g	m/s ²	Erdbeschleunigung
G	-	Ständige Einwirkung
$G_{k,j}$	-	Charakteristischer Wert der j-ten ständigen Einwirkung
h_{ef}	mm	Effektive Verankerungstiefe
h_{Sch}	mm	Höhe der Spreizschale
k	mm	Hinterschnitttiefe
k_1, k_2, k_3, k_4	N/mm	Geradensteigungen für Last-Verschiebungskurve
K_{rot}	N/mm	Rotatorische Bodensteifigkeit
K_{trans}	N/mm	Translatorische Bodensteifigkeit
k_{xx}	N/m	Bodensteifigkeit in translatorischer Richtung
$k_{\phi\phi}$	Nm/rad	Bodensteifigkeit in rotatorischer Richtung
L	mm	Rohrlänge
M	-	Erdbebenmagnitude
M	Nm	Moment
M	Nm	Schnittmoment in der Halterung
M_b	Nm	Biegemoment
M_p	Nm	Biegemoment bei Erreichen der Streckgrenze in der Ankerplatte
M_{pi}	t	Modale Masse der i-ten Eigenform
M_S	t	Gesamtmasse des Untersystems
N	N	(Dübel-)Zuglast
n	-	Anzahl Zyklen
N_{Rd}	N	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit
N_{Rk}	N	Charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit
N_u	N	Höchstlast des Einzeldübels bei monotoner Zugbelastung

Symbol	Einheit	Bedeutung
$N_{u,c}^0$	N	Referenzwert der Höchstlast des Einzeldübels bei monotoner Zugbelastung (Betonausbruch)
$N_u(\alpha)$	N	Höchstlast des Einzeldübels in Zugrichtung bei kombinierter Belastung
$N_{u,gerissen}$	N	Höchstlast des Einzeldübels bei monotoner Zugbelastung im gerissenen Beton
$N_{u,ungerissen}$	N	Höchstlast des Einzeldübels bei monotoner Zugbelastung im ungerissenen Beton
N_y	N	Zuglast im Einzeldübel bei Erreichen der Streckgrenze im Ankerbolzen
P	MPa	Primärspannung
P	-	Einwirkung der Vorspannung
p	MPa	Innendruck
P_b	MPa	Primäre Biegespannung
PGA	m/s ²	Maximale Bodenbeschleunigung
P_m	MPa	Primäre Membranspannung
Q	MPa	Sekundärspannung
Q	-	Veränderliche Einwirkung
Q	N	Schnittkraft in der Halterung (Querrichtung)
$Q_{k,i}$	-	Charakteristischen Wert der i-ten veränderlichen Einwirkung
r	mm	Rohrbogenradius
R_d	-	Bemessungswert des Tragwiderstands
R_e	MPa	Streckgrenze
R_{mRT}	MPa	Zugfestigkeit bei Raumtemperatur
R_{mT}	MPa	Warmzugfestigkeit
$R_{p0,2RT}$	MPa	Streckgrenze bei Raumtemperatur
$R_{p0,2T}$	MPa	Warmstreckgrenze
s	-	Untergrundklasse
s_0	mm	Mindestwanddicke
s_1, s_2, s_3, s_4	-	Sicherheitsfaktor
s_{cyc}	mm	Dübelverschiebung infolge schwingender Belastung
S_m	MPa	Spannungsvergleichswert
S_{pa}	N	Spaltkraft
$s_{r,max}$	mm	Maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild
t	s	Zeit
t	mm	Wanddicke
\tilde{T}	K	Temperatur
T_0	K	Referenztemperatur

Symbol	Einheit	Bedeutung
$t_{5\%}$	s	Zeitpunkt bei Erreichen von 5% im Husid plot
$t_{95\%}$	s	Zeitpunkt bei Erreichen von 95% im Husid plot
t_A	s	Anstiegszeit des Erdbebens
t_F	s	Abfallzeit des Erdbebens
T_{inst}	Nm	Montagedrehmoment
T_m	Jahre	Mittlere Wiederholungsperiode eines Erdbebens
t_r	s	Gesamtdauer eines Erdbebens
t_s	s	Stationäre Dauer des Erdbebens
U_{ZS}	-	Umsetzungsfaktor Zugkraft in Spaltkraft
V	N	(Dübel-)Querlast
V_{eq}	N	Querkraft bei Erreichen der Streckgrenze in der Befestigung
V_{Rk}	N	Charakteristischer Wert der Quertragfähigkeit
V_u	N	Höchstlast des Einzeldübels bei monotoner Querbelastung
$V_u(\alpha)$	N	Höchstlast des Einzeldübels in Querrichtung bei kombinierter Belastung
w	mm	Rissbreite
w_0	mm	Anfangsrissbreite
w_k	mm	Charakteristische Rissbreite
w_o	mm	obere Rissbreite
w_u	mm	untere Rissbreite
y_1	m	Baugrundverschiebung
\ddot{Y}_G	m/s ²	Erdbebenerregung des Bodens
\ddot{y}_1	m/s ²	Baugrundbeschleunigung
Z	N	Schnittkraft in der Halterung (Zugrichtung)
α	°	Winkel zwischen wirkender Lastrichtung und einachsiger Zugrichtung
α	-	Rayleigh-Dämpfungsparameter
α_K	°	Konuswinkel beim Spreizdübel
α_k	-	Multiplikationsfaktor für die Geradensteigungen
α_N	-	Multiplikationsfaktor für die Höchstlast
α_S	°	Konuswinkel beim Hinterschnittdübel
β	-	Rayleigh-Dämpfungsparameter
β_N	-	Verhältnis aus wirkender Zugkraft und Bemessungswert der Zugtragfähigkeit
β_V	-	Verhältnis aus wirkender Querkraft und Bemessungswert der Quertragfähigkeit
$Y_{M,i}$	-	Materialsicherheitsfaktor
Y_{Ms}	-	Materialsicherheitsfaktor für Versagensart Stahlversagen

Symbol	Einheit	Bedeutung
Δ	km	Epizentraldistanz
δ	mm	Dübelverschiebung
ΔE	mm	Elastische Rückfederung
Δ_H	mm	Spalt zwischen Ankerbolzen und Ankerplattenbohrloch bzw. Ankerbolzen und Betonbohrloch
$\bar{\delta}_{\text{Rest}}$	mm	Dübelverschiebung bei Versagen
Δs	mm	Verschiebungsänderung
Δs_n	mm	Verschiebungszunahme pro Risszyklus
δ_u	mm	Dübelverschiebung bei Erreichen der Höchstlast
Δ_V	mm	Spalt zwischen Dübelmutter und Ankerplatte
Δw	mm	Rissbreitenänderung
$\Delta \sigma_s$	MPa	Spannungsschwingbreite im Spannungsquerschnitt des Ankerbolzens
ε	-	Dehnung
ε_{cm}	-	Mittlere Betondehnung
ε_{sm}	-	Mittlere Stahldehnung
$\dot{\varepsilon}$	s ⁻¹	Dehngeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_0$	s ⁻¹	Referenz-Dehngeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_c$	s ⁻¹	Druckdehngeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_{c0}$	s ⁻¹	Referenz-Druckdehngeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_{ct}$	s ⁻¹	Zugdehngeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_{ct0}$	s ⁻¹	Referenz-Zugdehngeschwindigkeit
$\rho_{p,\text{eff}}$	-	Effektiver Bewehrungsgrad
σ	s	Standardabweichung
σ	MPa	Spannung
σ_1	MPa	1. Hauptspannung
σ_{1a}	MPa	Amplitude der 1. Hauptspannung
σ_{1m}	MPa	Mittelwert der 1. Hauptspannung
σ_{add}	MPa	Bauteilbeanspruchung infolge äußerer Belastung oder Zwang
σ_l	MPa	Lokale Bauteilbeanspruchung infolge Einleitung von Dübelkräften
σ_s	MPa	Stahlspannung
φ	°	Rohrbogenwinkel
$\ddot{\Phi}_1$	rad/s ²	Winkelbeschleunigung des Baugrunds
$\Phi d_1, \Phi d_2$	mm	Konusdurchmesser beim Hinterschnittdübel
$\Psi_{2,i}$	-	Beiwert für quasi-ständige Werte der i-ten veränderlichen Einwirkung
ω	rad/s	Kreisfrequenz

1 Problemstellung

Dübelbefestigungen werden im Bauwesen häufig eingesetzt, um Komponenten an Gebäudedecken bzw. -wänden aus Stahlbeton zu befestigen. Durch die nachträgliche Befestigung einer Komponente mithilfe von Dübeln kann flexibel auf die spezifische Einbausituation im Gebäude reagiert werden, wenn sich z. B. beengte Bauraumverhältnisse oder Änderungen der Halterungspositionen ergeben. Unter den Komponenten haben insbesondere Rohrleitungen in der Kerntechnik eine besonders hohe sicherheitstechnische Bedeutung aufgrund des Transports von flüssigen und gasförmigen Medien unter hohem Druck und Temperatur. Darüber hinaus werden in Rohrleitungen radioaktiv kontaminierte Medien transportiert, deshalb muss die Integrität sowohl im Betrieb als auch bei Störfällen wie Erdbeben gewährleistet werden. Die Integrität wird nicht nur durch die Rohrleitung selbst sondern auch durch das Verhalten der Halterungen und deren Dübelbefestigungen beeinflusst. Beispiele von Dübelbefestigungen für Rohrleitungssysteme zeigt Bild 1.

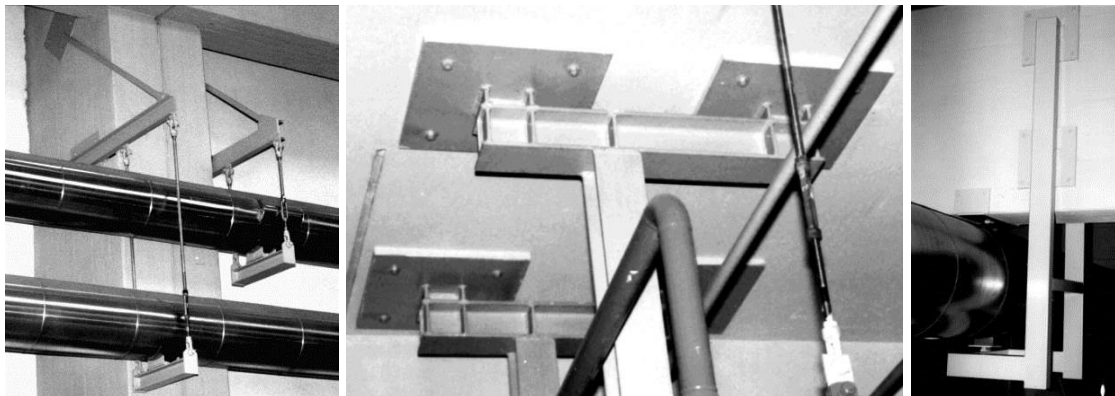


Bild 1: Nachträgliche Dübelbefestigungen für Rohrleitungssysteme [Blo2003]

Die eingesetzten Dübelbefestigungen müssen während der gesamten Nutzungs- bzw. Betriebszeit des Gebäudes oder der Anlage eine zuverlässige Übertragung der Kräfte zwischen dem Gebäude und den Komponenten sicherstellen. Die zu übertragenden Kräfte umfassen ständige Einwirkungen wie das Eigengewicht der Komponente, veränderliche Einwirkungen z. B. durch transiente Temperatureinwirkungen oder außergewöhnliche Einwirkungen, die aus Erdbebenkräften resultieren.

In Kernkraftwerken müssen Dübelbefestigungen gegenüber dem konventionellen Hochbau zusätzliche Anforderungen aufgrund der hohen sicherheitstechnischen Bedeutung erfüllen, um die Integrität von Komponenten insbesondere bei außergewöhnlichen Einwirkungen während eines Erdbebens zu gewährleisten

und dadurch die Beherrschung von Not- und Störfällen sicherzustellen. Die Anforderungen betreffen in erster Linie das Last-Verschiebungsverhalten des Dübels bei zyklischer Beanspruchung und zyklischem Rissöffnen und –schließen im Verankerungsgrund. Durch die Erfüllung der Anforderungen soll sichergestellt werden, dass eine möglichst steife Verbindung zwischen Bauwerk und Komponente bei allen auftretenden Lastsituationen gewährleistet ist. Zu große Verschiebungen von Dübelbefestigungen sowohl bei quasistatischen als auch bei dynamischen Lastsituationen können die Funktionsfähigkeit der Rohrhalterungen beeinträchtigen und Beanspruchungen bzw. Verformungen der Komponente unzulässig verändern. Dieser Sachverhalt ist in Bild 2 für ein Erdbebenszenario schematisch dargestellt.

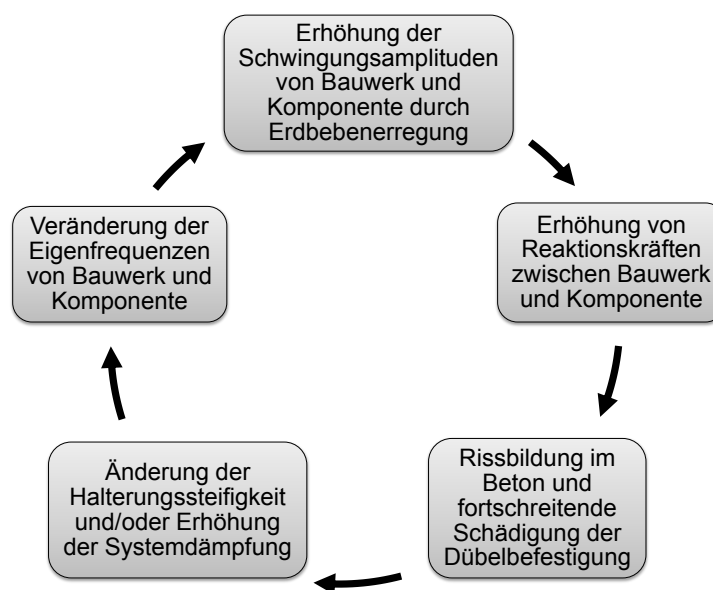


Bild 2: Schematisches Erdbebenszenario bei großen Dübelverschiebungen
(nach [Ker2015])

Die Gewährleistung einer möglichst steifen Verbindung zwischen Bauwerk und Komponente ist darüber hinaus für die Auslegung von Komponenten in Kernkraftwerken eine wichtige Voraussetzung für die präzise Analyse des mechanischen Verhaltens mithilfe von Finite-Elemente-Simulationen. Ein nichtlineares Verschiebungsverhalten der Dübelbefestigung führt in der Regel zu einer Erhöhung der erforderlichen Modellkomplexität. Bei der numerischen Analyse der Komponente kann bei ausreichend steifem Verhalten der Befestigung eine Modellierung des Dübeltragverhaltens entfallen und die Komplexität bzw. der Berechnungsaufwand reduziert werden.

In den letzten Jahren rückten Dübelverbindungen in deutschen Kernkraftwerken stärker in den Fokus von Wissenschaft und Forschung aufgrund nicht spezifikationsgemäß gesetzter Dübel im Kernkraftwerk Biblis, Block A und in anderen deutschen Kernkraftwerken [RSK2010] [KTA2013a]. Dies führte zu intensiven

Untersuchungen u. a. im Bereich Auslegung, Sicherheitsreserven und realem Tragverhalten von Dübelbefestigungen insbesondere bei außergewöhnlichen Einwirkungen. Darüber hinaus stand im Fokus, wie sich das lokale Tragverhalten der Befestigung auf das strukturdynamische und mechanische Verhalten von Komponenten und dem gekoppelten System Bauwerk-Komponente auswirkt. Die vorliegende Arbeit soll unter Verwendung von numerischen Simulationsmethoden einen Beitrag zum Erkenntnisgewinn leisten.

2 Vorgehensweise und Zielsetzung

Der Schwerpunkt in der vorliegenden Arbeit liegt auf der numerischen Analyse von Rohrleitungskomponenten, die durch Dübelbefestigungen mit Stahlbetondecken eines Reaktorgebäudes verbunden sind. Stahlbetondecken werden durch eine Erdbebenerregung zu Biegeschwingungen angeregt und können somit das Schwingungsverhalten der befestigten Rohrleitungskomponente beeinflussen. Darüber hinaus können Biegeschwingungen von Stahlbetondecken zu einem Öffnen und Schließen von Rissen im Beton führen und das Verschiebungsverhalten von Dübelbefestigungen maßgeblich beeinträchtigen.

Übergeordnetes Ziel der Untersuchungen ist, anhand realitätsnaher gekoppelter Systeme, bestehend aus Reaktorgebäude und Rohrleitung, den Einfluss des lokalen Dübel- und Befestigungstragverhaltens auf das strukturdynamische und -mechanische Verhalten des gekoppelten Systems zu ermitteln.

Um die Einflüsse des lokalen Tragverhaltens der Dübelbefestigungen auf das strukturdynamische und -mechanische Verhalten einer Rohrleitung zu untersuchen, werden zunächst in der Literatur verfügbare Rechenmodelle vorgestellt bzw. weiterentwickelt, die wichtige Teilaspekte des Dübel- und Befestigungstragverhaltens bei Erdbebenbeanspruchung abbilden können. Dazu zählen:

- a) Strukturdynamisches Verhalten von Dübelbefestigungen bei wechselnder Zug- oder Querbelastrung
- b) Last-Verschiebungsverhalten von Einzeldübeln bei monotoner und zyklischer Zug- oder Querbelastrung
- c) Last-Verschiebungsverhalten von Einzeldübeln bei kombinierter Zug- oder Querbelastrung
- d) Verschiebungsverhalten von Einzeldübeln bei schwingender Zug- oder Querbelastrung
- e) Verschiebungsverhalten von Einzeldübeln bei Zugbelastrung und zyklischem Öffnen und Schließen von Betonrissen

Mithilfe der vorgestellten bzw. weiterentwickelten Rechenmodelle soll eine theoretische Grundlage für die Entwicklung eines numerischen Modells einer Dübelbefestigung mit zwei oder mehr Einzeldübeln geschaffen werden. Das numerische Modell der Dübelbefestigung soll dabei die wesentlichen Aspekte des Tragverhaltens abbilden können, die für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten gekoppelten Systeme relevant sind. Das entwickelte Modell wird anhand von Einzeldübelversuchen und großmaßstäblichen Komponentenversuchen validiert.

Auf Basis verfügbarer Konstruktionsunterlagen von realen Reaktorgebäuden und Rohrleitungssystemen werden generische Modelle abgeleitet, die typische Konstruktionsmerkmale von realen Systemen besitzen. Für die Teilsysteme Reaktorgebäude und Rohrleitung werden repräsentative Belastungsszenarien definiert. Das Belastungsszenario für das Reaktorgebäude setzt sich aus statischen Eigengewichts- und dynamischen Erdbebenlasten zusammen. Das Belastungsszenario für die Rohrleitung beinhaltet ebenfalls statische (Eigengewicht, Innendruck, Temperaturänderung) und dynamische (Erdbeben-)Lasten. Aufgrund des erheblichen Einflusses des gewählten Halterungskonzepts auf die statischen und dynamischen Lasten in der Befestigung bzw. Spannungen in der Rohrleitung werden verschiedene Halterungskonzepte entwickelt, die sich in der Art und Anordnung der dynamischen Halterungen unterscheiden. Um den Einfluss des Dübel- und Befestigungstragverhaltens auf die strukturdynamischen Wechselwirkungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung untersuchen zu können, werden zunächst separate Erdbebensimulationen für die Teilsysteme Reaktorgebäude und Rohrleitung durchgeführt. Anschließend wird das gekoppelte System Reaktorgebäude-Befestigung-Rohrleitung betrachtet, bei dem das numerische Modell der Befestigung als Koppellement zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung fungiert.

Die grundsätzliche Vorgehensweise ist schematisch in Bild 3 dargestellt.

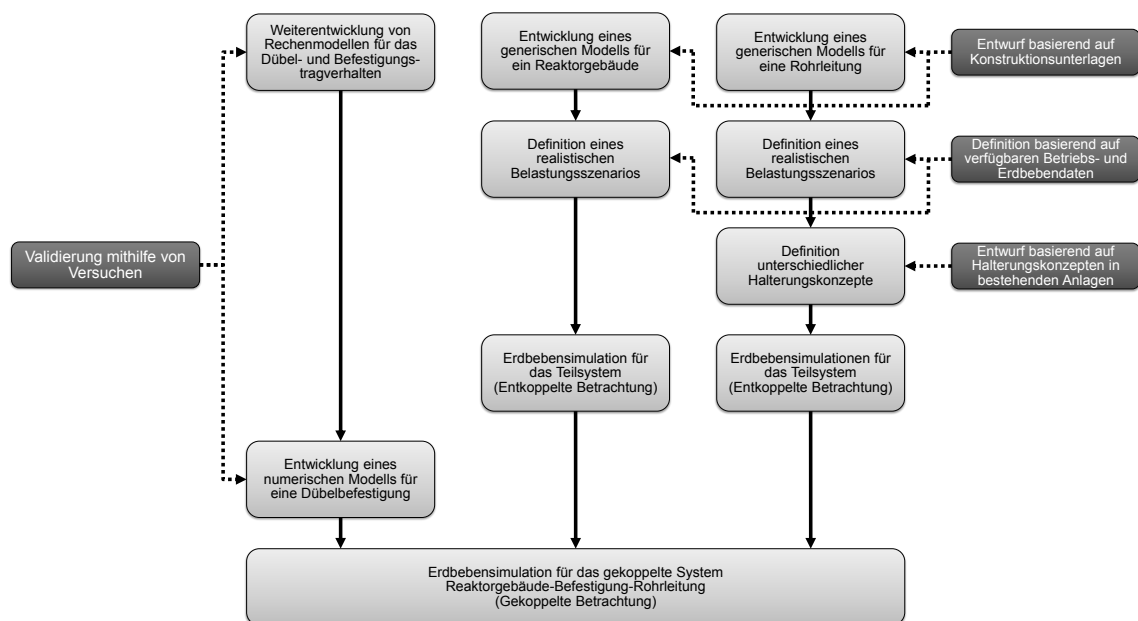


Bild 3: Grundsätzliche Vorgehensweise bei den Untersuchungen

3 Stand von Wissenschaft und Technik

3.1 Auslegung von Komponenten in Leichtwasserreaktoren

3.1.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien

Die Auslegung von Komponenten in deutschen Leichtwasserreaktoren erfolgt nach den Regeln des Kerntechnischen Ausschusses (KTA). Diese Regeln haben die Aufgabe, die in [BMUB2015a] festgelegten Schutzziele „Kontrolle der Reaktivität“, „Kühlung der Brennelemente“ und „Einschluss der radioaktiven Stoffe“ durch Vorgabe von Vorgehensweisen und Nachweiskriterien bei der Konstruktion und Auslegung von Komponenten sicherzustellen. Im KTA-Regelwerk wird unterschieden zwischen den Komponenten des Primärkreises (KTA 3201.2 [KTA2013c]) und Komponenten außerhalb des Primärkreises (KTA 3211.2 [KTA2013d]). Im Wesentlichen unterscheiden sich die beiden KTA-Regeln in den Anwendungsbereichen, in der Festlegung der Spannungsvergleichswerte für die jeweiligen Werkstoffgruppen (ferritischer/austenitischer Stahl, Stahlguss) und beim detaillierten bruchmechanischen Nachweis für den Reaktordruckbehälter (RDB), der nur nach [KTA2013c] erforderlich ist.

Für Einwirkungen von innen (EVI) und außen (EVA) wurden spezifische KTA-Regeln herausgegeben, die für den jeweiligen Lastfall detailliertere Informationen zur Vorgehensweise und den Anforderungen bei der Auslegung beinhalten:

- KTA 2101: Brandschutz in Kernkraftwerken
- KTA 2103: Explosionsschutz in Kernkraftwerken mit Leichtwasserreaktoren
- KTA 2201: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen
- KTA 2206: Auslegung von Kernkraftwerken gegen Blitzeinwirkungen
- KTA 2207: Auslegung von Kernkraftwerken gegen Hochwasser

Sämtliche Komponenten, die den Anwendungsbereichen der KTA 3201 und KTA 3211 zugeordnet werden können, müssen nach [KTA2013c] und [KTA2013d] folgende allgemeine Anforderungen bei der Auslegung erfüllen:

- Funktionsfähigkeit: Erfüllung der geforderten Aufgabe beim zugrunde gelegten Belastungsszenario. Die Einhaltung der Verformungsbeschränkungen von drucktragenden Wandungen bei allen auftretenden Beanspruchungen während der Betriebszeit muss nachgewiesen werden.
- Integrität: Erfüllung der sicherheitstechnischen Anforderungen hinsichtlich Festigkeit, Bruchsicherheit und Dichtheit. Nachweis erfolgt durch Analyse der während der Betriebszeit auftretenden Beanspruchungen mit anerkannten Verfahren nach aktuellem Stand von Wissenschaft und Technik.
- Standsicherheit: Sicherheit gegen unzulässige Veränderungen der Lage und des Aufstellortes. Ein Festigkeitsnachweis der Komponentenabstützung muss geführt werden.
- Einhaltung der konstruktiven Gestaltungsregeln.
- Zuordnung der während der Betriebszeit auftretenden Lasten zu Lastfallklassen bzw. Beanspruchungen zu Beanspruchungsstufen.

Ein wesentliches Element bei der Auslegung nach [KTA2013c] und [KTA2013d] ist die Kategorisierung von Spannungen nach Ursache und ihrer Auswirkung auf das Festigkeitsverhalten der Komponente. Die Spannungskategorien werden nach [KTA2013c] und [KTA2013d] folgendermaßen eingeteilt:

- Primäre Spannungen P: Spannungen, die im Gleichgewicht mit den äußeren Lasten stehen. Bei Steigerung der äußeren Lasten über den vollplastischen Zustand des Querschnitts hinaus nehmen die Verformungen unbegrenzt zu.
- Sekundäre Spannungen Q: Spannungen, die durch geometrische Unstetigkeiten (z. B. konstruktive Kerben), bei Kombination von Werkstoffen mit unterschiedlichen Elastizitätsmoduln durch äußere Lasten oder durch unterschiedliche Wärmeausdehnung hervorgerufen werden. Bei Steigerung der äußeren Lasten über die Fließgrenze der Werkstoffe hinaus begrenzen sich die plastischen Verformungen selbst.
- Spannungsspitzen F: Spannungen, die den primären und sekundären Spannungen überlagert sind. Diese Spannungen wirken sich nicht signifikant auf das globale Verformungsverhalten der Komponente aus und spielen nur bei der Ermüdungsberechnung und bei der Beurteilung der Sprödbruchgefahr eine Rolle.

Um die Einhaltung der zulässigen Vergleichsspannungen für die jeweiligen Spannungskategorien nachzuweisen, werden die aus unterschiedlichen Belastungen resultierenden Spannungen überlagert. Dies ist in Bild 4 an einem auf Zug und Biegung belasteten Balken gezeigt. Für den Primärspannungsnachweis werden die primäre Membranspannung P_m aus der Zugbelastung und die primäre Biegespannung P_b aus der Biegebelastung linear überlagert.

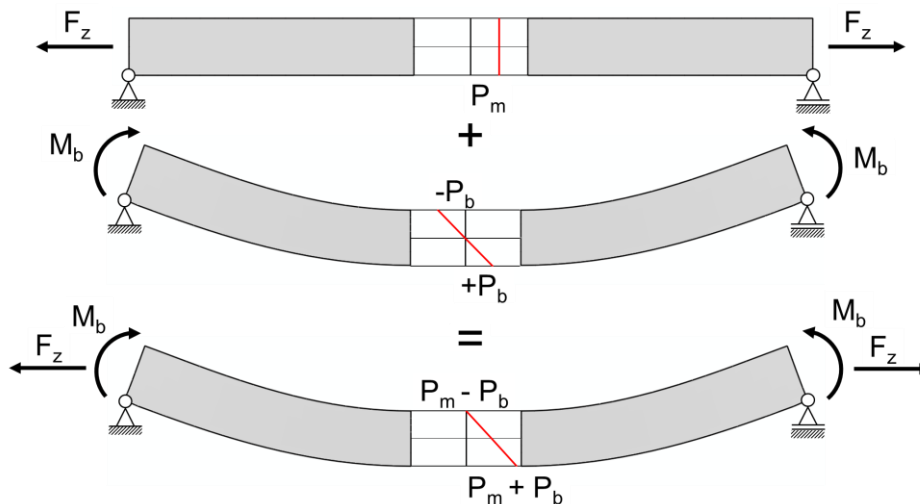


Bild 4: Überlagerung von Primärspannungen an einem auf Zug und Biegung belasteten Balken

3.1.2 Konstruktion und Auslegung von Rohrleitungen

In der vorliegenden Arbeit wird ein Modell einer Rohrleitungskomponente entsprechend den KTA-Regeln konstruiert und dimensioniert. Nachfolgend wird deshalb der Schwerpunkt auf die Vorgehensweise bei der Konstruktion und Auslegung von Rohrleitungskomponenten nach KTA 3201 und KTA 3211 gelegt.

Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Konstruktion und Auslegung von Rohrleitungskomponenten erfolgt in mehreren Schritten:

1. Klassifizierung von Lastfällen und Beanspruchungen
2. Konstruktive Gestaltung
3. Spannungskategorisierung
4. Dimensionierung der erforderlichen Wanddicke
5. Allgemeine Analyse des mechanischen Verhaltens

Zwischen den einzelnen Schritten gibt es Wechselwirkungen bzw. die Schritte müssen ggf. iterativ durchlaufen werden. So kann es beispielsweise infolge der Überschreitung der zulässigen Vergleichsspannungen in Schritt 5 erforderlich sein, die konstruktive Gestaltung der Rohrleitung anzupassen, z. B. durch Änderung der Rohrverlegung oder durch Auswahl eines höherfesten Werkstoffes.

3.1.2.1 Klassifizierung von Lastfällen und Beanspruchungen

Im ersten Schritt werden für die Rohrleitung Lastfälle festgelegt. Die Lastfälle umfassen dabei alle Zustände oder Zustandsänderungen, denen die Rohrleitungskomponente bei allen auftretenden Betriebszuständen des Kernkraftwerks ausgesetzt ist. Die Lastfallklasse AF stellt hierbei einen Sonderfall dar, der die primären Lasten Innendruck, Temperatur und Eigengewicht von der Lastfallklasse NB einhüllend abdeckt. Die Lastfälle können sich daher aus verschiedenen gleichzeitig wirkenden Belastungen zusammensetzen.

Die Lastfälle sind anschließend anhand der Bedeutung für die gesamte Anlage und im Hinblick auf die Einhaltung der Schutzziele bestimmten Lastfallklassen zuzuordnen. Die aus den Lastfällen resultierenden Beanspruchungen werden dann in entsprechenden Beanspruchungsstufen eingruppiert. In Bild 5 ist die Systematik bei der Zuordnung von Lastfällen und Beanspruchungen dargestellt. Entsprechend der Lastfallklasse AF deckt die Auslegungsstufe 0 die primären Beanspruchungen aus Stufe A einhüllend ab, die aus Innendruck, Temperatur und Eigengewicht resultieren. Die Beanspruchungsstufen spielen beim Nachweis für die Einhaltung der zulässigen Vergleichsspannungen eine wichtige Rolle, da für jede Stufe unterschiedliche Werte eingehalten werden müssen.

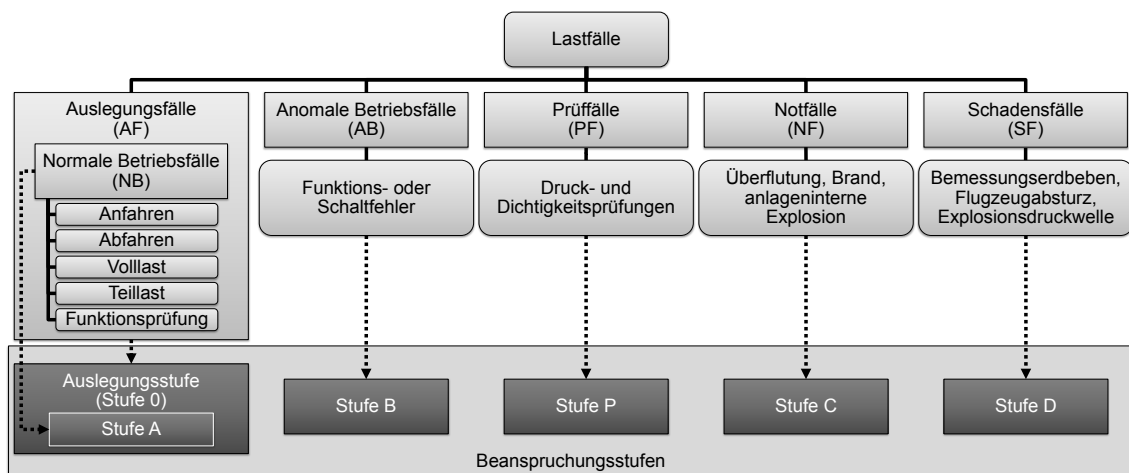


Bild 5: Zuordnungssystematik für Lastfälle und Beanspruchungsstufen (nach [KTA2013c] und [KTA2013d])

In Tabelle 1 sind die einzelnen Belastungsarten den zugehörigen Beanspruchungsstufen zugeordnet. Für bestimmte Belastungsarten wie z. B. Druck kann eine Zuordnung zu unterschiedlichen Beanspruchungsstufen erfolgen. So ist der Betriebsdruck in einer Rohrleitung im Volllastbetrieb der Stufe 0/Stufe A zuzuordnen währenddessen der aufgebrachte erhöhte Innendruck bei einer regelmäßigen Druckprüfung der Beanspruchungsstufe P zuzuordnen ist.

Beanspruchungsstufen	Belastungen ¹⁾												
	Statische Belastungen							Transiente Belastungen			Schwingende und dynamische Belastungen		
	Auslegungsdruck	Auslegungstemperatur ²⁾	Druck	Temperatur ²⁾	Eigen-gewicht und andere Lasten	Mechanische Lasten, Reaktionskräfte	Behinderte Wärmedehnung	Transiente Lasten (Druck, Temperatur, mechanische Lasten), dynamische Belastung	Anomale Belastungen (statisch und dynamisch)	Prüfbelastungen (statisch und dynamisch)	Bemes-sungs-erdbeben	Einwir-kungen von innen	Sonstige Ein-wirkun-gen von außen
Stufe 0	X	X			X								
Stufe A			X	X	X	X	X	X					
Stufe B			X	X	X	X	X		X				
Stufe P			X	X	X					X			
Stufe C			X	X	X	X						X	
			X	X	X	X					X		
Stufe D			X	X	X	X						X	
			X	X	X	X							X

¹⁾ Im jeweiligen Belastungsfall ist zu prüfen, welche Belastungen zutreffen.
²⁾ Zur Festlegung des Spannungsvergleichswertes bei der für die betreffenden Belastungen maßgebenden Temperatur.

Tabelle 1: Zuordnung von Belastungen zu Beanspruchungsstufen [KTA2013c] [KTA2013d]

3.1.2.2 Konstruktive Gestaltung und Werkstoffe von Rohrleitungen

Bei der konstruktiven Gestaltung ist zunächst darauf zu achten, dass die Rohrleitung mit Gefälle verlegt wird, um Pfützenbildung infolge Flüssigkeitsrückstau oder Kondensatbildung zu vermeiden. Dies gilt ebenfalls für hintereinander folgende auf- und absteigende Rohrleitungsabschnitte. In Bild 6 sind die beiden Konstruktionsregeln beispielhaft dargestellt.

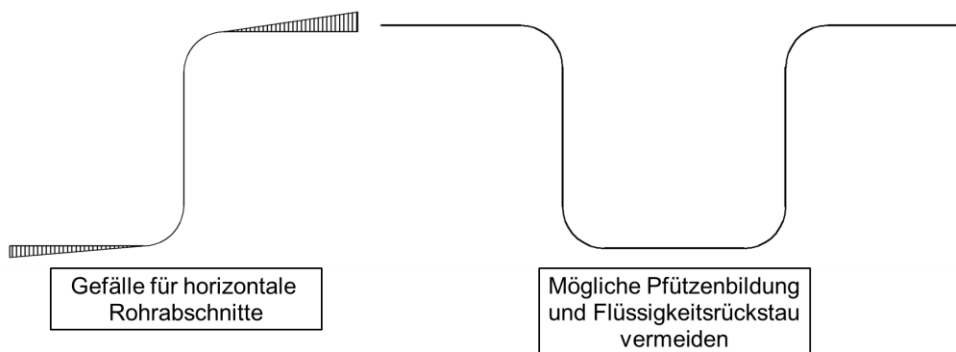


Bild 6: Konstruktive Gestaltungsregeln für die Rohrleitungsverlegung

Für eine beanspruchungsgünstige Gestaltung sind scharfe Wanddickenübergänge zu vermeiden, um lokale Spannungskonzentrationen zu verhindern. Bei Rohrleitungen, die erheblichen Temperaturdehnungen ausgesetzt sind, sollte die Rohrleitungsverlegung so erfolgen, dass die Dehnungen möglichst zwangsfrei aufgenommen werden können bzw. nur geringe Zusatzbeanspruchungen durch behinderte Wärmedehnung hervorrufen. Darüber hinaus sollte bei Rohrbogen das Verhältnis Bogenradius/Außendurchmesser größer als 1,5 betragen, um hohe Spannungsgradienten und Spannungskonzentrationen an der Rohrbogeninnenseite (Intrados) zu vermeiden.

Die für Rohre und Rohrbogen zulässigen Werkstoffe sind in KTA 3201.1 [KTA1998] und KTA 3211.1 [KTA2000] vorgegeben. Neben ferritischen Stählen sind auch austenitische Stähle und hochwarmfeste Nickelbasislegierungen zugelassen. Da Nickelbasislegierungen nur bei Dampferzeugerrohren eingesetzt werden können, werden in der vorliegenden Arbeit ausschließlich Rohrleitungen aus Stahl betrachtet.

3.1.2.3 Spannungskategorisierung bei Rohrleitungen

Die Kategorisierung von Spannungen in Rohrleitungen richtet sich nach der typischen konstruktiven Gestaltung. Dabei kann eine Rohrleitung in die Konstruktionselemente Geradrohr, Rohrbogen, Reduzier- oder T-Stück sowie in Rohrflansche untergliedert werden. In Tabelle 2 ist die Spannungskategorisierung anhand dieser Untergliederung dargestellt.

Rohrleitungs-komponente	Ort	Spannungen hervorgerufen durch	Art der Spannung	Kategorie
Gerade Rohre, Krümmer und Reduzierstücke, Abzweige und T-Stücke mit Ausnahme des Durchdringungsbereiches	Ungestörtes Rohr	Innendruck	Mittlere Membranspannung	P_m
		Mechanische Lasten einschließlich Eigengewicht und Trägheitskräfte	Biegespannung über Rohrquerschnitt (Spannungskomponente senkrecht zur Schnittebene)	P_b
	Im Bereich von Störstellen (Wanddickenänderungen, Verbindung verschiedener Rohrleitungsteile)	Innendruck	Membranspannung (über Wanddicke)	P_1
			Biegespannung (über Wanddicke)	Q
		Mechanische Lasten einschließlich Eigengewicht und Trägheitskräfte	Membranspannung (über Wanddicke)	P_1
			Biegespannung (über Wanddicke)	Q
	Beliebig	Behinderte Wärmedehnung	Membranspannung	P_e
Axialer Temperaturgradient		Biegespannung	P_e	
Abzweige und T-Stücke	Bereich der Durchdringung	Innendruck, mechanische Lasten einschließlich Eigengewicht und Trägheitskräfte und behinderte Wärmedehnung	Membranspannung	P_1
			Biegespannung	Q
		Axialer Temperaturgradient	Membranspannung	Q
	Beliebig	Biegespannung	Q	
Bolzen und Flansche	Ungestörte Bereiche	Innendruck, Dichtkraft, Schraubenkräfte	Spannungskonzentration	F
	Im Bereich von Wanddickenänderungen	Innendruck, Dichtkraft, Schraubenkräfte	Mittlere Membranspannung	P_m
			Membranspannung	P_1
		Axialer oder radialer Temperaturgradient	Biegespannung	Q
			Membranspannung	Q
Beliebig	Behinderte Wärmedehnung	Membranspannung	P_e	
	Biegespannung	P_e		
Beliebig	Beliebig	Radialer Temperaturgradient ¹⁾	Spannungskonzentration	F
		Biegespannung über der Wand	Spannungskonzentration	F

¹⁾ Es ist zu untersuchen, ob die Gefahr des Versagens infolge fortschreitender Deformation besteht.

Tabelle 2: Spannungskategorisierung in Rohrleitungen [KTA2013c] [KTA2013d]

3.1.2.4 Zulässige Werte für Vergleichsspannungen und -schwingbreiten

Für die nachfolgenden Auslegungsschritte müssen zunächst die zulässigen Werte für die Vergleichsspannungen und –schwingbreiten der einzelnen Beanspruchungsstufen und Spannungskategorien festgelegt werden. Die zulässigen Werte richten sich sowohl in [KTA2013c] als auch in [KTA2013d] nach dem Werkstofftyp. Es wird unterschieden zwischen ferritischem und austenitischem Stahl, ferritischem und austenitischem Stahlguss und Schraubenwerkstoffen. Für die Festlegung der zulässigen Spannungen wird der Spannungsvergleichswert S_m definiert:

$$S_m = \min \left\{ \frac{R_{mRT}}{s_1}, \frac{R_{mT}}{s_2}, \frac{R_{p0,2RT}}{s_3}, \frac{R_{p0,2T}}{s_4} \right\} \quad (3.1)$$

Für die unterschiedlichen Werkstofftypen werden jeweils unterschiedliche Sicherheitsfaktoren s_1 bis s_4 verwendet.

Bei den einzelnen Beanspruchungsstufen wird dann der S_m -Wert mit Skalierungsfaktoren multipliziert, die eine höhere Ausnutzung der Werkstofffestigkeiten erlauben. Die skalierten Spannungswerte dienen anschließend für die Dimensionierung der erforderlichen Wanddicke und dem Festigkeitsnachweis bei der detaillierten mechanischen Analyse der Komponente. In Tabelle 3 sind die zulässigen Vergleichsspannungen bzw. –schwingbreiten nach [KTA2013c] exemplarisch für ferritische Stähle dargestellt.

Spannungskategorie	Beanspruchungsstufen	Auslegungsstufe (Stufe 0) ¹⁾	Betriebsstufen				
			Stufe A	Stufe B	Stufe P ²⁾	Stufe C ³⁾	Stufe D
primäre Spannungen	P_m	S_m	—	$1,1 \cdot S_m$	$0,9 \cdot R_{p0,2T}$	$R_{p0,2T}$ ⁴⁾	$0,7 \cdot R_{mT}$
	P_I	$1,5 \cdot S_m$	—	$1,65 \cdot S_m$	$1,35 \cdot R_{p0,2T}$	$1,5 \cdot R_{p0,2T}$ ⁴⁾	R_{mT}
	$P_m + P_b$ oder $P_I + P_b$	$1,5 \cdot S_m$	—	$1,65 \cdot S_m$	$1,35 \cdot R_{p0,2T}$	$1,5 \cdot R_{p0,2T}$ ⁴⁾	R_{mT}
primäre plus sekundäre Spannungen	P_e	—	$3 \cdot S_m$ ⁵⁾	$3 \cdot S_m$ ^{5) 6)}	—	—	—
	$P_m + P_b + P_e + Q$ oder $P_I + P_b + P_e + Q$	—	$3 \cdot S_m$ ⁵⁾	$3 \cdot S_m$ ^{5) 6)}	—	—	—
primäre plus sekundäre Spannungen plus Spannungsspitzen	$P_m + P_b + P_e + Q + F$ oder $P_I + P_b + P_e + Q + F$	—	$2 \cdot S_a$ ⁷⁾ $D \leq 1,0$	$2 \cdot S_a$ ^{7) 8)} $D \leq 1,0$	—	—	—

Tabelle 3: Zulässige Vergleichsspannungen und –schwingbreiten für die linear-elastische Analyse des mechanischen Verhaltens für ferritische Stähle [KTA2013c]

3.1.2.5 Dimensionierung der erforderlichen Rohrwanddicken

Für die Dimensionierung der erforderlichen Rohrwanddicken wird die Auslegungsstufe (Stufe 0) zugrunde gelegt. Die Ermittlung kann nach [KTA2013c] und [KTA2013d] mit einem der folgenden Verfahren durchgeführt werden:

- a) Anhang A: Berechnung mit analytischen Beziehungen für Standardfälle wie z. B. Zylinderschale unter innerem Überdruck für Geradrohre oder Berechnungsformeln für Rohrbogen unter innerem Überdruck.
- b) Primärspannungsnachweis: Festigkeitsnachweis mit den zulässigen Vergleichsspannungen von Stufe 0.
- c) Grenztragfähigkeitsnachweis: Nachweis durch Ermittlung der unteren Grenztraglast, bei der die Fließspannung $\sigma_F = 1,5 \cdot S_m$ erreicht wird. Die bei Stufe 0 tatsächlich auftretenden Belastungen dürfen dabei 67% des Wertes der unteren Grenztraglast nicht überschreiten.

3.1.2.6 Allgemeine Analyse des mechanischen Verhaltens

Bei der Analyse des mechanischen Verhaltens einer (Rohrleitungs-)komponente muss nachgewiesen werden, dass die auftretenden Beanspruchungen die zulässigen Beanspruchungen in der jeweiligen Beanspruchungsstufe nicht überschreiten, vgl. Kapitel 3.1.2.4. Der Nachweis kann durch rechnerische, experimentelle oder durch eine Kombination von beiden erfolgen. Bei der rechnerischen Analyse des mechanischen Verhaltens sind nach [KTA2013c] folgende Verfahren zulässig:

- Stufenkörpermethode (SKM): Die betrachtete Komponente wird durch eine Reihe aneinander anschließender Stufenkörper angenähert, die das mechanische Verhalten der realen Geometrie abbilden. Die Interaktion zwischen den einzelnen Stufenkörpern wird durch zusätzliche Schnittkräfte und –momente berücksichtigt.
- Finite-Differenzen-Methode (FDM): Approximation der Differentialgleichungen, die dem Berechnungsmodell zugrunde liegen, durch Differenzenquotienten. Anschließend erfolgt das numerische Lösen des resultierenden linearen Gleichungssystems.
- Finite-Elemente-Methode (FEM): Approximation der Lösung des Differentialgleichungssystems durch eine Linearkombination von Näherungslösungen. Anschließend erfolgt die numerische Lösung des resultierenden linearen Gleichungssystems.

Bei der Modellabbildung der Komponente werden in [KTA2013c] und [KTA2013d] folgende Mindestanforderungen bzw. Vorgaben festgelegt:

- Systemgeometrie: Eine Rohrleitung darf durch gerade oder gekrümmte Stäbe (Balken) im Verlauf der Rohrachse abgebildet werden. Daran angrenzende oder angeschlossene Komponenten oder Bauteile sind zu berücksichtigen, wenn sie einen wesentlichen Einfluss auf das mechanische Verhalten der Rohrleitung haben.
- Steifigkeiten:
 - a) Rohrleitungsabschnitte: Die Steifigkeit wird durch die möglichst exakte Abbildung der Geometrie repräsentiert.
 - b) Kleinkomponenten/Isolierung: In Rohrleitungen integrierte oder angeschlossene Kleinkomponenten wie z. B. Armaturen können durch eine Ersatzsteifigkeit abgebildet werden (Armaturen: starr, Isolierung: keine Steifigkeit).
 - c) Kompensatoren, Großkomponenten, Komponentenstützkonstruktionen, Gebäude: Die Steifigkeit ist durch geeignete Modelle zu berücksichtigen.
- Massenverteilung: Die Massen der Rohrleitungsabschnitte und der angrenzenden bzw. angeschlossenen Komponenten und Bauteile (Armaturen, Isolierung) müssen berücksichtigt werden. Ein System mit kontinuierlicher Massenverteilung darf auch mit diskret verteilten Massen abgebildet werden. Die gewählte Massenverteilung darf jedoch die Schnittkraftverteilung und Schwingungsformen nicht verändern. Bei exzentrisch angeordneten Massen müssen auch die Rotationsträgheitsmomente berücksichtigt werden.
- Randbedingungen: Die Randbedingungen sind für die zu berücksichtigenden Lastfälle geeignet zu berücksichtigen.
- Entkopplung von Teilsystemen: Eine Entkopplung von Teilsystemen z. B. die Unterteilung einer Rohrleitung an einem Abzweig darf erfolgen, wenn das statische und dynamische Verhalten durch die Entkopplung nicht signifikant verändert wird. Ggf. ist ein geeignetes Modell für die Wechselwirkung zwischen den Teilsystemen zu verwenden, beispielsweise durch Berücksichtigung einer Ersatzmasse oder –steifigkeit. Auf die Entkopplung beim Erdbebennachweis wird in Kapitel 3.2.5 näher eingegangen.

3.2 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen

3.2.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien

Die Auslegung von baulichen Anlagen und Anlagenteilen (Komponenten) in Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen erfolgt nach den Regeln der KTA 2201-Reihe. Die einzelnen Teile der KTA 2201-Reihe sind folgendermaßen untergliedert:

- KTA 2201.1: Grundsätze [KTA2011]
- KTA 2201.2: Baugrund [KTA2012a]
- KTA 2201.3: Bauliche Anlagen [KTA2013b]
- KTA 2201.4: Anlagenteile [KTA2012b]
- KTA 2201.5: Seismische Instrumentierung [KTA1996]
- KTA 2201.6: Maßnahmen nach Erdbeben [KTA1992]

Die baulichen Anlagen und Anlagenteile eines Kernkraftwerks werden nach [KTA2011] vor der Durchführung des Erdbebennachweises hinsichtlich ihrer Notwendigkeit für die Erreichung der Schutzziele, vgl. Kapitel 3.1.1, und Begrenzung der Strahlenexposition in drei Klassen unterteilt:

- Klasse I: Bauliche Anlagen und Anlagenteile sind für die Erreichung der Schutzziele und zur Begrenzung der Strahlenexposition erforderlich. Für den Erdbebenlastfall ist die Tragfähigkeit (Standicherheit), Integrität und Funktionsfähigkeit nachzuweisen.
- Klasse IIa: Bauliche Anlagen und Anlagenteile, die bei Schädigung infolge eines Erdbebens die sicherheitstechnische Funktion der Klasse I-Anlagenteile beeinträchtigen können. Im Normalfall ist nur die Tragfähigkeit nachzuweisen, ggf. muss die Einhaltung von zulässigen Grenzverformungen gezeigt werden oder es kann ein Integritätsnachweis erforderlich sein.
- Klasse IIb: Bauliche Anlagen und Anlagenteile, die nicht Klasse I oder Klasse IIa zugeordnet werden können. Für diese baulichen Anlagen und Anlagenteile ist keine Auslegung nach der KTA 2201-Reihe erforderlich.

Sofern ein Erdbebennachweis für die betrachtete bauliche Anlage oder den Anlagenteil erforderlich ist, können nach [KTA2011] rechnerische oder experimentelle Nachweise sowie Analogie- und Plausibilitätsnachweise durchgeführt werden. Analogie- und Plausibilitätsnachweise sind möglich, wenn für die nachzuweisende bauliche Anlage oder den Anlagenteil vergleichbare rechnerische o-

der experimentelle Ergebnisse vorliegen oder bereits Erfahrungen mit ähnlichen Systemen bei aufgetretenen Erdbeben existieren.

Bei Durchführung von rechnerischen Nachweisen sind folgende Berechnungsverfahren zulässig:

- 1) Dynamische Verfahren
 - a) Antwortspektrenverfahren
 - b) Zeitverlaufverfahren
 - i) Modale Superposition
 - ii) Direkte Integration
 - c) Frequenzgangverfahren
- 2) Quasistatische Verfahren

Das Antwortspektren-, Frequenzgangverfahren und die quasistatischen Verfahren sind für bauliche Anlagen und Anlagenteile geeignet, die sich während eines Erdbebens linear verhalten bzw. kein signifikant nichtlineares Verhalten zeigen. Für die Ermittlung von Beschleunigungsantwortzeitverläufen von linearen oder linearisierten Systemen kann das Zeitverlaufverfahren mit modaler Superposition eingesetzt werden. Um das genaue Zeitverhalten von nichtlinearen Systemen zu untersuchen können ausschließlich Zeitverlaufverfahren mit direkter Zeitintegration angewendet werden.

3.2.2 Definition der Erdbebeneinwirkung

Für die Auslegung von Kernkraftwerken nach dem KTA 2201-Regelwerk ist das standortabhängige Bemessungserdbeben das maßgebende Erdbeben. Das Bemessungserdbeben kann nach [KTA2011] auch mehrere Erdbeben umfassen, wenn dies für den betrachteten Standort erforderlich ist. Um eine hohe Erdbebensicherheit zu gewährleisten, muss das Bemessungserdbeben mindestens mit einer Intensität von VI nach der „Europäischen Makroseismischen Skala“ festgelegt werden. Dies entspricht der Definition „leichte Gebäudeschäden“, d. h. an Häusern in schlechtem Zustand können Mauerrisse entstehen und örtliche Abplatzungen von Verputz auftreten [ESC1998].

Für die Einschätzung der Erdbebengefährdung an einem Standort kann nach heutigem Stand auf umfangreiche geologische und seismologische Untersuchungen bzw. Datenbanken zurückgegriffen werden. So wurden beispielsweise in [Ley2011] alle seit 800 n. Chr. bis 2008 dokumentierten bzw. mit Seismometern registrierten Erdbeben in Deutschland und dem nahen Grenzgebiet katalogisiert. Der Katalog wird seither jährlich von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) aktualisiert. Von den katalogisierten Erdbeben sind jedoch erst ab den 1960er-Jahren zuverlässige Seismogramme verfügbar.

Vor 1900 basieren die dokumentierten Erdbeben nur auf schriftlichen Überlieferungen [Sel2016].

Die Erkenntnisse aus den geologischen und seismologischen Untersuchungen flossen u. a. in nationale Normen für die Bemessung von Hochbauten in Erdbebengebieten (DIN 4149 [DIN2005]) ein. In Bild 7 sind die in [Ley2011] katalogisierten Erdbeben den Erdbebenzonen aus [DIN2005] einander gegenübergestellt. Aus den beiden Karten ist ersichtlich, dass die Schwerpunkte der Erdbebengefährdung in Deutschland am Alpenrand, am Ober-, Mittel- und Niederrhein, auf der Schwäbischen Alb, im Vogtland und entlang des Donautals liegen.

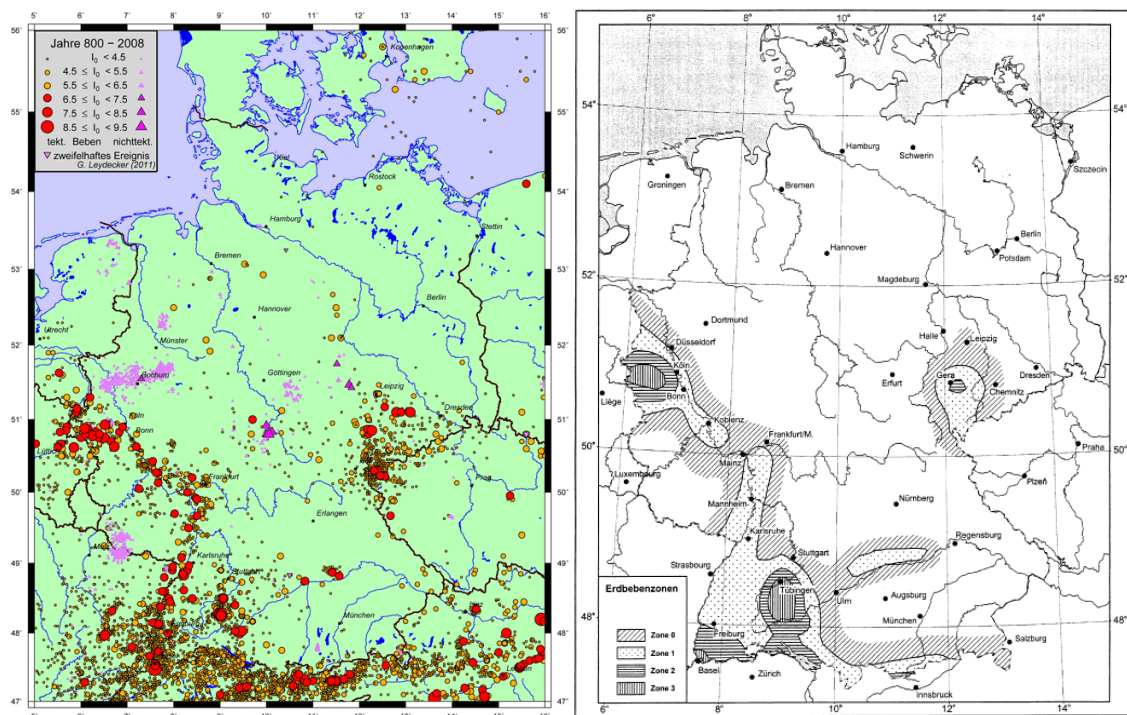


Bild 7: Gegenüberstellung der katalogisierten Erdbeben (links) und der abgeleiteten Erdbebenzonen nach DIN 4149 (rechts) in Deutschland [Ley2011] [DIN2005]

3.2.3 Ermittlung der ingenieurseismologischen Kenngrößen

Für die standortspezifische Definition des Bemessungserdbebens sind folgende ingenieurseismologischen Kenngrößen erforderlich:

- Amplitudenverlauf des Bodenantwortspektrums an der Geländeoberfläche, auf dem das Kernkraftwerk errichtet wird
- Maximale Bodenbeschleunigung („peak ground acceleration“ (PGA)), die während des Erdbebens zu erwarten ist

- Starkbewegungsdauer: Zeitdauer im Seismogramm mit hohen Beschleunigungs-, Schwinggeschwindigkeits- oder Verschiebungsamplituden

3.2.3.1 Deterministische Ermittlung

Auf Grundlage von aufgetretenen Erdbebenereignissen im Radius von mindestens 200 km um den Standort wird das größte anzunehmende Erdbeben zugrunde gelegt [KTA2011]. Wie bereits im vorangegangenen Abschnitt erwähnt kann erst ab den 1960er-Jahren auf zuverlässige Seismogramme zurückgegriffen werden, sodass die Anzahl der registrierten Erdbeben in Deutschland begrenzt und der Beobachtungszeitraum verhältnismäßig kurz ist. Darüber hinaus sind im Beobachtungszeitraum in Regionen mit schwacher Seismizität kaum oder keine Erdbeben registriert worden, sodass auf deterministischem Weg kein Bemessungserdbeben festgelegt werden kann bzw. Erdbeben in weiterer Entfernung vom betrachteten Standort herangezogen werden müssen. Ein weiteres Problem besteht darin, dass die einzelnen Erdbebenereignisse an einem Standort großen Streuungen unterliegen, sodass die Definition des größten anzunehmenden Erdbebens erschwert wird.

Aufgrund des Mangels an verfügbaren Daten zu standortspezifischen Bodenspektren wurden für den Erdbebennachweis deutscher Kernkraftwerke in der Vergangenheit u. a. angepasste Bodenantwortspektren aus US-amerikanischen Regelwerken verwendet, siehe dazu [BMU2011]. Die Bodenantwortspektren wurden dann mit einer standortabhängigen maximalen Bodenbeschleunigung skaliert. Bild 8 zeigt den Amplitudenverlauf für die horizontale und vertikale Richtung für verschiedene Dämpfungsgrade. Die Spektren wurden auf die maximale Bodenbeschleunigung 1 g skaliert.

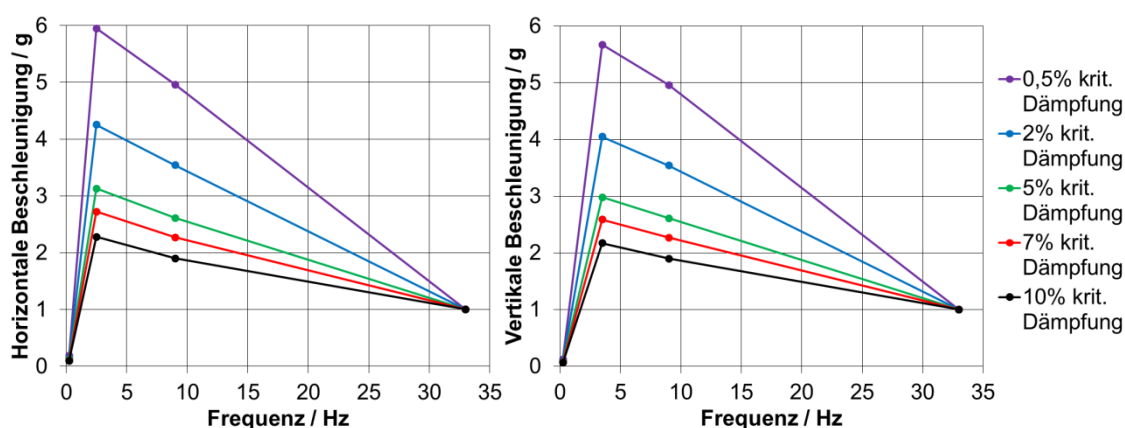


Bild 8: Bodenantwortspektren für die horizontale (links) und vertikale (rechts) Richtung (nach [NRC2014])

3.2.3.2 Probabilistische Ermittlung

Durch statistische Auswertung von Erdbebenereignissen im Radius von mindestens 200 km um den Standort wird das Bemessungserdbeben für eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-5} /Jahr festgelegt [KTA2011]. Infolge der Verbesserung der seismologischen Überwachung in Deutschland und der Weiterentwicklung der probabilistischen Gefährdungseinschätzung ist eine umfangreiche Datenbank für standortspezifische Bodenspektren und Erdbebengefährdungskarten beim Deutschen GeoForschungsZentrum (GFZ) entstanden und mittlerweile online abrufbar [GFZ2013]. Die Datenbank beruht auf probabilistischen Analysen von Erdbeben im Zeitraum 1000 n. Chr.-2004 [Grü2009]. Mit der interaktiven Abfrage können Antwortspektren der Bodenbeschleunigung und Erdbebengefährdungskarten für beliebige Standorte in Deutschland abgefragt werden. Bild 9 zeigt exemplarisch Bodenantwortspektren für den Standort Philippsburg für verschiedene Wiederholungsperioden T_m .

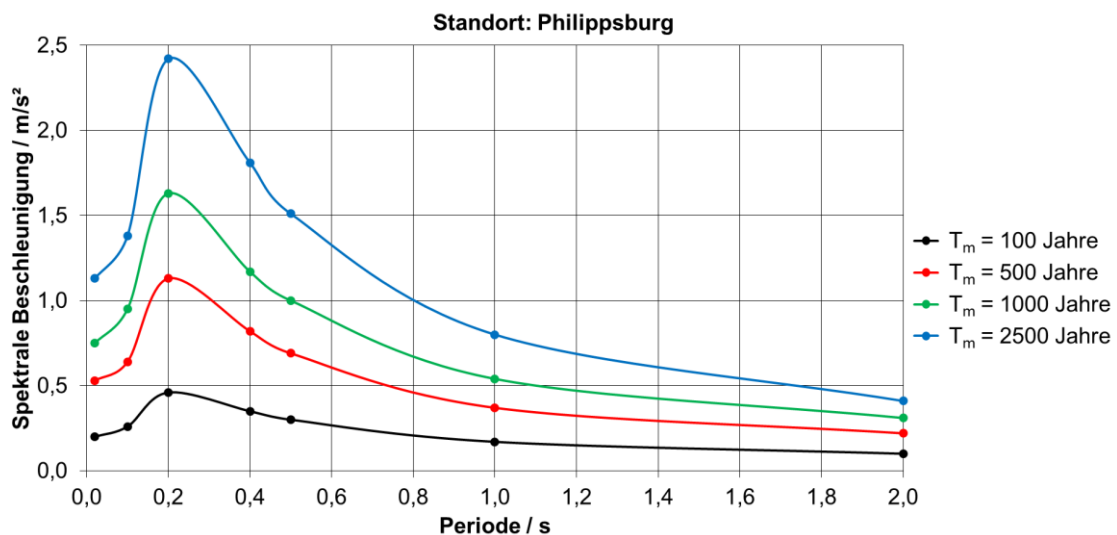


Bild 9: Bodenantwortspektren für den Standort Philippsburg (nach [GFZ2013])

In Bild 10 ist exemplarisch die Erdbebengefährdungskarte Deutschlands für die Spitzen-Bodenbeschleunigung (PGA) bei einer mittleren Wiederholungsperiode von 2500 Jahren dargestellt.

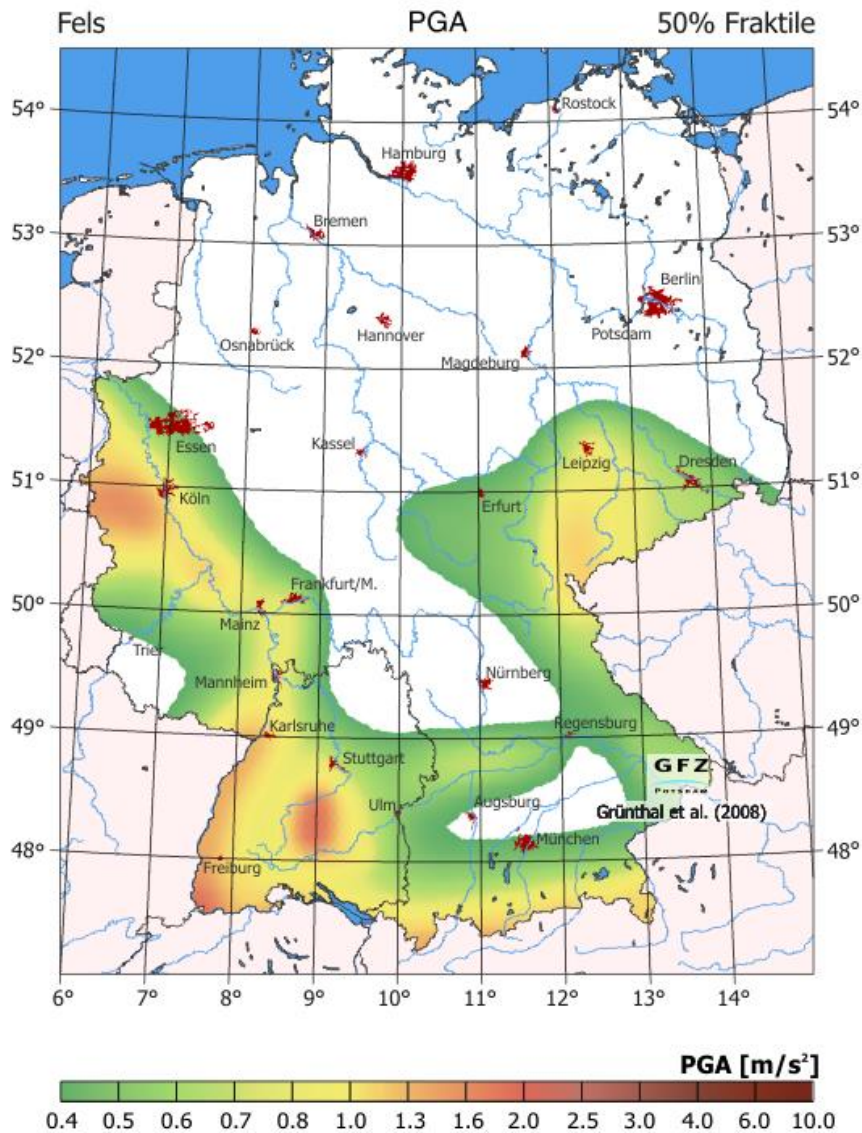


Bild 10: Erdbebengefährdungskarte der Spitzen-Bodenbeschleunigung für eine mittlere Wiederholungsperiode von 2500 Jahren [GFZ2013]

Für die standortspezifische Festlegung der zu erwartenden Spitzen-Bodenbeschleunigung kann eine seismische Gefährdungskurve herangezogen werden, siehe Bild 11. In diesem Beispiel wird der Zusammenhang zwischen der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Erdbebens und der zu erwartenden Spitzen-Bodenbeschleunigung angegeben. Bei sehr niedrigen Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind die Unschärfbereiche der Gefährdungskurve größer als bei kleineren Überschreitungswahrscheinlichkeiten. Dies zeigt sich durch die größeren horizontalen Fehlerbalken.

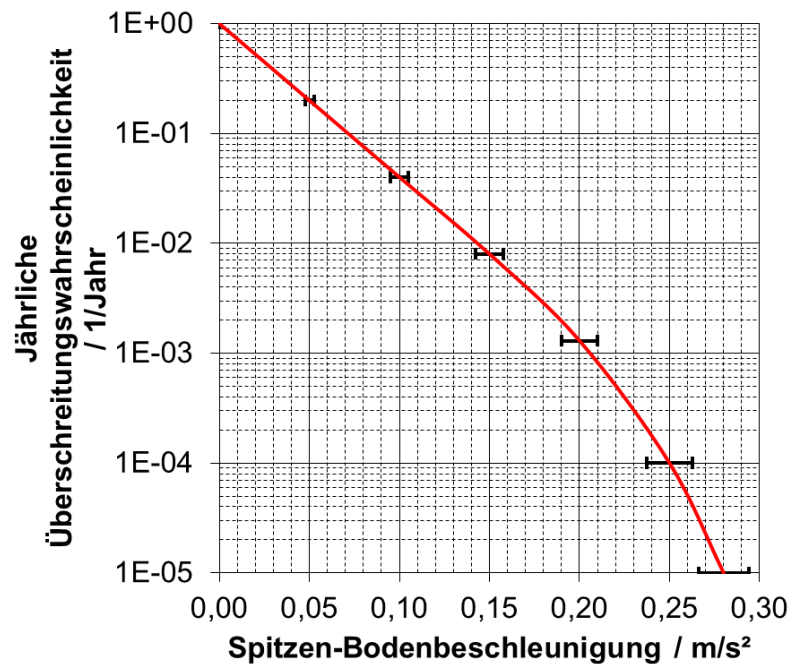


Bild 11: Beispiel einer Gefährdungskurve für einen fiktiven Standort mit Fehlerbalken (schwarz)

3.2.3.3 Festlegung der Starkbewegungsdauer

Für die Ermittlung der Starkbewegungsdauer des Bemessungserdbebens aus Seismogrammen können nach [Bom1999] prinzipiell drei verschiedene Verfahren eingesetzt werden:

- Zeitdauer zwischen der ersten und letzten Überschreitung eines definierten (Beschleunigungs-)Grenzwertes a_0^2 im Seismogramm
- Summe der Einzelzeitdauern, bei denen ein definierter (Beschleunigungs-)Grenzwert a_0^2 im Seismogramm überschritten wird
- Zeitdauer, in der ein bestimmter Anteil des Energieinhalts eines Erdbebens übertragen wird

Das nach heutigem Stand am weitesten verbreitete Verfahren ist das unter c) beschriebene. Hierfür wird zunächst die „Arias Intensität“ AI nach [Ari1970] definiert:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_r} a^2(t) dt \quad (3.2)$$

Dieses Integral wird über die gesamte Dauer t_r des Seismogramms berechnet und ergibt eine skalare Größe. Die Arias Intensität ist ein Maß für den Energieinhalt eines Erdbebens, ähnlich zur Berechnung des quadratischen Mittelwerts („root mean square“ (RMS)).

Anschließend wird der normierte zeitliche Verlauf der Arias Intensität, der sogenannte „Husid plot“ [Hus1969] berechnet:

$$\frac{AI(t)}{AI} = \frac{1}{AI} \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt \quad (3.3)$$

Die Starkbewegungsdauer ergibt sich dann nach [Tri1975] aus der Zeitdauer zwischen 5% und 95%:

$$D_S = t_{95\%} - t_{5\%} \quad (3.4)$$

Die Ermittlung der Starkbewegungsdauer anhand des Husid plots ist in Bild 12 exemplarisch dargestellt.

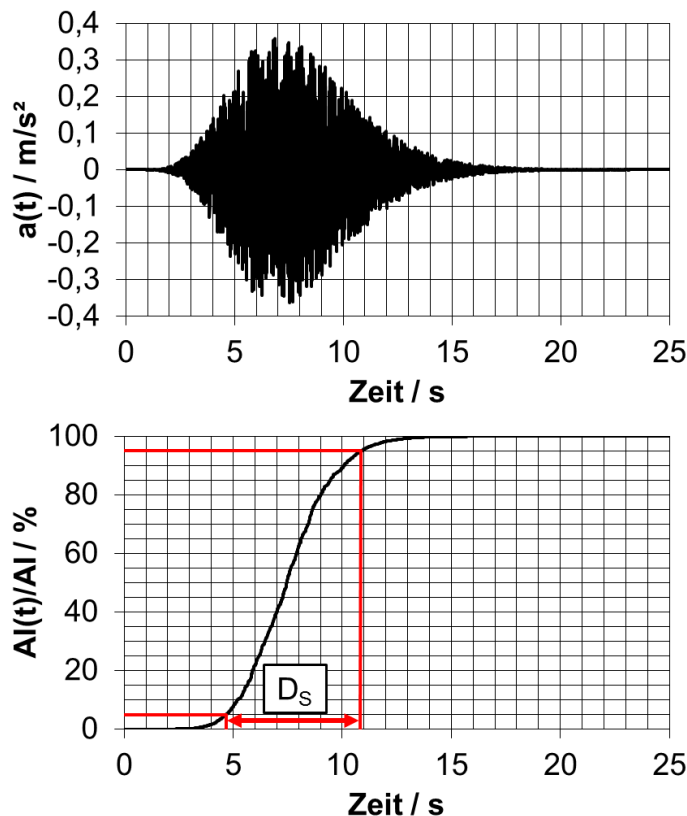


Bild 12: Seismogramm eines Erdbebens (oben), Husid plot mit ermittelter Starkbewegungsdauer (unten)

Wenn für den Erdbebennachweis künstlich generierte Erdbebenzeitverläufe verwendet werden, können empirische Zusammenhänge für die Berechnung der Starkbewegungsdauer herangezogen werden. In [Tri1975] wird ein Formelzusammenhang basierend auf dem 90%-Energiekriterium hergeleitet, bei der die Starkbewegungsdauer von der Magnitude M , der Epizentraldistanz Δ und der Untergrundklasse s (hohe, mittlere, niedrige Bodenfestigkeit) abhängt:

$$D_S = c_1 s + c_2 M + c_3 \Delta \pm \sigma \quad (3.5)$$

Die Faktoren c_1 , c_2 , c_3 werden durch Regressionsanalyse von Daten aus registrierten Erdbebenereignissen ermittelt.

Bei Verwendung künstlich generierter Erdbebenzeitverläufe muss zusätzlich zur Starkbewegungsdauer die Zeitverlauf-Hüllfunktion der Amplituden angegeben werden. Nachfolgend sind in der Literatur häufig zu findende Hüllfunktionen aufgelistet:

- Trapezförmige Hüllfunktion nach [Hou1968]: Der Erdbebenzeitverlauf wird untergliedert in einen linearen Anstieg (Anstiegszeit t_A), eine stationäre Phase (stationäre Dauer t_S) und einen linearen Abfall (Abfallzeit t_F)
- Exponentielle Hüllfunktion nach [Sar1973]: Der Erdbebenzeitverlauf wird durch eine Kombination von Exponentialfunktionen eingehüllt
- Kombinierte Hüllfunktion nach [Jen1968]: Der Erdbebenzeitverlauf wird untergliedert in einen parabolischen Anstieg (Anstiegszeit t_A), eine stationäre Phase (stationäre Dauer t_S) und einen exponentiellen Abfall (Abfallzeit t_F)

Die beschriebenen Hüllfunktionen sind beispielhaft in Bild 13 dargestellt.

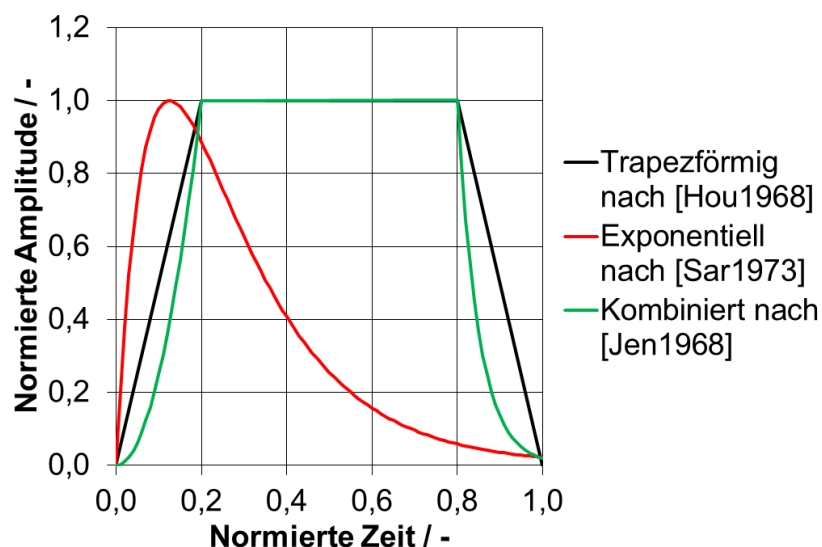


Bild 13: Beispielhafte Zeitverlauf-Hüllfunktionen für Erdbebenzeitverläufe

3.2.4 Auslegung von baulichen Anlagen

3.2.4.1 Regelwerke und allgemeine Auslegungskriterien

Im Zuge der Entwicklung eines einheitlichen bautechnischen Regelwerks in Europa, das die nationalen Regelwerke durch die entsprechenden Eurocodes (EC) ersetzt, wurden auch die betreffenden KTA-Regeln dieser Entwicklung angepasst. Die Vorgehensweise bei der Tragwerksberechnung und dem Erdbebennachweis nach [KTA2013b] ist deshalb hauptsächlich an die Vorgehensweise der Eurocodes für die Bemessung im Bauwesen angepasst. Für den Erdbebennachweis nach [KTA2013b] sind folgende Eurocodes relevant:

- Eurocode 0 (DIN EN 1990): Grundlagen der Tragwerksplanung
- Eurocode 1 (DIN EN 1991): Einwirkungen auf Tragwerke
- Eurocode 2 (DIN EN 1992): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- Eurocode 3 (DIN EN 1993): Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- Eurocode 4 (DIN EN 1994): Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
- Eurocode 6 (DIN EN 1996): Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
- Eurocode 7 (DIN EN 1997): Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
- Eurocode 8 (DIN EN 1998): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

Zunächst werden die für die baulichen Anlagen eines Kernkraftwerks maßgebenden Einwirkungen F (einwirkende Kräfte, aufgezwungene Verformungen, Beschleunigungen) definiert. In Tabelle 4 sind mögliche Einwirkungen auf bauliche Anlagen eines Kernkraftwerks aufgelistet.

Ständige Einwirkung G	Veränderliche Einwirkung Q	Außergewöhnliche Einwirkung A
<ul style="list-style-type: none"> • Eigengewicht Gebäude • Eigengewicht Anlagenteile/Einbauten • Schwinddehnungen • Setzungen • Hydrostatische Drücke • Erddruck 	<ul style="list-style-type: none"> • Fahrzeugverkehr • Kranlasten • Bewegte Anlagenteile • Personenlasten • Temperaturdehnungen durch Sonneneinstrahlung • Feuchtedehnungen • Windlasten • Schneelasten 	<ul style="list-style-type: none"> • Brand • Explosionsdruckwelle • Blitzschlag • Überflutung • Flugzeugabsturz • Erdbeben

Tabelle 4: Mögliche Einwirkungen auf bauliche Anlagen von Kernkraftwerken

Aus den Einwirkungen auf bauliche Anlagen resultieren Auswirkungen E , d. h. in den Stahlbetontragwerken werden innere Schnittkräfte und –momente sowie Spannungen und Dehnungen hervorgerufen, die Durchbiegungen und Verdrehungen zur Folge haben.

Die Nachweisführung erfolgt anschließend für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Als Grenzzustände der Tragfähigkeit sind die Zustände unmittelbar vor Eintritt des Bauteilversagens und diejenigen Zustände eines Tragwerks zu verstehen, die die Sicherheit von Personen und Tragwerken oder den Schutz von Gegenständen in Tragwerken betreffen

[DIN2010a]. In Kernkraftwerken ist beispielsweise der Schutz des Reaktor-druckbehälters und der Primärkreis-komponenten von besonderer Bedeutung. Als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden Zustände des Tragwerks bezeichnet, die die Funktion des Tragwerks oder Teile davon unter normalen Gebrauchsbedingungen, das Wohlbefinden der Nutzer oder das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen [DIN2010a]. In Kernkraftwerken sind vor allem funktionale Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit relevant, d. h. Verformungen, Verschiebungen und Schwingungen des Tragwerks sind so zu begrenzen, dass das Arbeiten von Personen, die Funktion von Anlagenteilen und Tragwerken und die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigt wird und Schäden an nichttragenden Bauteilen vermieden werden.

Die Grenzzustände werden für maßgebende Bemessungssituationen definiert. Hierfür werden die ständigen, vorübergehenden und außergewöhnlichen (Einzel-)Einwirkungen überlagert und anschließend in ständige, veränderliche und außergewöhnliche Bemessungssituationen eingeteilt. In Tabelle 5 werden beispielhaft mögliche Einwirkungskombinationen für die unterschiedlichen Bemessungssituationen gezeigt.

Einwirkung	Bemessungssituation		
	Ständig	Veränderlich	Außergewöhnlich
Ständig	Eigengewicht Gebäude	Eigengewicht Gebäude	Eigengewicht Gebäude
	Eigengewicht Anlagenteile/Einbauten	Eigengewicht Anlagenteile/Einbauten	Eigengewicht Anlagenteile/Einbauten
Veränderlich		Kranlasten	Kranlasten
		Personenlasten	Personenlasten
		Windlasten	Windlasten
Außergewöhnlich			Erdbeben

Tabelle 5: Beispielhafte Überlagerung von Einwirkungen für unterschiedliche Bemessungssituationen

3.2.4.2 Tragwerksberechnung und Nachweis von Stahlbetonstrukturen

Für die Berechnung der Auswirkungen E in komplexen Bauwerken wie z. B. Reaktorgebäuden kommen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen wie Erdbeben in der Regel Simulationen nach der Finite-Elemente-Methode zum Einsatz. Für bauliche Anlagen können nach [KTA2011] Stab-Masse-Modelle oder Flächentragwerksmodelle verwendet werden. Bild 14 zeigt Beispiele für beide Modelltypen.

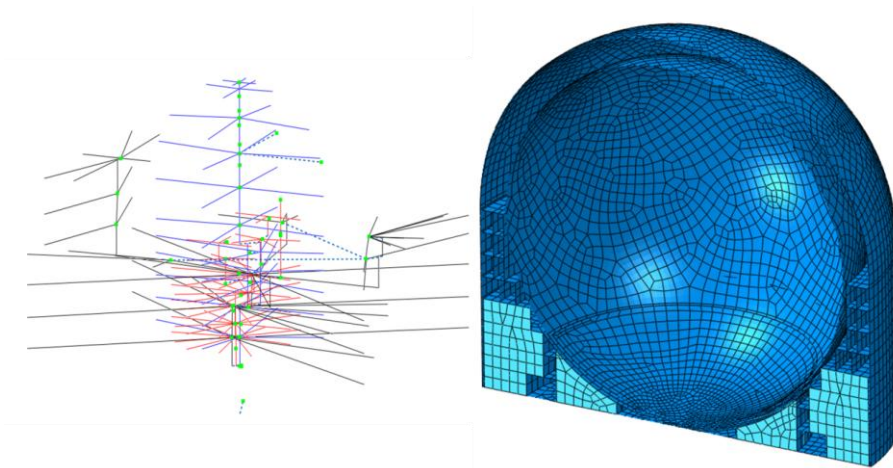


Bild 14: Beispiel eines Stab-Masse-Modells (links) und eines Flächentragwerksmodells (rechts) für ein Reaktorgebäude

Die Beschleunigungen des Baugrunds werden bei homogenen Böden oder bei geschichteten Böden mit ähnlichen dynamischen Bodenkennwerten üblicherweise über ein Feder-Dämpfer-System mit sechs Freiheitsgraden in das Bauwerksmodell eingeleitet [KTA2013b] [DIN2010a]. Die äquivalenten Steifigkeiten und Dämpfungen für den Baugrund werden wie in Bild 15 gezeigt ermittelt. Zunächst wird die Schwingungsantwort des als masselos und starr angenommenen Bauwerkfundaments auf die zeitlich veränderlichen Bodenbeschleunigungen berechnet, das in einem elastischen Halbraummodell des Bodens eingebettet ist (1). Anschließend werden die frequenzabhängigen Steifigkeiten des Baugrunds ermittelt (2). Im letzten Schritt kann die Schwingungsantwort des Bauwerks, das auf den sechs Federn und Dämpfern gelagert ist, berechnet werden (3).

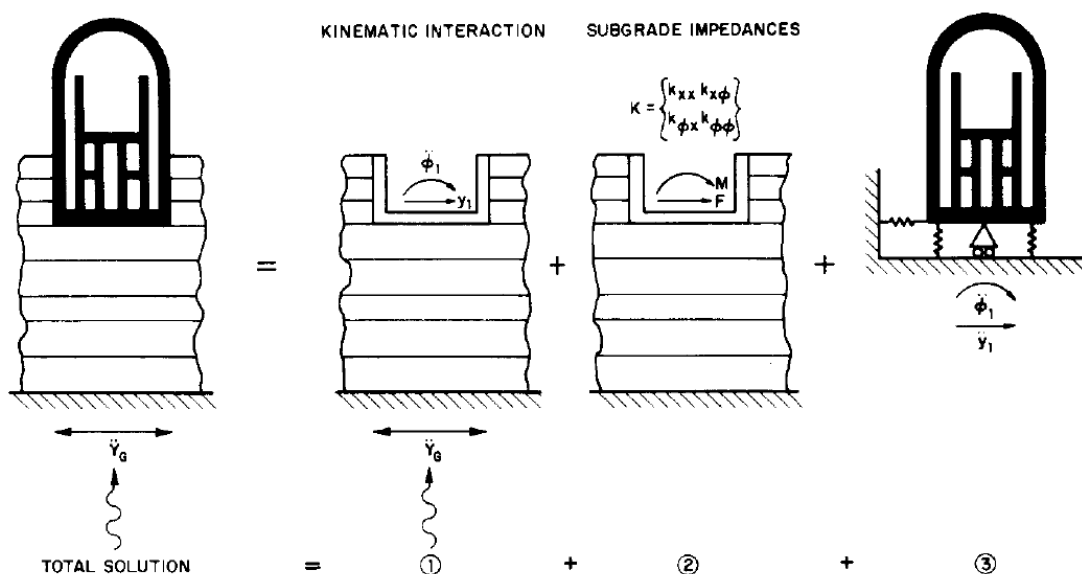


Bild 15: Ermittlung der äquivalenten Steifigkeiten und Dämpfungen des Baugrunds [Kau1978]

Die Ergebnisse der Erdbebensimulation (Verschiebungen/Verdrehungen, Schnittkräfte/-momente, Spannungen, Dehnungen) werden anschließend für den Erdbebennachweis der baulichen Anlagen herangezogen.

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben erfolgt die Kombination der Einwirkungen nach [DIN2010a] durch:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Wird eine Zeitverlaufsberechnung für die Erdbebenauslegung der baulichen Anlagen durchgeführt, ist E_d eine Funktion der Zeit. Für den Tragfähigkeitsnachweis muss nach [DIN2010a] folgende Bedingung eingehalten werden:

$$E_d(t) \leq R_d \quad (3.7)$$

Wird beispielsweise ein Spannungsnachweis für ein Stahlbetontragwerk geführt, entspricht R_d dem Bemessungswert des Tragwiderstands für den Betonstahl oder den Beton:

$$R_d = R \left\{ \frac{f_{k,i}}{\gamma_{M,i}} \right\} \quad (3.8)$$

Analog zum Tragfähigkeitsnachweis erfolgt der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit durch Einhaltung der Bedingung:

$$E_d \leq C_d \quad (3.9)$$

Die Festlegung der Bemessungswerte für C_d soll nach [KTA2013b] anlagen-spezifisch erfolgen. Für C_d können beispielsweise Grenzwerte für maximale Durchbiegungen von Decken, maximale Rissbreiten und maximale Schwinggeschwindigkeiten während eines Erdbebens definiert werden.

3.2.5 Auslegung von Anlagenteilen

Neben den Vorgaben der KTA 3201- und KTA 3211-Regelwerke, vgl. Kapitel 3.1, werden in [KTA2012b] spezifische Anforderungen an die Vorgehensweise bei der Auslegung von Anlagenteilen bzw. Komponenten beim Erdbebenlastfall gestellt.

Die rechnerische Nachweisführung, die für die vorliegende Arbeit relevant ist, untergliedert sich in folgende Teilschritte [KTA2012b]:

1. Ermittlung der Anregung am Aufstell- oder Einbauort
2. Modellbildung und Kennwertermittlung
3. Analyse des mechanischen Verhaltens
4. Nachweis der Grenzzustände

Bei der rechnerischen Nachweisführung wird zunächst eine allgemeine Unterteilung in Haupt- und Untersysteme vorgenommen. Hauptsysteme sind schwere Strukturen, die ein oder mehrere leichte Strukturen tragen, die leichten Strukturen werden als Untersysteme bezeichnet [KTA2012b]. In Tabelle 6 sind verschiedene Beispiele für Haupt- und Untersysteme aufgelistet.

Hauptsystem	Untersystem
Reaktorgebäude	Reaktorgebäudekran
Stahlbetondecke	Rohrleitung
Große Rohrleitung	Kleinleitungsabzweig

Tabelle 6: Beispiele für Haupt- und Untersysteme in Kernkraftwerken

3.2.5.1 Ermittlung der Anregung am Aufstell- oder Einbauort

Nach [KTA2012b] sind verschiedene Methoden bei der Ermittlung der Erdbenanregung für die Anlagenteile möglich:

- a) Verwendung von Antwortzeitverläufen oder Bauwerkantwortspektren aus einer vorangegangenen Erdbebensimulation des Bauwerks (Sekundärantworten)
- b) Verwendung von Antwortzeitverläufen und Antwortspektren des Anlagenteils (Tertiärantworten)
- c) Verwendung künstlich generierter Zeitverläufe aus Sekundär- oder Tertiärspektren
- d) Verwendung eines Ersatzspektrums, dessen Form entsprechend der tiefsten und höchsten maßgeblichen Eigenfrequenz des Hauptsystems definiert wird

3.2.5.2 Modellbildung und Kennwertermittlung

Für die Erdbebennachweisführung ist die Abbildung des strukturdynamischen Verhaltens mit ausreichender Genauigkeit von besonderer Bedeutung. Für die mathematisch-mechanischen Modelle ist die Beschreibung der maßgebenden Eigenformen des betrachteten Anlagenteils bis zur oberen Grenzfrequenz der Anregungsspektren relevant. Die Eigenformen werden neben der Massen- und Steifigkeitsverteilung des betrachteten Anlagenteils auch über dessen Randbedingungen definiert. In Bild 16 sind beispielhaft Randbedingungen gezeigt, die für Rohrleitungen relevant sein können und ggf. im Modell berücksichtigt werden müssen. Die gezeigten Randbedingungen können neben linearem auch nichtlineares Verhalten zeigen.

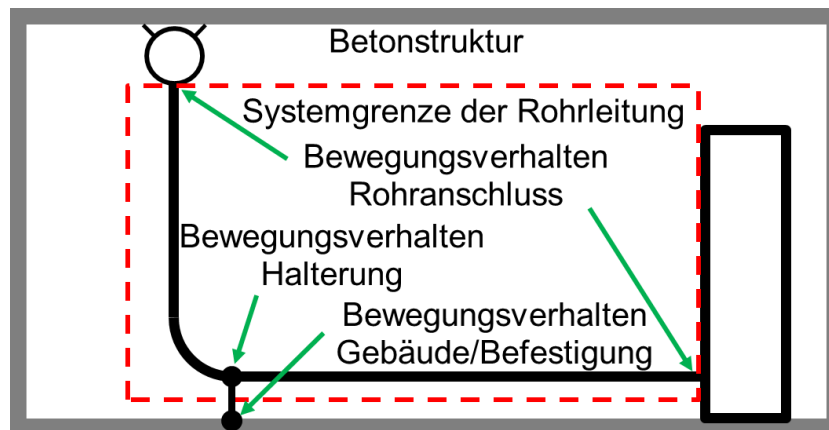


Bild 16: Beispiele für relevante Randbedingungen bei einer Rohrleitung

Ein weiterer wichtiger Schritt bei der Modellbildung betrifft die Unterteilung von Strukturen. In einem Kernkraftwerk gibt es eine Vielzahl von Anlagenteilen, die direkt oder indirekt mechanisch miteinander gekoppelt sein können. Um den Modellierungs- und Berechnungsaufwand reduzieren zu können, ist eine Unterteilung von Strukturen nach [KTA2012b] unter folgenden Bedingungen möglich:

- a) Die berechneten Bemessungsgrößen (Schnittkräfte und -momente, Spannungen, Dehnungen etc.) unterscheiden sich bei Unterteilung der Struktur um maximal 10% gegenüber den Ergebnissen bei Nichtunterteilung.
- b) Die berechneten relevanten Eigenfrequenzen am unterteilten System unterscheiden sich um höchstens 10% von denen bei Nichtunterteilung.

Bei Unterteilung von Strukturen sind ggf. die mitschwingenden Massen des Untersystems bei der Berechnung des Hauptsystems aufgrund hoher Massenträgheitskräfte zu berücksichtigen.

3.2.5.3 Analyse des mechanischen Verhaltens

Für den Erdbebennachweis sind nach [KTA2012b] folgende Berechnungsverfahren zugelassen:

- Antwortspektrenverfahren
- Zeitverlaufverfahren
- Quasistatische Verfahren

Das Antwortspektrenverfahren eignet sich für Systeme, die sich linear oder näherungsweise linear verhalten und bei denen das exakte Zeitverhalten während eines Erdbebens nicht relevant ist. Das quasistatische Verfahren wird bei Systemen mit homogener Steifigkeits- und Massenverteilung angewendet, bei denen das exakte Zeitverhalten während eines Erdbebens ebenfalls nicht relevant ist. Wenn nichtlineares Materialverhalten des Anlagenteils und nichtlineares Verhalten der Halterung bzw. der Befestigung berücksichtigt werden soll, erfolgt

der rechnerische Nachweis mithilfe von Zeitverlaufverfahren mit direkter Zeitintegration.

3.2.5.4 Nachweis der Grenzzustände

Wie beim Nachweis für bauliche Anlagen nach [KTA2013b], vgl. Kapitel 3.2.4, wurde auch in der [KTA2012b] für Anlagenteile das Teilsicherheitskonzept nach den Eurocode-Normen aufgenommen. Die komponentenspezifischen KTA-Regelwerke KTA 3201 und KTA 3211 sowie die KTA-Regeln für Komponentenstützkonstruktionen KTA 3205.1 [KTA2002], KTA 3205.2 [KTA1990] und KTA 3205.3 [KTA2006] sind jedoch weiterhin gültig. Nach [KTA2012b] besteht deshalb für den Erdbebennachweis eine Wahlmöglichkeit zwischen dem Nachweis nach dem Teilsicherheitskonzept und dem komponentenspezifischen Nachweis nach dem globalen Sicherheitskonzept. Für die Komponentenstützkonstruktionen, die dem Stahlbau zugeordnet werden, kann der Nachweis nach den mittlerweile zurückgezogenen Stahlbau-Normen der DIN 18800-Reihe durchgeführt werden. Die grundsätzliche Vorgehensweise beim Nachweis nach den Eurocode-Normen wurde bereits in Kapitel 3.2.4 und der Nachweis nach den komponentenspezifischen KTA-Regeln in Kapitel 3.1 erläutert.

Wichtig für den Nachweis unabhängig vom gewählten Nachweiskonzept bzw. Regelwerk ist die einheitliche Zuordnung der auftretenden Beanspruchungen, Lastfälle oder Einwirkungskombinationen. In Tabelle 7 sind die verschiedenen Einteilungen der unterschiedlichen Regelwerke dargestellt.

Benennung: Quelle	Einteilung			
Beanspruchungsstufen Anlagenbau: KTA 3201.2 KTA 3211.2	A	B	C	D
Lastfallkategorien: KTA 3205.1 KTA 3205.2	H	HZ	HS1	HS2/3
Bemessungssituationen: DIN EN 1990 DIN EN 1993	Ständig und vorübergehend		außergewöhnlich	
Anforderungskategorien: KTA-GS-78	A1		A2	A3

Tabelle 7: Einteilung der Beanspruchungen, Lastfälle und Einwirkungskombinationen nach unterschiedlichen Regelwerken [KTA2012b]

Aufgrund der höheren Sicherheitsanforderungen in Kernkraftwerken gegenüber dem konventionellen Hoch- und Anlagenbau wurden von der KTA zusätzliche Richtlinien für die Zuordnung der Einwirkungskombinationen in [KTA2005] festgelegt, um die Übertragbarkeit zwischen den Eurocode-Regelwerken und den KTA-Regeln zu gewährleisten. Auf die Einteilung der Einwirkungskombinationen wird in Kapitel 3.3.4.2 näher eingegangen.

3.3 Nachträgliche Befestigungen in Beton

3.3.1 Allgemeines und Klassifizierung

Befestigungen dienen im Bauwesen dem Verbinden von einzelnen (Stahl-)Beton-, Stahlbau-, Mauerwerks- und Holzbaustrukturen oder dem Verbinden von bautechnischen und anlagentechnischen Strukturen (Anlagenteile).

In dieser Arbeit werden Befestigungen in Stahlbetonbauteilen betrachtet. Allgemein können die Befestigungsmethoden in Stahlbetonbauteilen wie in Bild 17 gezeigt klassifiziert werden.

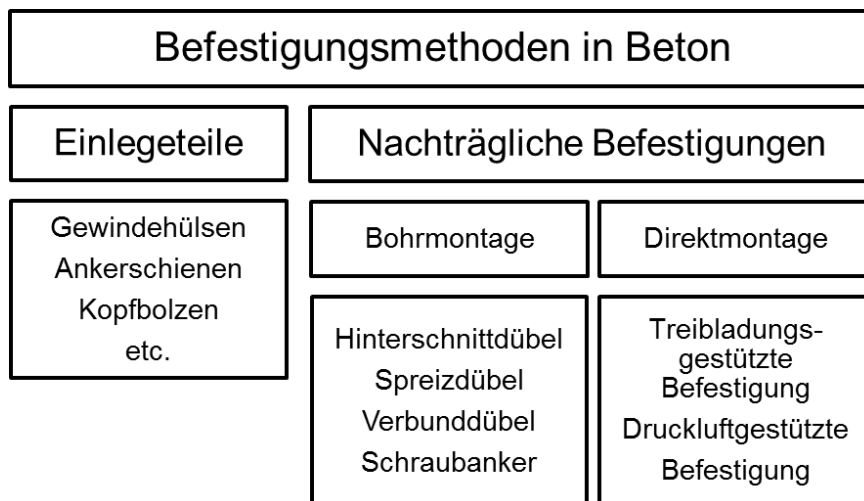


Bild 17: Klassifizierung von Befestigungsmethoden in Beton (nach [Eli2006])

Gegenüber den Einlegeteilen, die bereits vor dem Betonieren von Stahlbetonteilen montiert werden müssen, besitzen nachträglich montierte Dübel den Vorteil der Flexibilität und geringeren erforderlichen Planungstiefe bei der Befestigungspositionierung. Darüber hinaus kann bei nachträglichen Änderungen in der Bemessung auf einen Dübel mit höherer Tragfähigkeit zurückgegriffen werden wohingegen eine Erhöhung der Tragfähigkeit von Einlegeteilen nach dem Betonieren in der Regel nicht mehr möglich ist.

Bild 18 zeigt ein Beispiel einer typischen Rohrleitungshalterung mit einer nachträglichen Dübelbefestigung. Die Befestigung bezeichnet dabei die Baugruppe bestehend aus Ankerplatte und Dübel.

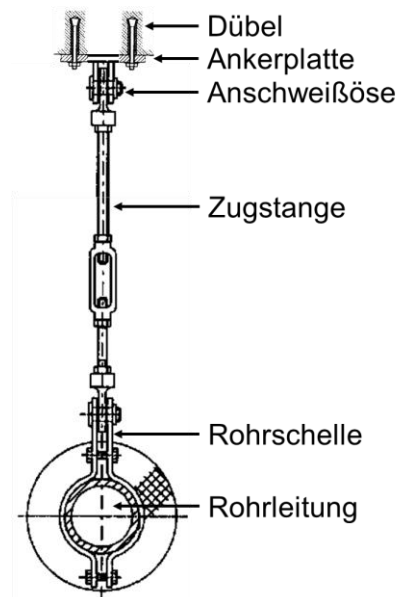


Bild 18: Beispiel für eine Rohrleitungshalterung mit Dübelbefestigung

Generell können nachträglich montierte Dübel in Systeme mit Bohrmontage und in Direktmontagesysteme unterteilt werden, vgl. Bild 17. Bei der Bohrmontage wird zunächst durch Dreh- oder Hammerbohren ein Bohrloch im Verankerungsgrund erstellt und anschließend der Dübel mit einem Setzwerkzeug montiert. Bei Direktmontagesystemen wird der Dübel direkt mithilfe von treibblattdruck- oder druckluftunterstützten Setzgeräten in den Verankerungsgrund eingeschlagen oder eingedreht.

Zur Befestigung von sicherheitstechnisch wichtigen Anlagenteilen in Kernkraftwerken an Stahlbetonstrukturen eignen sich Metaldübel mit Bohrmontage aufgrund der hohen erzielbaren Montagequalität und der meist wesentlich höheren erreichbaren Tragfähigkeit gegenüber Dübeln mit nichtmetallischen Werkstoffen oder Direktmontagesystemen. Im Folgenden wird deshalb der Schwerpunkt auf Metaldübel mit Bohrmontage gesetzt.

3.3.2 Dübeltypen für nachträgliche Befestigungen in Beton

Nachträglich montierte Dübel in Beton lassen sich auf verschiedene Arten einteilen:

- Art der Kraftübertragung, siehe Bild 19 (a) Form-, b) Reib-, c) Stoffschluss)
- Art der Montage, siehe Bild 20 (a) Vorsteck-, b) Durchsteck-, c) Abstandsmontage)
- Werkstoff (z. B. Metall-, Kunststoff-, Holzdübel)

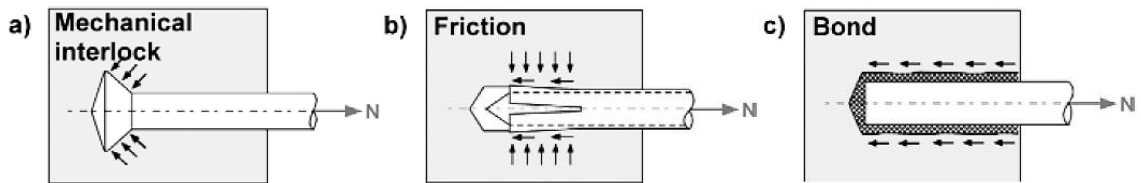


Bild 19: Arten der Kraftübertragung bei Dübeln [Eli2006]

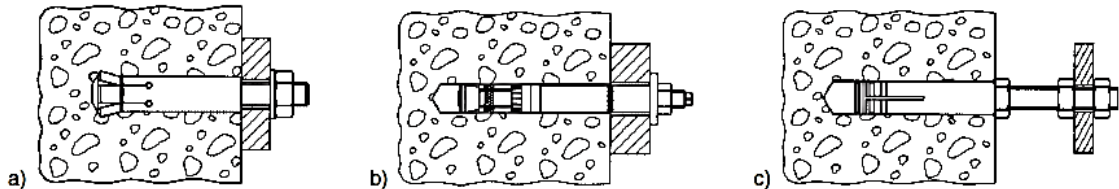


Bild 20: Arten der Montage von Dübeln [Eli2006]

Formschlüssige Verbindungen werden mithilfe von Hinterschnittdübeln oder Schraubankern erzielt, siehe Bild 21 und Bild 22. Zur Erzeugung des Hinterschnitts wird eine Hülse durch einen Hammer oder durch ein Hammerbohrsetzwerkzeug über einen konischen Bolzen getrieben und dadurch an der Unterseite aufgespreizt. Unterschieden wird zwischen Hinterschnittdübeln, bei denen der Hinterschnitt vorgebohrt wird (Bild 21 oben) und selbsthinterschneidenden Dübeln (Bild 21 unten).

Der Schraubanker wird mithilfe eines Setzwerkzeugs im vorgebohrten Bohrloch montiert. Dabei schneiden sich die Gewindegänge des Ankerbolzens in den Beton, wodurch der Formschluss hergestellt wird.

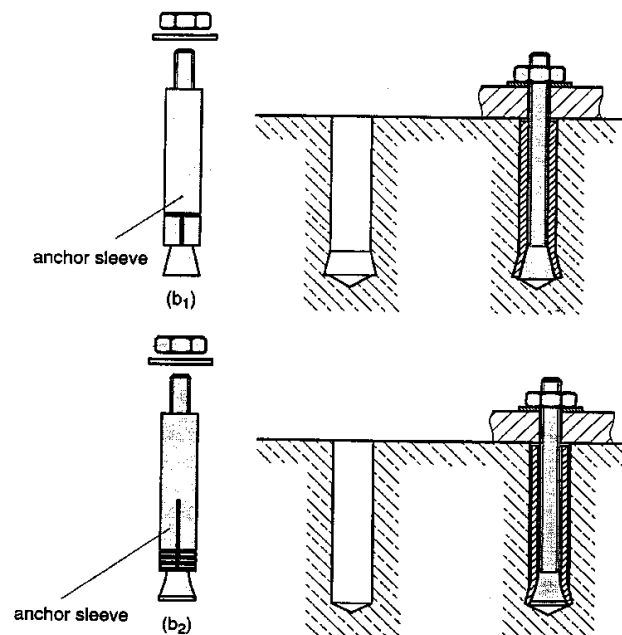


Bild 21: Beispiele für einen Hinterschnittdübel mit Vorbohren des Hinterschnitts (oben) und einen selbsthinterschneidenden Dübel (unten) [EOTA2013a]

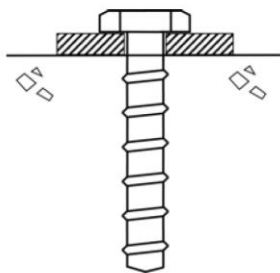


Bild 22: Beispiel für einen Schraubanker [Hoe2006]

Reibschlüssige Verbindungen werden durch Spreizdübel realisiert, siehe Bild 23. Der Reibschluss wird zwischen der Spreizhülse und der Bohrlochwand durch eine hohe Flächenpressung hergestellt. Die Spreizhülse wird durch einen Hammer oder durch ein Drehmomentwerkzeug über einen konischen Bolzen getrieben und gespreizt. Unterschieden wird zwischen drehmoment- (Bild 23 oben) und verschiebungskontrollierten Spreizdübeln (Bild 23 Mitte und unten).

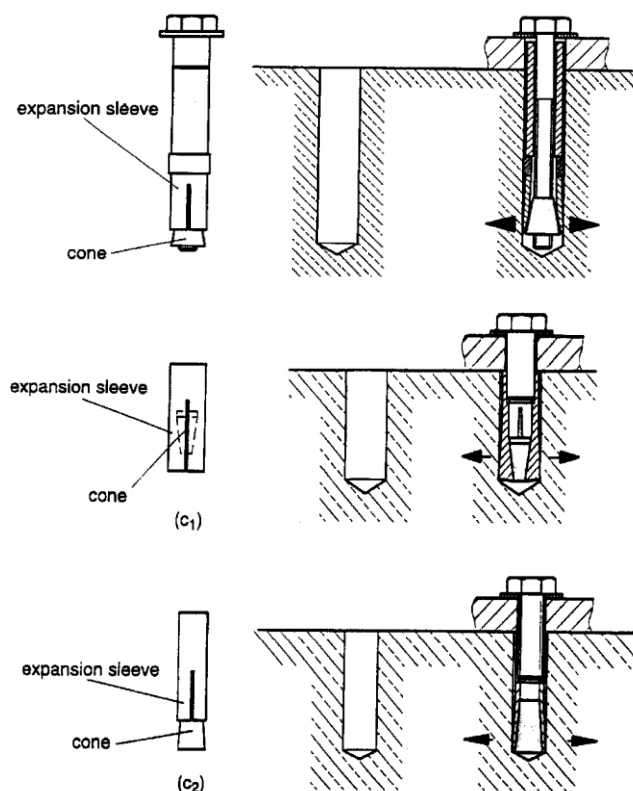


Bild 23: Beispiele für einen drehmoment- (oben) und verschiebungskontrollierte Spreizdübel (Mitte und unten) [EOTA2013a]

Stoffschlüssige Verbindungen erfolgen durch Verbunddübel, siehe Bild 24. Hierbei wird das Bohrloch mit flüssigem Mörtel gefüllt und anschließend der Dübelbolzen eingebracht. Durch Adhäsionskräfte entsteht nach der Erhärtung eine stoffschlüssige Verbindung sowohl zwischen Dübelbolzen und Mörtel als auch zwischen Mörtel und Beton.

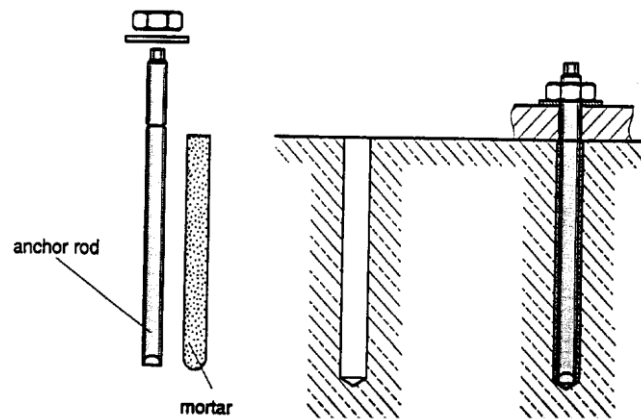


Bild 24: Beispiel für einen Verbunddübel [EOTA2013a]

3.3.3 Tragverhalten von nachträglichen Befestigungen in Beton

Das Tragverhalten einer Befestigung umfasst sowohl das Last-Verschiebungsverhalten als auch die Versagensart [Hoe2006]. Das Tragverhalten einer Befestigung wird durch folgende übergeordnete Faktoren beeinflusst:

- a) Belastungsrichtung (Zug-, Querbelastung, kombinierte Belastung)
- b) Belastungsgeschwindigkeit ((quasi-)statisch, dynamisch)
- c) Belastungszeitverlauf (konstant, monoton steigend, schwingend)
- d) Schädigungszustand des Verankerungsgrunds (ungerissen, gerissen)
- e) Konstruktive Ausführung der Befestigung und des Betonbauteils
- f) Beanspruchungszustand und -verlauf im Verankerungsgrund (Zug-, Quer-, Biegebeanspruchung)
- g) Vorspannung des Dübels
- h) Umgebungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit, korrosive Medien, Bestrahlung)
- i) Montagebedingungen (Bohrverfahren, Bohrlochreinigung)

Der Einfluss der Faktoren a) bis g) auf das Tragverhalten von Dübelbefestigungen wird nachfolgend anhand theoretischer Überlegungen und experimenteller Ergebnisse gezeigt.

3.3.3.1 Monotone quasistatische Zugbelastung im ungerissenen Beton

Bei Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern unter Zugbelastung können die in Bild 25 gezeigten Versagensarten beobachtet werden.

Herausziehen (a_1) tritt auf, wenn der Formschluss bei Hinterschnittdübeln und Schraubankern oder der Reibschluss bei Spreizdübeln ungenügend ist. Dabei wird der Dübel ohne oder nur unter geringfügiger Schädigung des Verankerungsgrunds aus dem Bohrloch herausgezogen. Durchziehen (a_2) tritt bei drehmomentkontrollierten Spreizdübeln auf, dabei wird der Dübelbolzen durch

die Sprezhülse gezogen. Betonausbruch (b_1) erfolgt bei Hinterschnitt-, Spreiz-
 übeln und Schraubankern, wenn die örtliche Zugfestigkeit des Betons über-
 schritten wird und Rissinitiierung bzw. Risswachstum eintritt. Die Rissfläche
 wächst kegelförmig senkrecht zur größten Normalspannung bis zum Erreichen
 der Betonoberfläche. Bei Mehrfachbefestigungen mit geringen Achsabständen
 der Dübel vereinigen sich die kegelförmigen Rissflächen, sodass sich ein ge-
 meinsamer Betonausbruchkegel ausbildet (b_2). Bei Dübeln mit geringen Rand-
 abständen zum Betonbauteilrand tritt ein seitliches Ausbrechen des Betons mit
 teilweise ausgebildetem Ausbruchkegel (b_3) oder ohne Ausbruchkegel mit loka-
 lem Ausbrechen an der Stirnseite (b_4) ein. Spaltversagen ist gekennzeichnet
 durch das vollständige oder teilweise Auftrennen des Betonbauteils. Diese Ver-
 sagensart tritt bei zu geringen Bauteildimensionen (c_1), zu geringen Rand- (c_2)
 oder Achsabständen (c_3) auf. Bei Stahlversagen (d) wird die plastische Ver-
 formbarkeit des Ankerbolzens bis zum Bruch ausgenutzt. Stahlversagen tritt bei
 ausreichender Duktilität und Verankerungstiefe des Ankerbolzens auf.

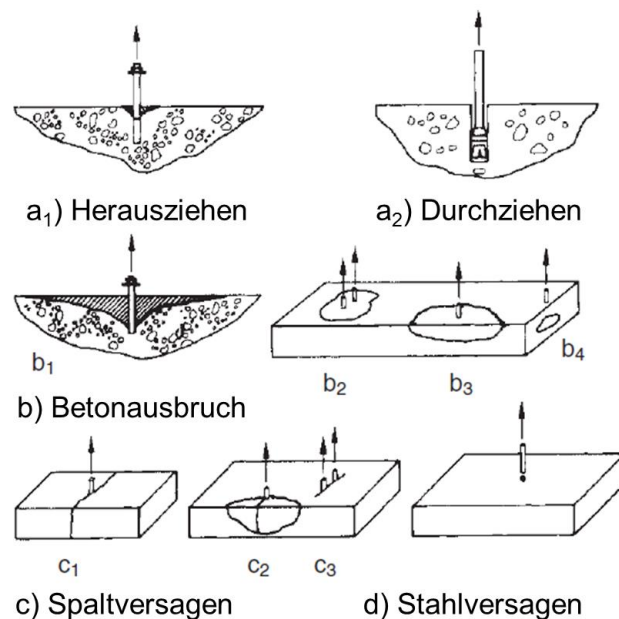


Bild 25: Versagensarten von Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern unter Zugbelastung [Eli2006]

Beispielhaft sind in Bild 26 idealisierte Zuglast-Verschiebungskurven für die verschiedenen Versagensarten dargestellt. Herausziehen bzw. Durchziehen ist durch ein frühes Abflachen der Last-Verschiebungskurve mit großer Verschiebungszunahme bis zum Versagen gekennzeichnet ($a_{1,1}$, a_2). Für wegkontrollierte Spreizdübel, die durch Herausziehen versagen, muss zunächst der statische Reibungswiderstand überwunden werden, was sich durch einen annähernd senkrechten Anstieg bis zum ersten Abflachen der Last-Verschiebungskurve zeigt ($a_{1,2}$). Anschließend findet eine große Verschiebungszunahme bei annähernd konstanter Last bis zum Versagen statt. Betonausbruch (b) und Spaltver-

sagen (c) zeigen einen steilen Anstieg der Last-Verschiebungskurve mit anschließendem starkem Abflachen und steilem Lastabfall. Die Höchstlast bei Betonausbruch ist höher als bei Spaltversagen, da sich der Betonausbruchkegel unbegrenzt ausbreiten kann. Gegenüber den anderen Versagensarten ist die Verschiebungszunahme bei Betonausbruch und Spaltversagen aufgrund des spröden Verhaltens von Beton geringer. Die Last-Verschiebungskurve bei Stahlversagen (d) zeigt einen steilen Anstieg bis zum Erreichen des vollplastischen Zustands im Ankerbolzen. Aufgrund der hohen Duktilität des Ankerstahls tritt ein Versagen nach großer Verschiebungszunahme mit anschließendem Lastabfall ein.

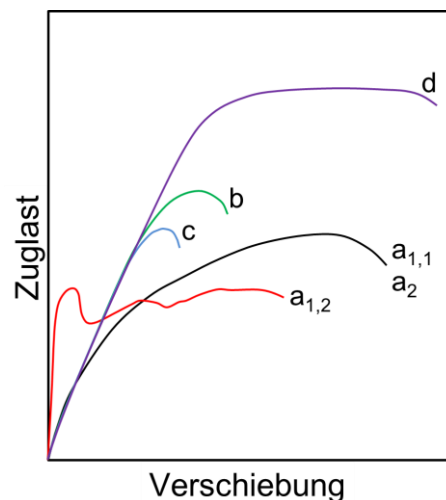


Bild 26: Idealisierte Zuglast-Verschiebungskurven für Hinterschnitt-, Spreizdübel und Schraubanker für verschiedene Versagensarten (nach [Fuh1995])

Verbunddübel zeigen unter Zugbelastung die gleichen Versagensarten wie Hinterschnitt-, Spreizdübel und Schraubanker, vgl. Bild 25. Bei der Versagensart Herausziehen können unterschiedliche Versagensmechanismen unterschieden werden:

- a) Versagen in der Grenzfläche Mörtel/Beton
- b) Versagen in der Grenzfläche Ankerbolzen/Mörtel
- c) Kombination von a) und b)

Das Last-Verschiebungsverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung ist für Betonausbruch, Spalten und Stahlversagen vergleichbar zum Verhalten von Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern, vgl. Bild 26. Das Last-Verschiebungsverhalten von Verbunddübeln, die durch Herausziehen versagen, wird maßgeblich durch die Steifigkeit des Mörtels und durch die Haftfestigkeit zwischen Mörtel und Beton sowie zwischen Ankerbolzen und Mörtel beeinflusst [Eli2006].

3.3.3.2 Monotone quasistatische Querbelastung im ungerissenen Beton

Bei Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern unter Querbelastung können die in Bild 27 gezeigten Versagensarten beobachtet werden. Stahlversagen (a) ist gekennzeichnet durch das Abscheren des Ankerbolzens. Infolge der Querbelastung wird der Dübel an die Bohrlochwand gedrückt, was zu einem lokalen Abplatzen des Betons führt. Bei Dübeln mit geringen Randabständen kann Betonkantenbruch (b_1 bis b_5) auftreten. Es bildet sich ein unvollständiger Betonausbruchkegel in Richtung der Bauteilränder aus. Bei Mehrfachbefestigungen mit geringen Achsabständen bildet sich ein gemeinsamer Ausbruchkegel (b_2) analog zur Zugbelastung (vgl. Bild 25 b_2). Bei geringer Verankerungstiefe kann infolge der Querkrafthebelwirkung ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite eintreten (c). Wie beim Betonkantenbruch bildet sich bei Mehrfachbefestigungen ein gemeinsamer Ausbruchkörper (c_2).

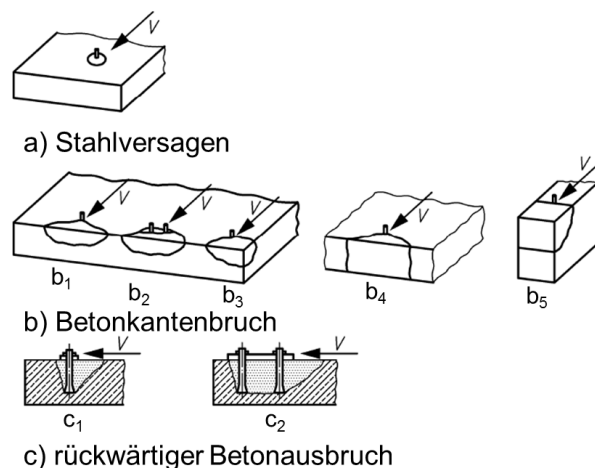


Bild 27: Versagensarten von Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern unter Querbelastung [DIN2009c]

Exemplarisch zeigt Bild 28 exemplarische Last-Verschiebungskurven unter Zug- und Querbelastung. Bei Vorliegen eines Spaltes zwischen Ankerbolzen bzw. -hülse und Bohrlochwand besitzt der Dübel bei Querbelastung zunächst eine geringere Steifigkeit bis zum Anliegen an die Bohrlochwand. Infolge des lokalen Eindrückens des Ankerbolzens in die Bohrlochwand und der Biegeverformung des Ankerbolzens sind die Verschiebungen unter Querbelastung in der Regel größer als unter Zugbelastung [Eli2006]. Diese lokalen Einflüsse auf das Last-Verschiebungsverhalten unter Querbelastung sind in Bild 29 am Beispiel eines Spreizankers dargestellt.

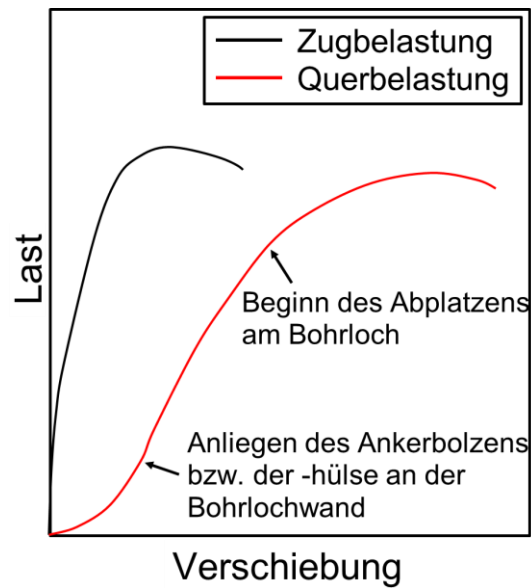


Bild 28: Exemplarische Last-Verschiebungskurven für Zug- und Querlast (nach [Reh1988])

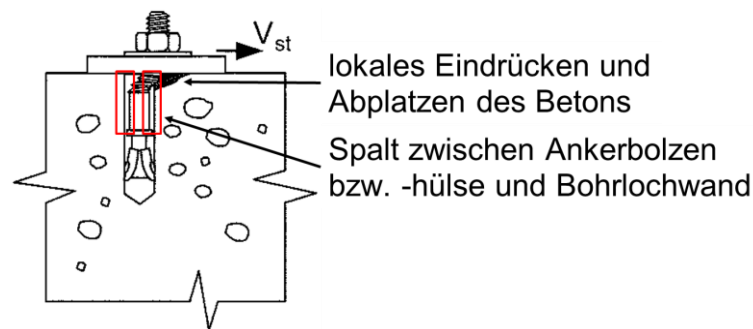


Bild 29: Lokale Einflüsse auf das Last-Verschiebungsverhalten unter Querbelastung (nach [ACI2007])

Verbunddübel unter Querbelastung zeigen vergleichbare Versagensarten und ähnliches Last-Verschiebungsverhalten wie Hinterschnitt-, Spreizdübel und Schraubanker [Eli2006]. Da Verbunddübel in der Regel bis zur Betonbauteiloberfläche eingemörtelt werden, muss kein Spalt zwischen Ankerbolzen und Bohrlochwand bis zum Erreichen der vollen Steifigkeit überbrückt werden [Eli2006].

3.3.3.3 Kombinierte Zug- und Querbelastung im ungerissenen Beton

Bei kombinierter Zug- und Querbelastung des Dübels findet eine Überlagerung von Zug- und Quertragverhalten statt. Beeinflusst wird das Tragverhalten unter kombinierter Belastung durch den Winkel α der resultierenden Einwirkung [Eli2006], vgl. Bild 30.

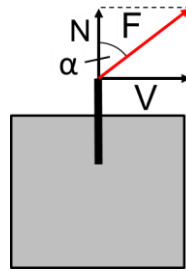


Bild 30: Winkel α der resultierenden Einwirkung auf einen Dübel

Die möglichen Versagensarten unter kombinierter Belastung unterscheiden sich von denen bei einachsiger Belastung nicht. Bei gleichartigen Versagensarten (z. B. Zug: Stahlversagen, Quer: Stahlversagen) ist die auftretende Versagensart unabhängig vom Winkel der resultierenden Einwirkung. Demgegenüber ist die Versagensart bei ungleichartigen Versagensarten (z. B. Zug: Betonausbruch, Quer: Stahlversagen) abhängig vom Winkel der resultierenden Einwirkung [Eli2006].

Eine Vielzahl an Versuchen mit unterschiedlichem Winkel der resultierenden Einwirkung zeigen, dass die ertragbare Zuglast bis zum Versagen mit zunehmender Querlastkomponente abnimmt und umgekehrt die ertragbare Querlast bis zum Versagen bei zunehmender Zuglastkomponente abnimmt [Eli2006]. Aus diesen Erkenntnissen wurde ein Interaktionsdiagramm abgeleitet, um die zulässigen Einwirkungen für kombinierte Belastung ermitteln zu können. In Bild 31 ist das Interaktionsdiagramm nach [EOTA2010] dargestellt.

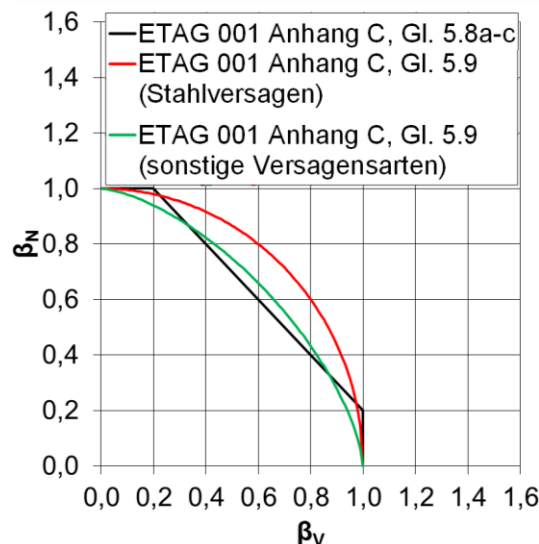


Bild 31: Interaktionsdiagramm für kombinierte Zug- und Querbewehrung (nach [EOTA2010])

Das Interaktionsdiagramm wurde ursprünglich von Versuchen an Kopfbolzen, Spreiz- und Hinterschnittdübeln abgeleitet, mittlerweile haben aber auch Schraubanker und Verbunddübel eine Zulassung erhalten, die nach [EOTA2010] bemessen werden können, z. B. [DIBt2016] (Schraubanker)

[DIBt2015b] (Verbunddübel). Somit gelten auch für Schraubanker und Verbunddübel die oben beschriebenen Überlagerungsbedingungen.

3.3.3.4 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Bei Hinterschnitt- und Spreiz- und Verbunddübeln sowie Schraubankern nimmt die Streckgrenze und die Zug-/Scherfestigkeit des Ankerstahls mit steigender Belastungs- bzw. Dehngeschwindigkeit zu. In [Joh1983] wird ein parametrisiertes Modell für die von Mises-Fließspannung aus Versuchsdaten abgeleitet. In diesem Modellansatz ist die Fließspannung von der Dehnung, Dehngeschwindigkeit und Temperatur abhängig:

$$\sigma = [A + B \cdot \varepsilon^n] \cdot \left[1 + C \cdot \ln\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right)\right] \cdot [1 - \tilde{T}^m] \quad \text{mit } \dot{\varepsilon}_0 \leq 1 \text{ s}^{-1} \quad (3.10)$$

Der abgeleitete Ansatz ist sowohl für Zug- als auch Scherbelastung gültig, wobei sich die anzupassenden Parameter für die Belastungsrichtungen unterscheiden. Der Dehnrateneffekt auf die Streckgrenze R_e ergibt sich mit plastischer Vergleichsdehnung $\varepsilon = 0$ und bei Referenztemperatur T_0 ($\tilde{T} = 0$):

$$R_e = A \cdot \left[1 + C \cdot \ln\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right)\right] \quad \text{mit } \dot{\varepsilon}_0 \leq 1 \text{ s}^{-1} \quad (3.11)$$

Für den Quotienten $R_{e,dyn}/R_e$ ergibt sich somit folgender Zusammenhang:

$$\frac{R_{e,dyn}}{R_e} = 1 + C \cdot \ln\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right) \quad \text{mit } \dot{\varepsilon}_0 \leq 1 \text{ s}^{-1} \quad (3.12)$$

In Tabelle 8 sind Werte für den Parameter C von verschiedenen Stahlsorten angegeben.

Stahlsorte	Parameter C / -
Unlegierter Stahl	0,022
Niedriglegierter Stahl	0,014
Werkzeugstahl	0,012

Tabelle 8: Parameter C für verschiedene Stähle (nach [Joh1983])

Bei Beton findet ebenfalls eine Festigkeitssteigerung statt. Für Beton sind in [fib2010] Formelzusammenhänge für die Dehnratenabhängigkeit der Betondruck- und -zugfestigkeit angegeben:

Druck:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{0,014} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (3.13)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = 0,012 \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (3.14)$$

mit $\dot{\varepsilon}_{c0} \leq 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

Zug:

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{ct}}{\dot{\varepsilon}_{ct0}} \right)^{0,018} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c \leq 10 \text{ s}^{-1} \quad (3.15)$$

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = 0,0062 \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{ct}}{\dot{\varepsilon}_{ct0}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c > 10 \text{ s}^{-1} \quad (3.16)$$

mit $\dot{\varepsilon}_{ct0} \leq 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

In Bild 32 ist die dehnratenabhängige Festigkeitssteigerung („dynamic increase factor“ = DIF) für verschiedene Stähle, Beton und Epoxidharz (Zug- und Druckbereich) dargestellt. Im Dehnratenbereich 10^{-6} bis 10^3 ist die Festigkeitssteigerung von Beton ausgeprägter als bei Stahl und Epoxidharz.

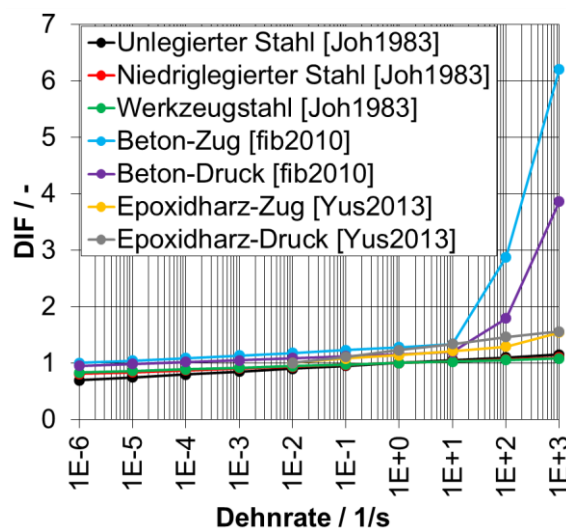


Bild 32: Dehnratenabhängige Festigkeitssteigerung für Stahl, Beton und Epoxidharz

Bei Erdbeben treten nach [CEB1988] Dehnraten zwischen $5 \cdot 10^{-3}$ bis $5 \cdot 10^{-1}$ 1/s in den beanspruchten Bauteilen auf, vgl. Bild 33. In diesem Bereich ist die Festigkeitssteigerung von Stahl, Beton und Epoxidharz ähnlich, vgl. Bild 32.

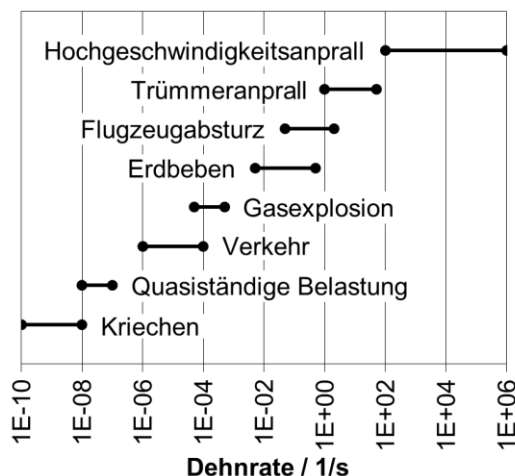


Bild 33: Dehnratenbereiche für verschiedene Einwirkungen (nach [CEB1988])

Aufgrund der ähnlichen Festigkeitssteigerung von Stahl, Beton und Epoxidharz ist eine Tragfähigkeitssteigerung von Befestigungen mit Hinterschnitt-, Spreiz- und Verbunddübeln zu erwarten. In [Kli1998] und [Fuj2003] wurden eine Vielzahl von Einzeldübelversuchen bei quasistatischen und dynamischen Belastungsgeschwindigkeiten durchgeführt, die in [Eli2006] zusammengefasst dargestellt sind. In ungerissenem Beton ist bei Hinterschnitt-, Spreiz- und Verbunddübeln eine Steigerung der Tragfähigkeit sowohl in Zug- als auch in Querrichtung zu beobachten, vgl. Bild 34 bis Bild 36. In gerissenem Beton wurde sowohl beim eingemörtelten Dübel als auch bei Spreizdübeln eine Reduzierung der Zugtragfähigkeit festgestellt. In diesen Fällen fand eine Änderung der Versagensart statt.

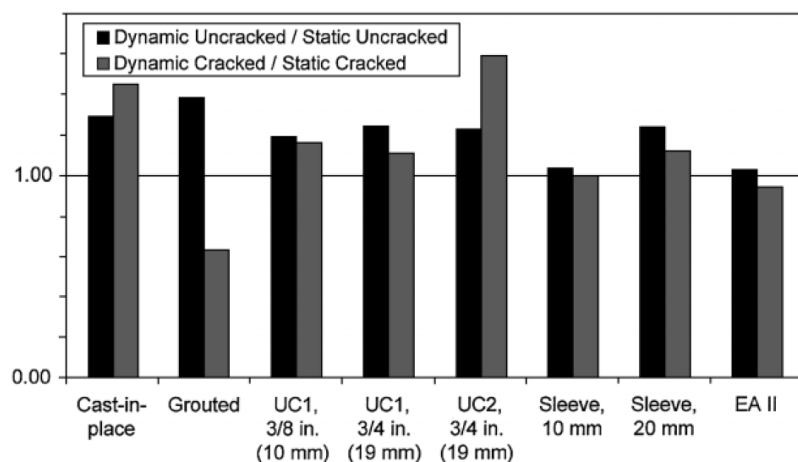


Bild 34: Verhältnis von dynamischer zu statischer Zugtragfähigkeit in ungerissenem und gerissenem Beton (Cast-in-place = Einlegeteil, Grouted = eingemörtelter Dübel, UC1/2 = Hinterschnittdübel, Sleeve/EA II = Spreizdübel) [Eli2006]

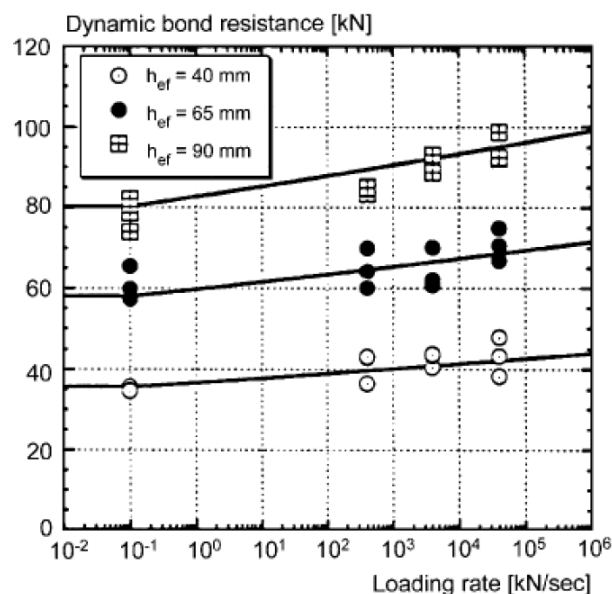


Bild 35: Dynamische Verbundfestigkeit verschiedener Verbunddübel in ungerissenem Beton [Fuj2003]

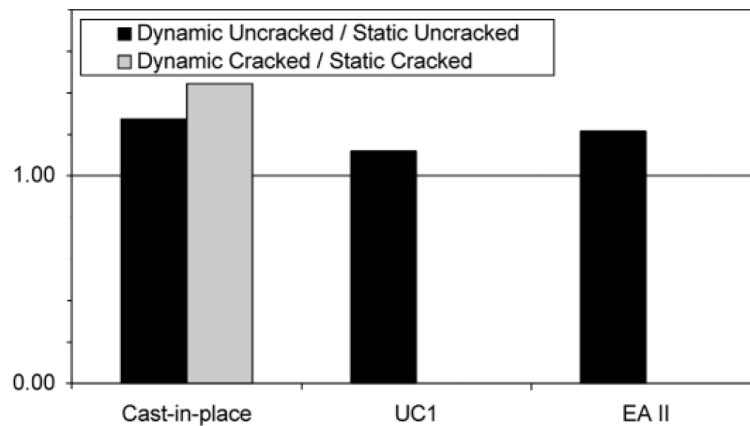


Bild 36: Verhältnis von dynamischer zu statischer Quertragfähigkeit in ungerissenem und gerissenem Beton (Cast-in-place = Einlegeteil, UC1 = Hinterschnittdübel, EA II = Spreizdübel) [Eli2006]

3.3.3.5 Einfluss des Belastungszeitverlaufs

Befestigungen bzw. Dübel können abhängig von ihrem Einsatzort und –zweck während der Nutzungsdauer des Bauwerks bzw. des Anlagenteils unterschiedlichen Belastungszeitverläufen ausgesetzt sein. In Bild 37 ist beispielhaft ein Belastungszeitverlauf mit verschiedenen Belastungsabschnitten dargestellt. Die Belastungen lassen sich prinzipiell in transient monotone (1), konstante (2) und schwingende (3 + 4) Belastungen einteilen. Unter den schwingenden Belastungen kann darüber hinaus zwischen schwellegenden (3) und wechselnden (4) Belastungen unterschieden werden.

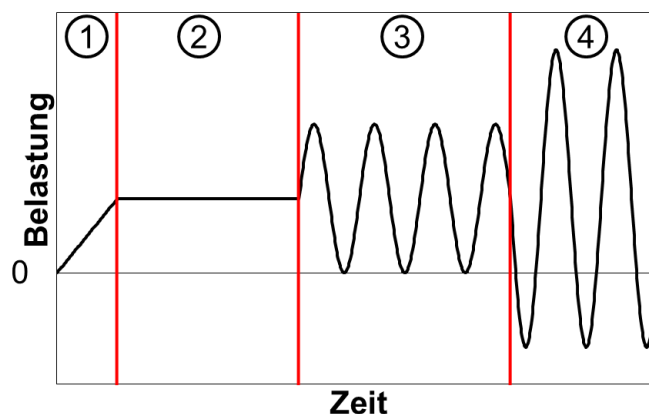


Bild 37: Beispielhafter Belastungszeitverlauf einer Befestigung bzw. eines Dübels

Das Tragverhalten unter monotoner Zug- und Querbelastung wurde bereits in den Kapiteln 3.3.3.1 bis 3.3.3.3 beschrieben. Das Tragverhalten unter konstanter Dauerbelastung ist hauptsächlich gekennzeichnet durch Kriechvorgänge im Beton oder bei Verbunddübeln auch im Mörtel bzw. im Epoxidharz [Eli2006] [Don1998]. Bei den üblichen Einsatztemperaturen von Dübelbefestigungen spielen Kriechvorgänge im Stahl keine Rolle. In Bild 38 sind repräsentative

Kriechkurven für verfestigende (B) und entfestigende (C) allgemeine Baustähle dargestellt. Dieses Verhalten lässt sich prinzipiell auf das Verhalten einer Dübelbefestigung übertragen. Bei verfestigendem Werkstoffverhalten würde die Dübelverschiebung einen degressiven zeitlichen Verlauf zeigen. Bei niedrigem Dauerbelastungsniveau tritt in diesem Fall kein Versagen auf. Bei entfestigendem Verhalten würde die Dübelverschiebung bis zum Versagen progressiv zunehmen.

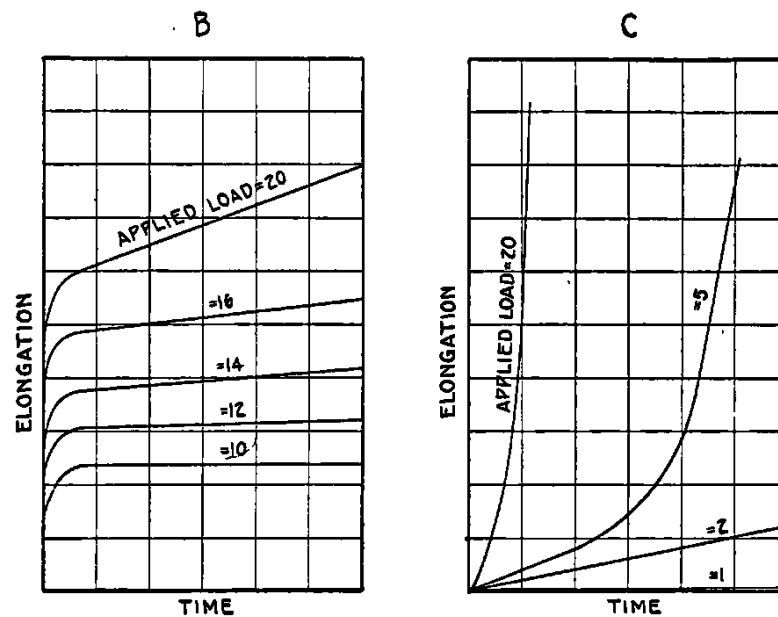


Bild 38: Kriechkurven bei verschiedenen Belastungsniveaus für allgemeine Baustähle (B = verfestigender, C = entfestigender Werkstoff) [Fre1928]

Ab einer gewissen Anzahl von Lastwechseln tritt eine Ermüdungsschädigung in den beteiligten Werkstoffen einer Befestigung ein. Der Übergang zwischen vorwiegend ruhender Belastung und Ermüdungsbelastung ist fließend, weshalb in der Literatur unterschiedliche Lastspielzahlen für den Übergang zwischen dem statischen Bereich und dem Zeitfestigkeitsbereich angegeben werden. In [DIBt2010] wird für Zug- 10^4 und für Querbelastrung 10^2 Lastwechsel angegeben. Demgegenüber wird in [DIN2009c] für schwellende Zug- und Querbelastrung 10^3 und für wechselnde Querlasten 15 Lastwechsel als Grenze angegeben.

Mit zunehmender Lastwechselzahl nimmt die ertragbare Spannungsamplitude bei Stahl, Beton und Epoxidharz ab. Exemplarische Wöhlerlinien für diese Werkstoffe zeigt Bild 39. Die Amplitude wurde jeweils auf die Werkstofffestigkeit normiert. Aufgrund des spröden Verhaltens von Beton nimmt die ertragbare Spannungsamplitude kontinuierlich ab, bei Stahl und Epoxidharz bleibt die statische Festigkeit aufgrund der plastischen Verformbarkeit bis zum Zeitfestigkeitsbereich erhalten. Ferritische Stähle und bestimmte Epoxidharze besitzen

darüber hinaus einen ausgeprägten Dauerfestigkeitsbereich, bei Beton ist keine Dauerfestigkeit bis zu Lastwechselzahlen von 10^8 zu beobachten.

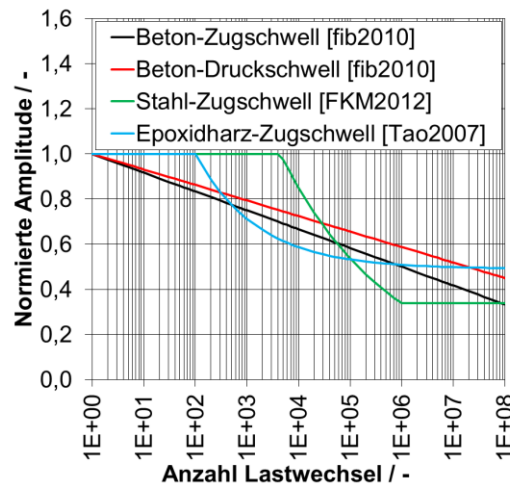


Bild 39: Exemplarische Wöhlerlinien für Beton, Stahl und Epoxidharz

Bei Dübeln ist infolge schwingender Belastung mit einem Versagen durch Ermüdungsrisssbildung zu rechnen. Ob eine Ermüdungsrisssbildung im Ankerbolzen, im Beton oder im Verbundmörtel (bei Verbunddübeln) zum Versagen führt ist abhängig von der örtlichen Beanspruchung.

3.3.3.6 Einfluss von gerissenem Verankerungsgrund

Aufgrund von direkten Einwirkungen durch äußere Lasten oder indirekten Einwirkungen durch Zwang können Risse in Stahlbetonbauteilen entstehen [Baa2013]. Dabei wird die örtliche Zugfestigkeit des Betons überschritten. Konstruktiv stellen Bohrlöcher von Dübeln und die lokale Lasteinleitung der Dübelkräfte in das Stahlbetontragwerk Störstellen dar, die die Entstehung von Rissen durch lokale Spannungskonzentrationen fördern [Eli2006]. Kreuzen die entstandenen Risse das Bohrloch des Dübels, kann dies signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten von Dübeln haben. Aufgrund der Rissbildung entstehen spannungsfreie Oberflächen, über die keine Kräfte übertragen werden können bzw. den rotationssymmetrischen Spannungszustand im Bereich der lastübertragenden Oberflächen stören [Eli2006]. Dies gilt gleichermaßen für Kraftübertragung durch Form-, Reib- oder Stoffschluss.

Bei Dübeln können prinzipiell die in Bild 40 gezeigten Risskonfigurationen auftreten. Beim Kreuzriss durchqueren Betonrisse in zwei unterschiedlichen Ebenen das Bohrloch des Dübels während beim Parallelriss nur eine Rissebene vorliegt.

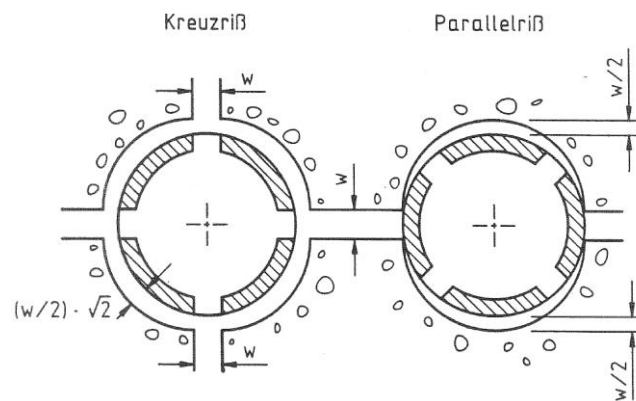


Bild 40: Mögliche Risskonfigurationen bei Dübelbefestigungen [Lot1993]

Hinterschnittdübel und Schraubanker übertragen die einwirkenden Kräfte über Formschluss. Bei erstmaliger Öffnung des Risses tritt aufgrund der geometrischen Unverträglichkeit der lastübertragenden Oberflächen bei Zugbelastung eine bleibende Verschiebung auf, vgl. Bild 41.

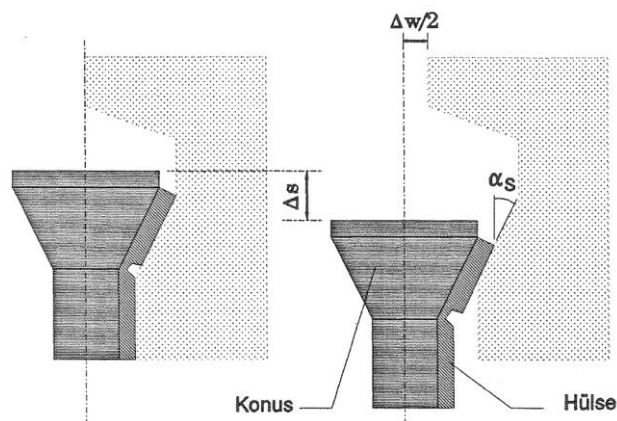


Bild 41: Bleibende Verschiebung infolge Rissöffnen bei Dübeln mit formschlüssiger Kraftübertragung unter Zugbelastung [Lot1993]

Bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln unter Zugbelastung tritt infolge der erstmaligen Rissöffnung ein Nachspreizen auf, siehe Bild 42. Dies führt zu einem Abbau der resultierenden Spreizkraft.

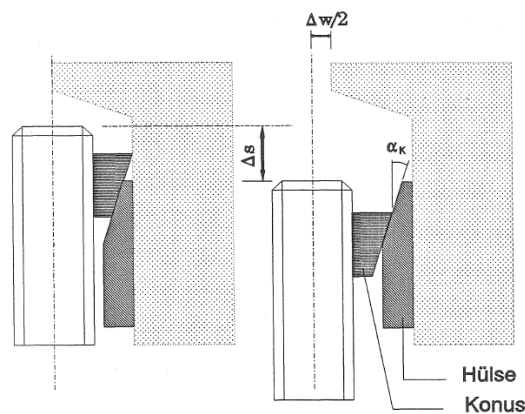


Bild 42: Bleibende Verschiebung infolge Rissöffnen bei Dübeln mit kraftkontrollierter reibschlüssiger Kraftübertragung unter Zugbelastung [Lot1993]

Die geometrische Unverträglichkeit der lastübertragenden Oberflächen bei Öffnung des Risses führt zu lokalen Spannungskonzentrationen sowohl im Dübel als auch im Beton. Dies wird in Bild 43 am Beispiel eines Hinterschnittdübels gezeigt. Die lokalen Spannungskonzentrationen führen aufgrund der geringeren Festigkeit des Betons zu lokalen Schädigungen und somit zu einem Eindringen des Dübelkonus in den Beton [Lot1993]. Bei Spreizdübeln gilt dieser Sachverhalt analog für die Sprezhülsen.

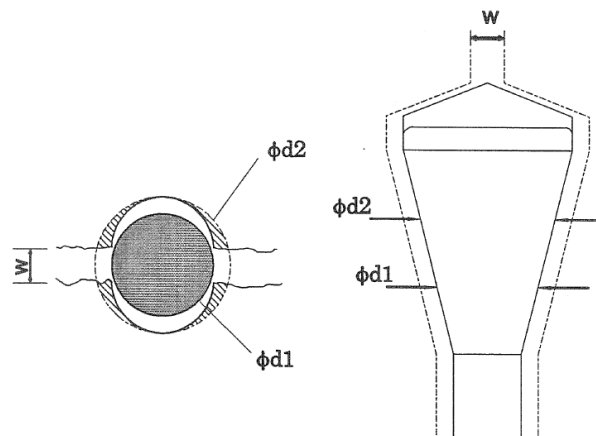


Bild 43: Lokale Spannungskonzentrationen (schraffiert) infolge Rissöffnung bei einem Hinterschnittdübel [Lot1993]

Neben der anfänglichen Verschiebungszunahme infolge des erstmaligen Rissöffnens führen Risse im Verankerungsbereich des Dübels zu einer Reduzierung der Höchstlasten unter monotoner Zugbelastung, wenn das Versagen des Dübels durch Betonausbruch, Heraus- oder Durchziehen erfolgt [Eli2006]. Bei Stahlversagen des Ankerbolzens hat der Schädigungszustand des Betons keinen signifikanten Einfluss auf die Höchstlast [Eli2006].

In [Eli1991a] sind Ergebnisse verschiedener Einzeldübelversuche in gerissem Beton zusammengefasst. Eine Reduzierung der Höchstlasten ist bei Hin-

terschnittdübeln mit zunehmender Rissbreite zu beobachten, vgl. Bild 44. Für Schraubanker unter monotoner Zugbelastung ist die Abnahme der Höchstlast ähnlich zum Verhalten von Hinterschnittdübeln [Eli2006], da bei beiden Dübeltypen eine Kraftübertragung durch Formschluss erfolgt.

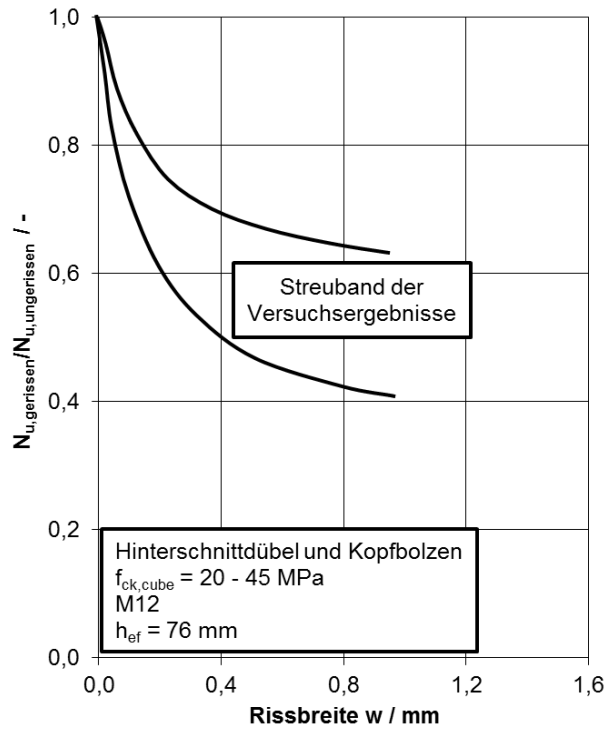


Bild 44: Abnahme der Höchstlasten von Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen im gerissenen Beton bei Zugbelastung (nach [Eli1991a])

Bei Spreizdübeln ist ähnlich wie bei Hinterschnittdübeln eine Abnahme der Höchstlasten zu beobachten, siehe Bild 45. Die geringe Abnahme der Höchstlasten bei drehmomentkontrollierten Spreizdübeln zwischen 0,8 und 1,6 mm Rissbreite (Bild 45 links) ist nur gewährleistet, wenn der Dübel ein optimales Nachspreizverhalten zeigt [Eli2006].

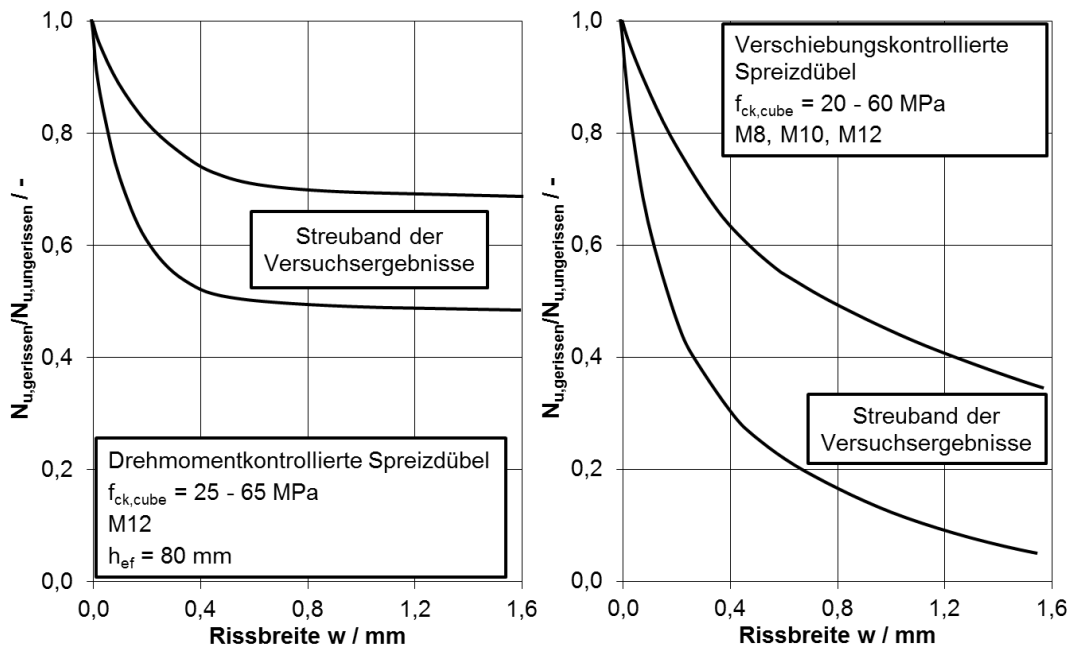


Bild 45: Abnahme der Höchstlasten von drehmomentkontrollierten (links) und verschiebungskontrollierten (rechts) Spreizdübeln im gerissenen Beton bei Zugbelastung (nach [Eli1991a])

Unter Querbelastung hat die Belastungsrichtung relativ zur Rissebene Einfluss auf das Last-Verschiebungsverhalten von Hinterschnitt-, Spreizdübeln und Schraubankern [Eli2006]. Bei Querbelastung wird der Ankerbolzen in den Bohrlochrand eingedrückt, siehe Bild 46. Bei Querbelastung parallel zur Rissebene (Bild 46 Mitte) ist das Eindrücken stärker ausgeprägt als bei Querbelastung senkrecht zur Rissebene (Bild 46 rechts). Das stärkere Eindrücken des Betons ist durch einen flacheren Verlauf der Last-Verschiebungskurve gekennzeichnet [Eli2006].

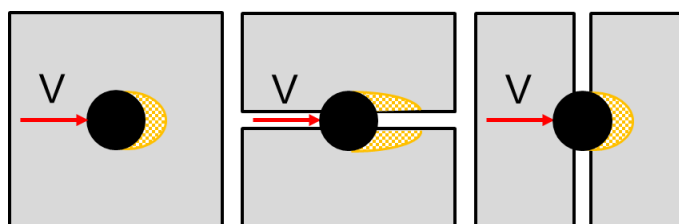


Bild 46: Eindrücken des Ankerbolzens in den Beton bei Querbelastung (links: ungerissener Beton, Mitte: Querbelastung parallel zur Rissebene, rechts: Belastung quer zur Rissebene)

Bei Verbunddübeln kann prinzipiell zwischen den in Bild 47 gezeigten Risskonfigurationen unterschieden werden. Bei ausschließlicher Störung des rotations-symmetrischen Spannungszustandes (Bild 47 links) entsteht durch den Riss eine spannungsfreie Oberfläche, über die keine Kräfte übertragen werden können. Darüber hinaus entstehen am Übergang zwischen Riss und Mörtelfuge

hohe Spannungskonzentrationen. Diese beiden Faktoren führen zu einer Reduzierung der Höchstlast N_u unter Zugbelastung, siehe Bild 48.

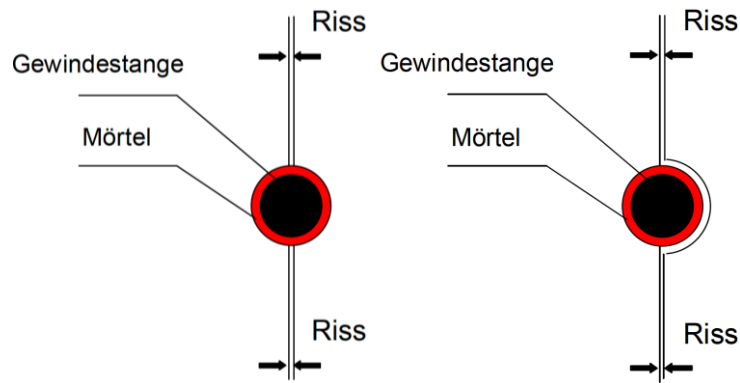


Bild 47: Mögliche Risskonfigurationen bei Verbunddübeln (links: Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands, rechts: Störung der Verbundfuge zwischen Mörtel und Beton) [App2009]

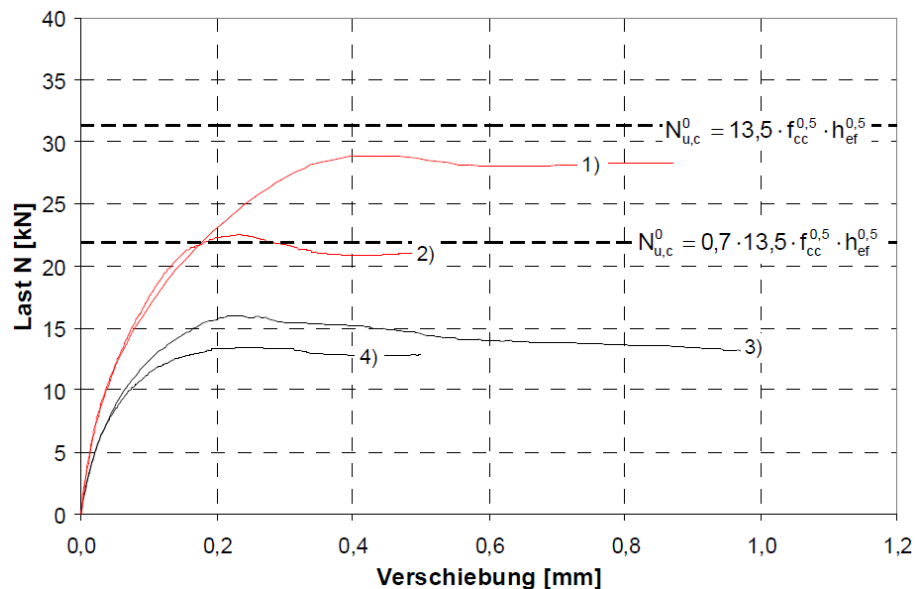


Bild 48: Ergebnisse numerischer Simulationen von Verbunddübeln unter monotoner Zugbelastung bei Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands (1) + 3): Verbunddübel in ungerissenem Beton, 2) + 4): Verbunddübel in gerissenem Beton) [App2009]

Bei Störung der Verbundfuge zwischen Mörtel und Beton (Bild 47 rechts) erfolgt die Kraftübertragung ausschließlich über eine Hälfte der Verbundfuge. Die hierbei erzielbaren Höchstlasten sind deshalb geringer als die bei Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands, vgl. Bild 49.

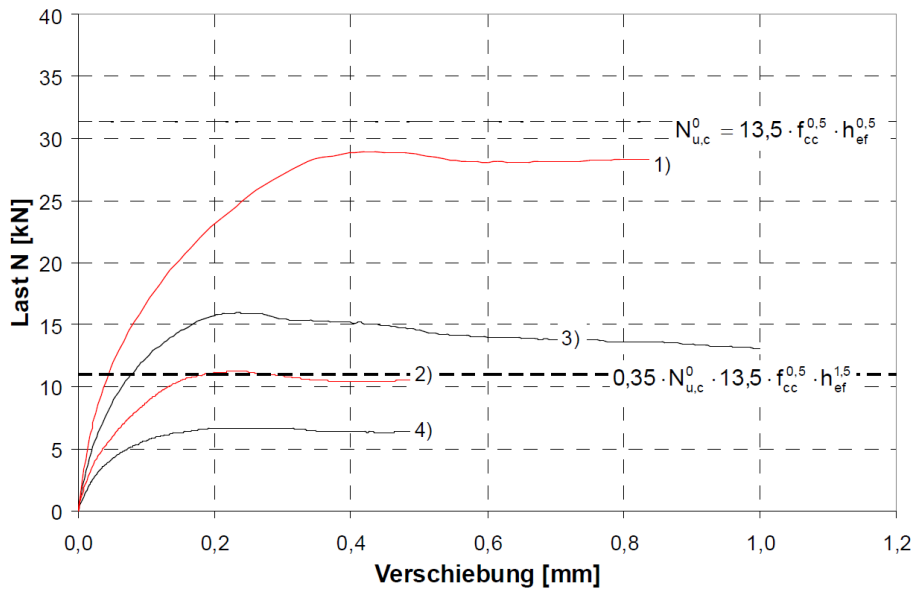


Bild 49: Ergebnisse numerischer Simulationen von Verbunddübeln unter monotoner Zugbelastung bei Störung der Verbundfuge zwischen Mörtel und Beton (1) + 3): Verbunddübel in ungerissemem Beton, 2) + 4): Verbunddübel in gerissemem Beton) [App2009]

In [Eli1991a] sind neben Einzeldübelversuchen mit Hinterschnitt- und Spreizdübeln auch Versuchsergebnisse von Verbunddübeln in gerissemem Beton zusammengefasst, siehe Bild 50. Ähnlich wie bei Hinterschnitt- und Spreizdübeln ist bei Zugbelastung eine signifikante Abnahme der Höchstlast mit zunehmender Rissbreite zu beobachten.

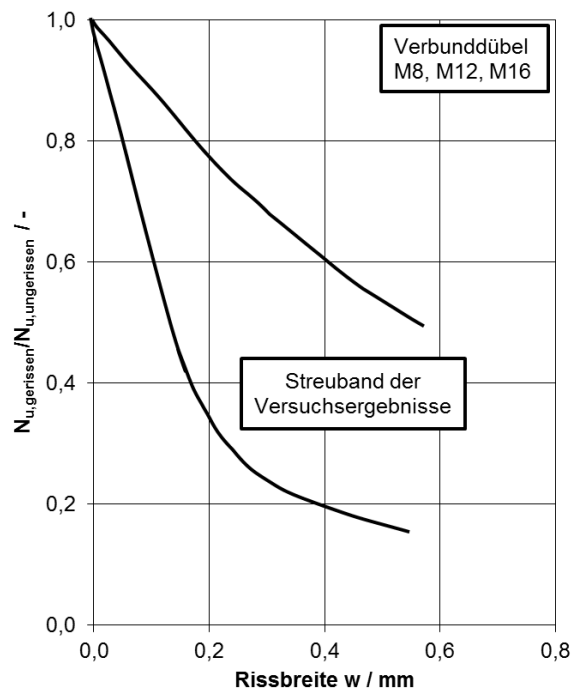


Bild 50: Abnahme der Höchstlasten von Verbunddübeln im gerissemem Beton bei Zugbelastung (nach [Eli1991a])

Unter Querbelastung verändert sich das Tragverhalten von Verbunddübeln in gerissenem Beton nur geringfügig, wenn ausreichende Randabstände und Verankerungstiefen gewährleistet sind [Eli2006].

3.3.3.7 Einfluss der konstruktiven Ausführung

Anlagenteile in Kernkraftwerken werden in der Regel über Halterungen/Stützkonstruktionen mit Ankerplatten und Dübeln an Stahlbetonbauteilen befestigt, siehe Bild 51. Für eine symmetrische Lasteinleitung in die Dübel eignen sich Mehrfachbefestigungen mit einer geraden Anzahl von Dübeln. Die im Anlagenteil wirkenden Kräfte und Momente werden über die Halterung/Stützkonstruktion in die Befestigung und anschließend in das Stahlbetonbauteil eingeleitet. Bei Vor- oder Durchsteckmontage von Hinterschnitt- und Spreizdübeln übertragen die Dübel keine Druckkräfte, diese werden direkt zwischen Ankerplatte und Stahlbetonbauteil übertragen.

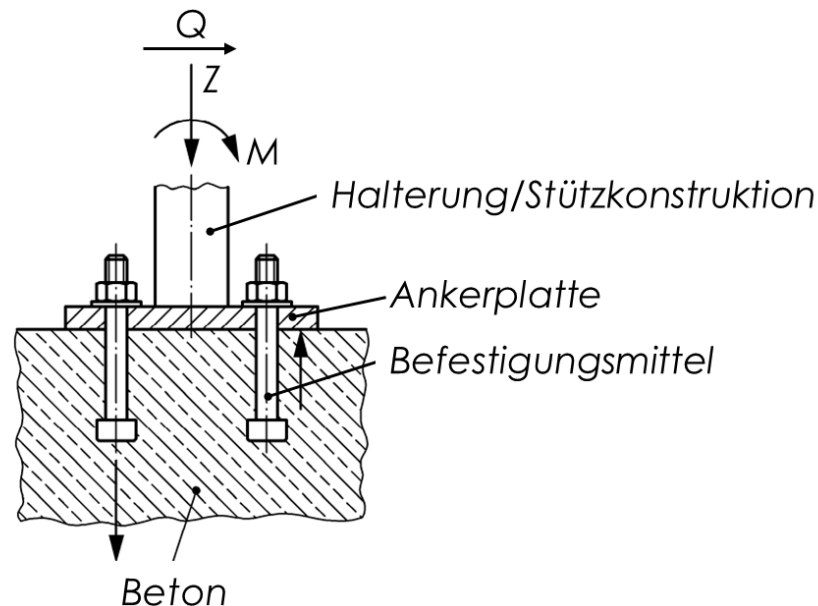


Bild 51: Konstruktive Ausführung einer Befestigung sowie wirkende Kräfte und Momente (nach [DIN2009c])

Bei Gruppenbefestigungen mit Dübeln, die durch Betonausbruch versagen, ist eine signifikante Abhängigkeit der Betonausbruchlast vom Achsabstand der Dübel untereinander festzustellen, vgl. dazu [Reh1988]. Das Tragverhalten der Befestigung als Ganzes wird darüber hinaus durch das Tragverhalten der Ankerplatte und der Einzeldübel beeinflusst. Nach [DIN2009c] können in Bezug auf das Tragverhalten der Befestigung die in Bild 52 gezeigten Fälle unterschieden werden. Bei duktilem Verhalten des Dübels wird das Tragverhalten der Befestigung durch das Tragverhalten der einzelnen Dübel bestimmt während bei duktilem Verhalten der Ankerplatte das Tragverhalten der Ankerplatte entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten der gesamten Befestigung hat.

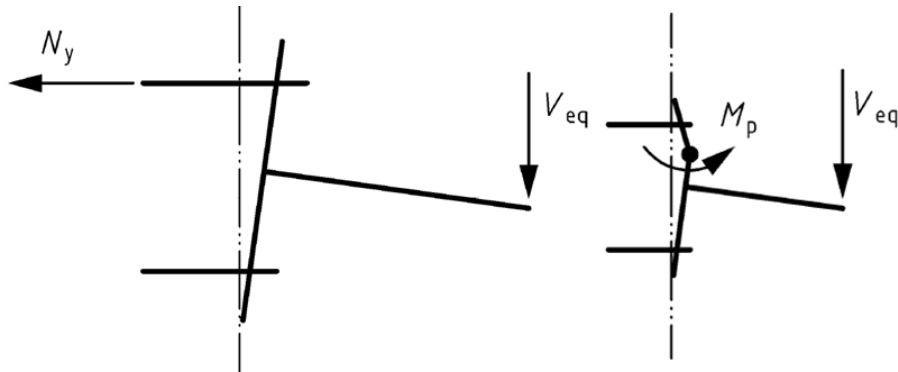


Bild 52: Tragverhalten bei duktilem Verhalten des Dübels (links) und duktilem Verhalten der Ankerplatte (rechts) [DIN2009c]

Infolge der einwirkenden Kräfte auf die Dübel treten mit zunehmender Lasthöhe bleibende Dübelverschiebungen sowohl bei Zug- als auch bei Querbelastung auf. Dieses Verhalten gilt sowohl für Hinterschnitt-, Spreizdübel und Schraubanker als auch für Verbunddübel. Experimentelle Ergebnisse zu Einzeldübelversuchen unter zyklisch ansteigender Zug- und Querbelastung sind in [Mah2016] zu finden. Exemplarisch ist das Last-Verschiebungsverhalten unter zyklisch ansteigender Zug- und Querbelastung für Spreizdübel in Bild 53 dargestellt.

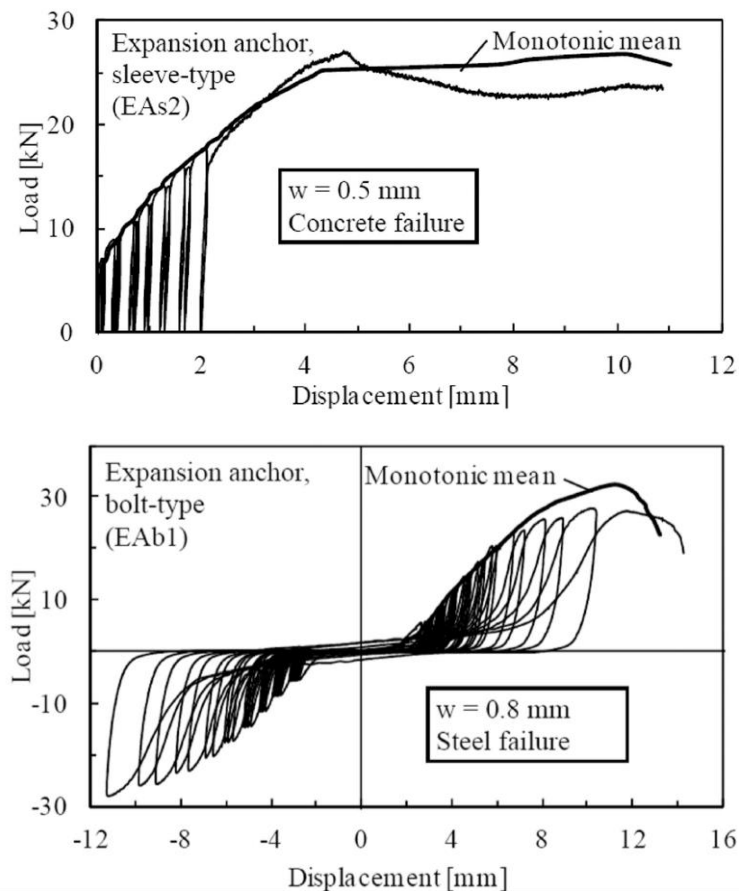


Bild 53: Last-Verschiebungsverhalten unter zyklisch ansteigender Zug- und Querbelastung bei Spreizdübeln [Mah2016]

Durch die bleibenden Dübelverschiebungen entstehen bei einer Boden- oder Deckenbefestigung zusätzliche Spalte in horizontaler und vertikaler Richtung, siehe Bild 54. In horizontaler Richtung setzt sich der horizontale Spalt aus dem Lochspiel zwischen Ankerbolzen/-hülse und Ankerplattenbohrloch und dem Spalt zwischen Ankerbolzen/-hülse und Betonbohrloch zusammen. Der Spalt im Betonbohrloch erweitert sich zur Betonoberfläche hin aufgrund des Eindrückens unter Querbelastung (rot markierter Bereich in Bild 54 (rechts)). Bei wechselnder Zug- oder Querbelastung besitzt der Dübel bis zum Überbrücken der Spalte nahezu keinen Widerstand, sodass eine Verschiebungszunahme ohne signifikante Lasterhöhung stattfindet. Bei einer Wandbefestigung ist die Lage der Spalte vergleichbar, aufgrund der um 90° gedrehten Anordnung der Befestigung wird nur die Richtungsbezeichnung vertauscht.

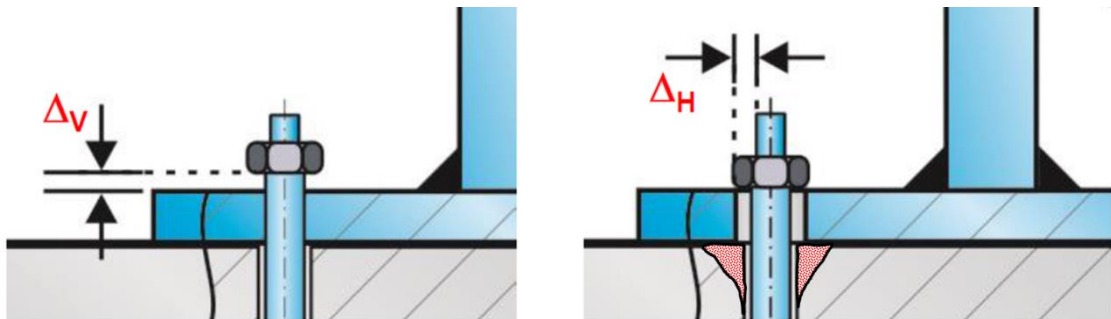


Bild 54: Spalte in vertikaler (links) und horizontaler Richtung (rechts) bei einer Boden- oder Deckenbefestigung infolge bleibender Dübelverschiebungen (nach [Bor2016])

Das Tragverhalten einer Befestigung mit Ankerplatte und Dübeln wird darüber hinaus durch die Reibverhältnisse zwischen Ankerplatte und Betonbauteil beeinflusst. Wird in der Befestigung durch äußere Druckkräfte oder innere Kräfte z. B. durch Vorspannung eine Flächenpressung zwischen Ankerplatte und Betonbauteil erzeugt, wirken Reibungskräfte entgegen der äußeren Querbelastungsrichtung. In [Rie2009] wurde das Quertragverhalten von Spreizdübeln bei unterschiedlichen Montagevorspannkraften untersucht, siehe Bild 55. Infolge der Reibung zwischen Ankerplatte und Betonbauteiloberfläche sind die Flächeninhalte der Hysteresen bei 50 % Vorspannkraft deutlich größer als bei 0 %. Dies führt rechnerisch zu einer signifikant höheren äquivalenten viskosen Dämpfung, vgl. Bild 56.

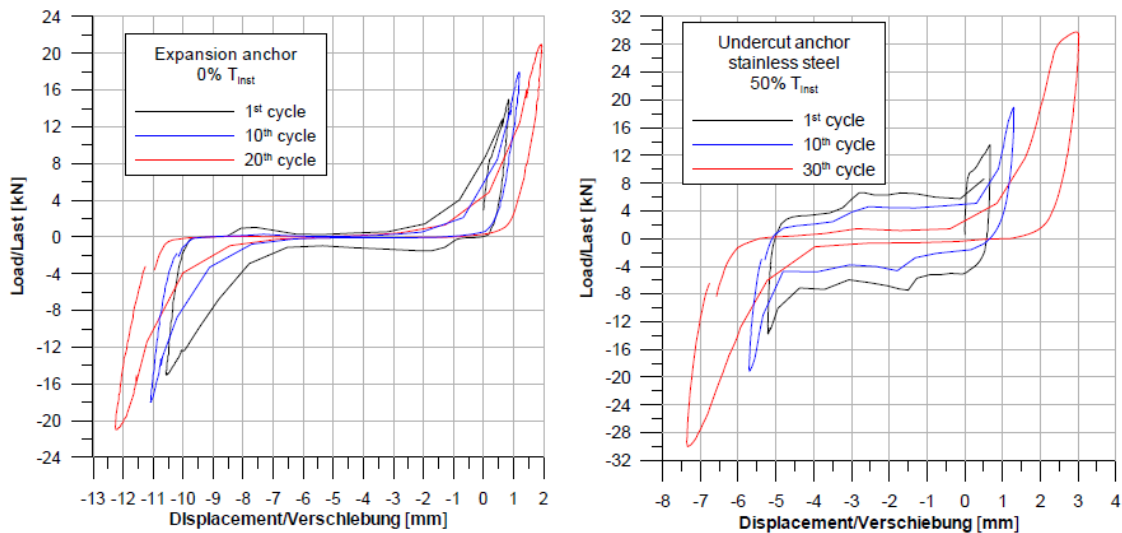


Bild 55: Quertragverhalten eines Spreizdübels bei 0 % (links) und eines Hinterschnittdübels bei 50 % Montagevorspannkraft (rechts) [Rie2009]

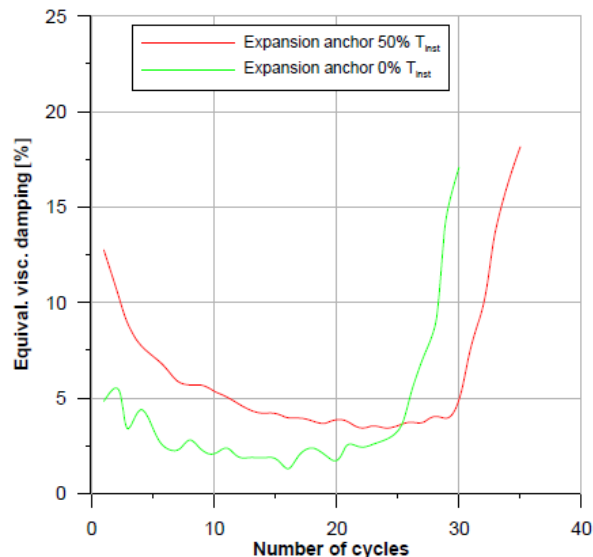


Bild 56: Äquivalente viskose Dämpfung für eine Befestigung mit Spreizdübeln unter Querbelastung bei unterschiedlichen Vorspannkraftniveaus [Rie2009]

Bei hohen Sicherheits- und Lastanforderungen werden Befestigungen mit Dübelgruppen eingesetzt. Die über die Halterung/Stützkonstruktion eingeleiteten Schnittkräfte und –momente teilen sich auf die Dübelkräfte (N, V) und Stützkräfte (C) zwischen Ankerplatte und Betonbauteil auf, siehe Bild 57.

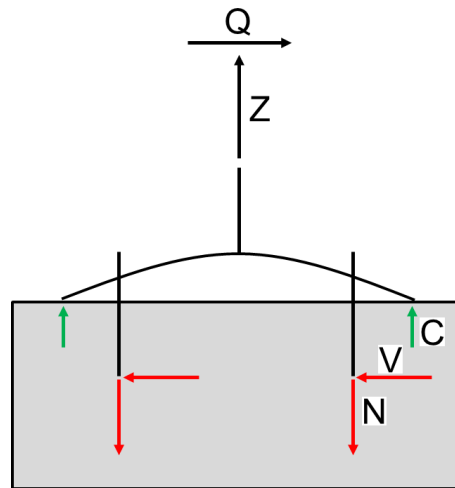


Bild 57: Aufteilung der Schnittkräfte und -momente in einer Gruppenbefestigung

Befinden sich ein oder mehrere Dübel einer Dübelgruppe in gerissenem Betonuntergrund, ändert sich die Lastaufteilung in der Dübelgruppe und es findet eine Lastumlagerung auf die im ungerissenen Beton montierten Dübel statt [Mah2010]. Dies zeigt sich in Experimenten mit statischer Vorbelastung der Dübelgruppe und anschließender zyklischer Belastung oder zyklischem Rissöffnen und -schließen, vgl. Bild 58.

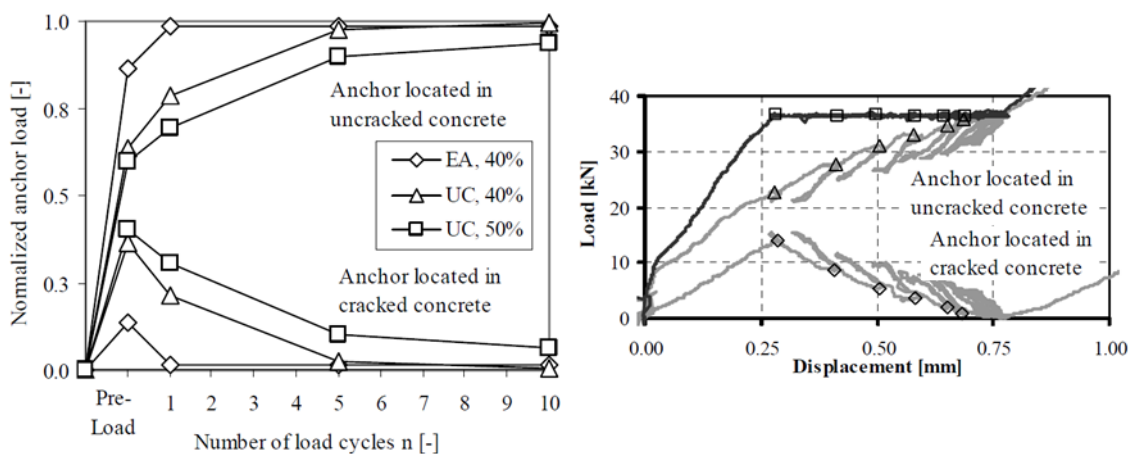


Bild 58: Lastumlagerung in einer Gruppenbefestigung mit zwei Dübeln während zyklischer Belastung (links) und zyklischem Rissöffnen und -schließen (rechts) [Mah2010]

Neben der konstruktiven Ausführung der Befestigung hat auch die konstruktive Gestaltung des Betonbauteils Einfluss auf das Tragverhalten der Einzeldübel bzw. der Gruppenbefestigung. Die konstruktive Ausführung umfasst neben den geometrischen Abmessungen auch die Anordnung der Bewehrung.

Wenn die Dübelkräfte senkrecht zur Zugbewehrungsrichtung in das Betonbauteil eingeleitet werden, führt die Bewehrung nicht zu einer signifikanten Erhöhung der Höchstlasten bei Betonausbruch. Lediglich beim Nachbruchverhalten

nach Erreichen der Höchstlast ist eine Erhöhung der Duktilität festzustellen [Eli2006]. Werden Dübel in der Nähe der Oberflächenbewehrung oder in hochbewehrten Bereichen montiert, kann durch die Überlagerung der Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton und den resultierenden Spannungen aus der lokalen Einleitung der Dübelkräfte eine Absenkung der Betonausbruchlast eintreten [Eli2006].

Während die Zugbewehrung zu einer geringfügigen Erhöhung oder sogar zu einer Absenkung der Betonausbruchlasten führen kann, ist durch eine Rückhänge- oder Bügelbewehrung in der Nähe der Befestigung eine Erhöhung der Höchstlasten zu beobachten [Eli2006]. Bei Ausbildung des Betonausbruchkegels werden weiterhin Zugkräfte von der Befestigung über die Rückhänge- oder Bügelbewehrung in die tieferliegende ungerissene Zone des Betonbauteils übertragen.

Bei Querbelastung der Befestigung führt die Zugbewehrung im Betonbauteil zu einer Erhöhung der Höchstlasten bei Betonkantenbruch [Eli2006].

3.3.3.8 Einfluss des Beanspruchungszustands im Betonuntergrund

Der Beanspruchungszustand im Betonuntergrund kann auf zwei Arten Einfluss auf das Tragverhalten einer Befestigung nehmen [Eli2006]:

1. Überlagerung von Last- und Zwangsbeanspruchungen des Betonbauteils und Beanspruchungen infolge der lokalen Lasteinleitung von Dübeln
2. Öffnen und Schließen von Rissen infolge der Lasteinwirkung auf das Betonbauteil

Überlagern sich Bauteilbeanspruchungen und lokale Beanspruchungen aus Dübelkräften, kann dies zu einer Reduzierung der Betonausbruchlasten führen [Eli1991b], vgl. Bild 59. Die lokalen Spannungen σ_1 überlagern sich dabei mit den Last- oder Zwangsbeanspruchungen σ_{add} und begünstigen somit ein beschleunigtes Risswachstum.

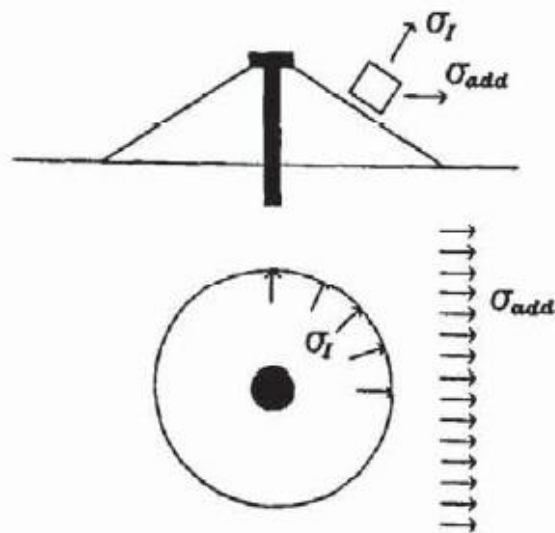


Bild 59: Überlagerung von Last- oder Zwangsbeanspruchungen σ_{add} und lokalen Beanspruchungen aus Dübelkräften σ_I [Eli1991b]

Erfahren Betonbauteile transiente oder dynamische Einwirkungen, treten infolge des wiederholten Öffnens und Schließens von Betonrissen im Verankerungsgrund insbesondere bei Dübeln mit reib- und formschlüssiger Kraftübertragung bleibende Dübelverschiebungen auf, siehe Bild 60. Aufgrund des 1. Rissöffnens bildet sich eine geometrische Unverträglichkeit zwischen den Berührungsflächen des Ankerbolzens und der Bohrlochwand aus. Die geometrische Unverträglichkeit wird durch ein Nachrutschen des belasteten Dübels ausgeglichen. Wenn sich der Riss im Betonbauteil aufgrund der sich ändernden Beanspruchung schließt, wird der Dübel teilweise elastisch zurückgedrückt und zum anderen in den Beton eingedrückt. Die daraus resultierende bleibende Dübelverschiebung vergrößert sich schrittweise mit jedem Rissöffnungszyklus.

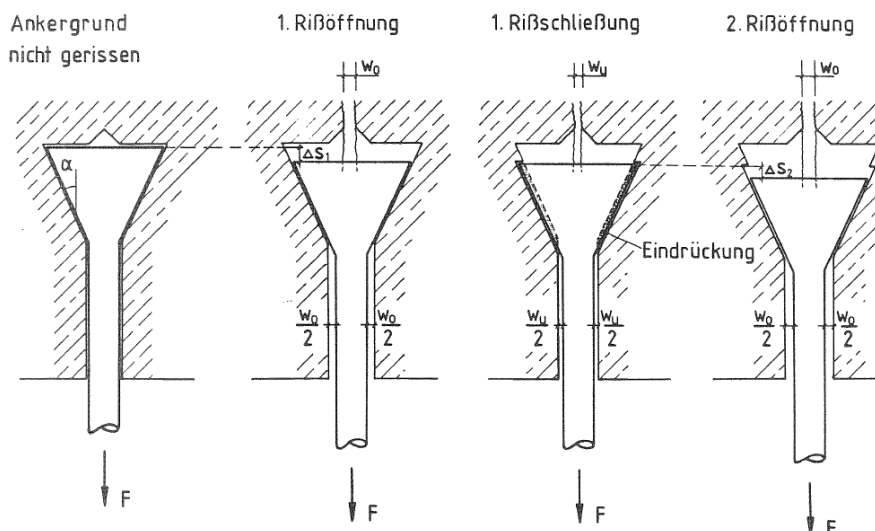


Bild 60: Verschiebungsverhalten eines Hinterschnittdübels bei Öffnen und Schließen von Rissen [Lot1993]

In Bild 61 sind die Dübelverschiebungen von Kopfbolzen, Spreizdübeln, Schraubankern und Hinterschnittdübeln dargestellt in Abhängigkeit von der Anzahl an Rissöffnungszyklen. Deutlich zu erkennen ist der höhere Verschiebungszuwachs der Dübel mit reibschlüssiger Kraftübertragung gegenüber den Dübeltypen mit formschlüssiger Kraftübertragung.

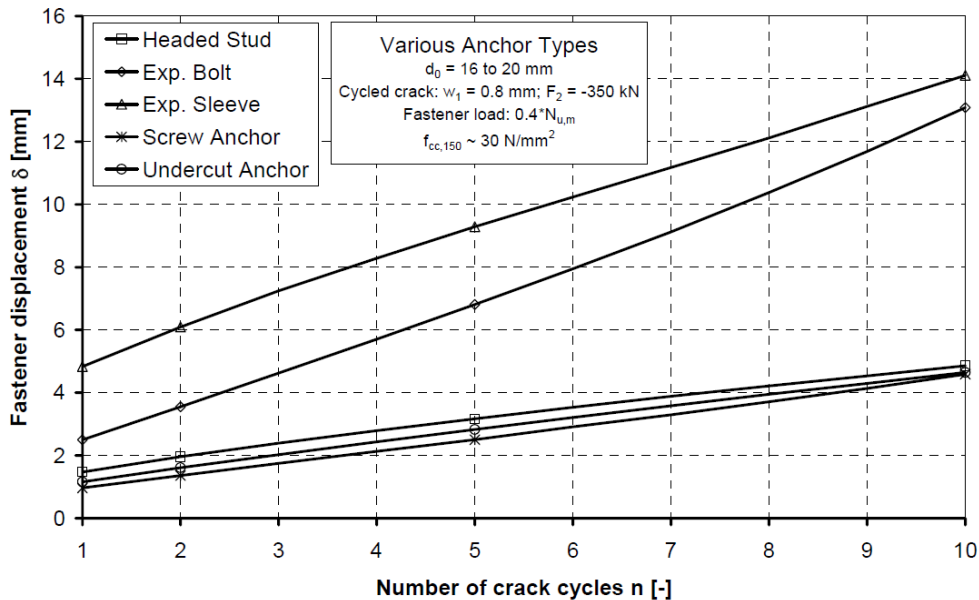


Bild 61: Dübelverschiebungen verschiedener Dübeltypen in Abhängigkeit von der Anzahl an Rissöffnungszyklen [Hoe2006]

3.3.3.9 Einfluss der Dübelvorspannung

Ähnlich wie bei Schraubenverbindungen im Maschinenbau werden auch im Bauwesen die Dübel einer Befestigung vorgespannt. In Bild 62 sind die Kräfteverhältnisse in einer Schraubenverbindung im Montage- und Betriebszustand dargestellt. Bei der Montage wird durch Anziehen der Schraube bzw. des Dübels eine Montagevorspannkraft F_M in der Verbindung erzeugt, die zu einem Zusammenpressen der Bauteile führt. Im Betriebszustand wirken äußere Kräfte F_A auf die Verbindung, die sich mit der Montagevorspannkraft F_M überlagern. Daraus resultiert neben der Längenänderung f_{SA} bzw. f_{PA} der Bauteile eine reduzierte Restklemmkraft F_{KR} .

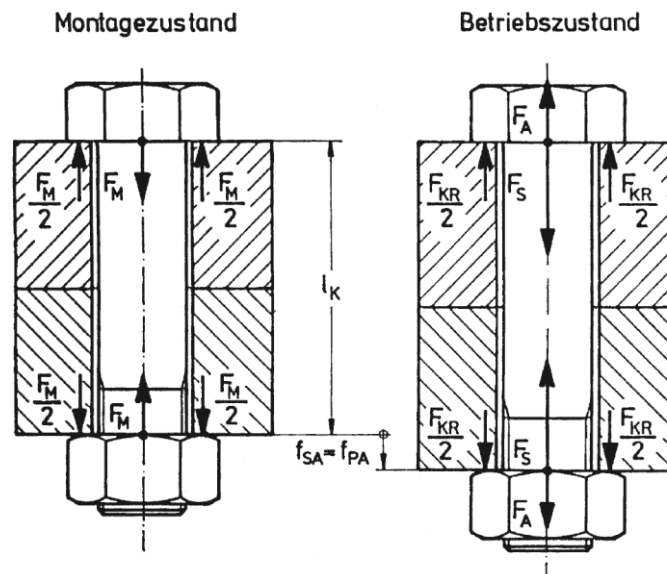


Bild 62: Kräfteverhältnisse in einer Schraubenverbindung im Montage- und Betriebszustand [Wie2007]

Dieses Verhalten kann anschaulich im Verspannungsschaubild dargestellt werden, siehe Bild 63. Im Montagezustand wird die Schraube bzw. der Ankerbolzen um die Längenänderung f_{SM} gedehnt und die Platten bzw. die Ankerplatte und der Betonuntergrund um die Längenänderung f_{PM} gestaucht. Bei einer äußeren Zugkraft F_A reduziert sich durch die gleichzeitige Dehnung der Schraube und die Entlastung der Platten die Vorspannkraft F_M . Bei einer äußeren Druckkraft findet eine Entlastung der Schraube und eine zusätzliche Stauchung der Platten statt, was ebenfalls zu einer Reduzierung der Vorspannkraft F_M führt.

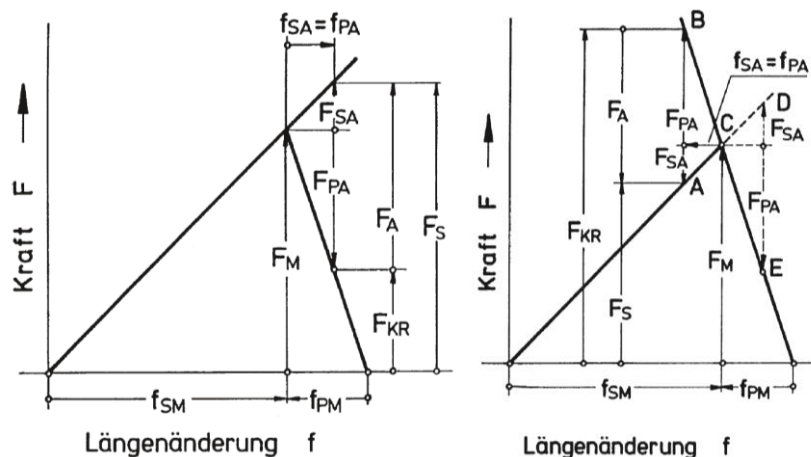


Bild 63: Verspannungsschaubild einer Schraubenverbindung im Montage- und Betriebszustand bei äußerer Zug- (links) und Druckkraft (rechts) [Wie2007]

Die Höhe der Vorspannkraft beeinflusst die Dauerhaltbarkeit und das Tragverhalten einer Schrauben- bzw. Dübelverbindung. In Bild 64 sind exemplarisch zwei Verspannungsschaubilder einer vorgespannten und nicht vorgespannten Verbindung dargestellt. Bei einer vorgespannten Verbindung ist die zusätzliche

Kraft auf die Schraube F_{SA} infolge der Betriebsbelastung F_A wesentlich kleiner, da eine Kraftübertragung zwischen den Platten durch die Restklemmkraft F_{KR} ermöglicht wird. Aufgrund der hohen Steifigkeit der Platten ist die zusätzliche Längenänderung der Schraube f_{SA1} klein. Bei einer nicht vorgespannten Verbindung wird die Betriebskraft F_A direkt in die Schraube eingeleitet. Aufgrund der geringeren Steifigkeit der Schraube gegenüber der Steifigkeit der Platten ist die zusätzliche Längenänderung der Schraube f_{SA2} groß.

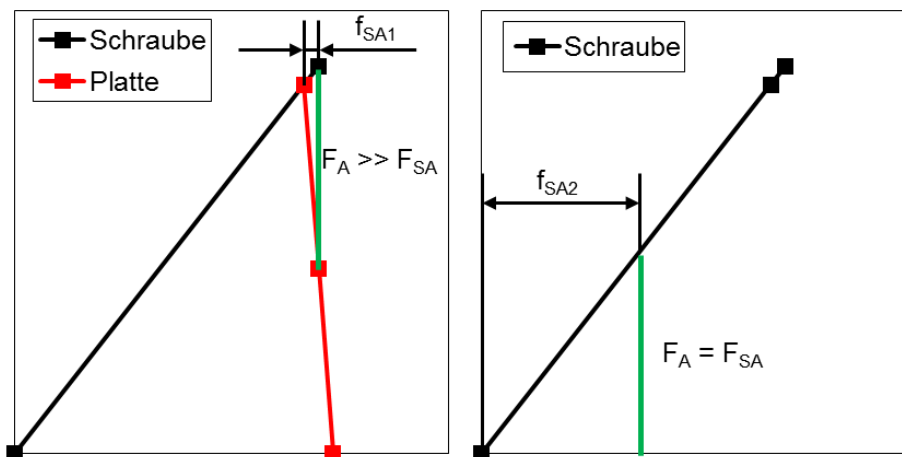


Bild 64: Verspannungsschaubilder einer vorgespannten (links) und nicht vorgespannten Verbindung (rechts)

Die geringere Zusatzbelastung der Schraube bzw. des Dübels bei einer vorgespannten Verbindung hat insbesondere bei schwingender Betriebsbelastung eine höhere Dauerschwingfestigkeit der Schraube bzw. des Dübels zur Folge. Darüber hinaus verhält sich die Verbindung sehr steif, solange eine Restklemmkraft zwischen den Bauteilen aufrechterhalten wird.

Vorgespannte Verbindungen gewährleisten eine Flächenpressung sowohl zwischen Dübel und Ankerplatte als auch zwischen Ankerplatte und Betonbauteil. Aus der Flächenpressung resultieren Reibkräfte, wenn die Befestigung mit Querkraften belastet wird. Der Einfluss der Reibkräfte auf das Tragverhalten unter Querbewehrung wurde bereits in Kapitel 3.3.3.7 erläutert.

3.3.4 Anwendung von Dübelverbindungen in kerntechnischen Anlagen

3.3.4.1 Rechtliche Rahmenbedingungen und geltende Richtlinien

Innerhalb der Europäischen Union (EU) müssen Bauprodukte, zu denen auch Dübel gehören, allgemeine Mindestanforderungen für Leistungs- und Qualitätsnachweise erfüllen. Die Mindestanforderungen sind in der „Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlaments und des Rates“ [EUR2011] spezifiziert. Weist der Hersteller des Bauprodukts die Übereinstimmung des Baupro-

dukts mit geltenden europäischen und nationalen Richtlinien nach, darf er die CE-Kennzeichnung am Bauprodukt vornehmen, welches das Inverkehrbringen in europäischen Binnenmarkt erlaubt.

In Deutschland werden die rechtlichen Rahmenbedingungen und Anforderungen an Bauprodukte durch die Landesbauordnungen festgelegt. In der Landesbauordnung Baden-Württemberg [LBW2010] werden Bauprodukte allgemein in geregelte, nicht geregelte und sonstige Bauprodukte eingeteilt. Die einzelnen Bauprodukte sind in Bauregellisten [DIBt2015a] aufgeführt, die vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) in Abstimmung mit den obersten Bauaufsichtsbehörden herausgegeben werden. Für geregelte Bauprodukte gibt es anerkannte Regeln der Technik, z. B. DIN- oder DIN EN-Normen, die in den Bauregellisten aufgeführt sind. Nicht geregelte Bauprodukte weichen von den anerkannten Regeln der Technik ab oder es gibt keine Technischen Baubestimmungen und anerkannten Regeln. Geregelte und nicht geregelte Bauprodukte dürfen in Deutschland verwendet werden, wenn ihre Verwendbarkeit im Übereinstimmungsnachweis bestätigt wurde und sie mit einem Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) gekennzeichnet sind. Bei nicht geregelten Bauprodukten wird die Übereinstimmung durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ), ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis (abP) oder eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) vom DIBt bestätigt. Für sonstige Bauprodukte gibt es zwar anerkannte Regeln der Technik, sie sind jedoch nicht in Bauregelliste A enthalten. Für diese Bauprodukte sind deshalb keine Verwendbarkeits- und Übereinstimmungsnachweise erforderlich.

Dübelbefestigungen werden europaweit in Bauwerken eingesetzt, sodass Dübelprodukte üblicherweise eine CE-Kennzeichnung tragen und damit die Übereinstimmung mit europaweit harmonisierten technischen Regeln gewährleisten. Bauprodukte mit CE-Kennzeichnung werden nach [DIBt2015a] in der Bauregelliste B eingruppiert. Für die Verwendbarkeits- und Übereinstimmungsnachweise wurden auf europäischer Ebene sogenannte „Leitlinien für die Europäische Technische Zulassung“ von Bauprodukten von der Europäischen Organisation für Technische Zulassungen (EOTA) herausgegeben. Erfüllt ein Bauprodukt die gestellten Anforderungen, erhält es eine „Europäische Technische Zulassung“ (ETA).

Speziell für Metalldübel zur Verankerung in Beton wurde die ETAG 001 herausgegeben. Die ETAG 001 ist gegenwärtig laut [DIBt2015a] auch die anzuwendende Zulassungsleitlinie für Übereinstimmungsnachweise von Dübeln. Die ETAG 001 „Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung von Metalldübeln zur Verankerung im Beton“ ist in folgende Teile und Anhänge gegliedert [EOTA2016]:

- Teil 1: Dübel im Allgemeinen
- Teil 2: Drehmomentkontrollierte Spreizdübel
- Teil 3: Hinterschnittdübel
- Teil 4: Wegkontrollierte Spreizdübel
- Teil 5: Verbunddübel
- Teil 6: Dübel für die Verwendung als Mehrfachbefestigung von nicht tragenden Systemen
- Anhang A: Einzelheiten der Versuche
- Anhang B: Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen – Detaillierte Angaben
- Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen
- Anhang E: Beurteilung von Metaldübeln unter seismischer Einwirkung

3.3.4.2 Anforderungen an Dübelverbindungen in Kernkraftwerken

Für zahlreiche Dübelprodukte existieren abZ für den allgemeinen Hochbau. Für Dübelbefestigungen in Kernkraftwerken werden jedoch aufgrund der hohen Sicherheitsanforderungen höhere Anforderungen gestellt, die von den ETAG 001-Richtlinien nicht abgedeckt sind. Die zusätzlichen Anforderungen werden im „Leitfaden für Dübelbefestigungen in Kernkraftwerken und anderen kerntechnischen Anlagen“ [DIBt2010] definiert. Erfüllt ein Dübelprodukt diese Anforderungen, erhält das Produkt eine abZ für die Verwendung in kerntechnischen Anlagen.

Folgende Anforderungen werden an sicherheitstechnisch wichtige Dübelbefestigungen in kerntechnischen Anlagen gestellt [DIBt2010]:

- Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und ggf. für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Eignung des Dübels für gerissenen und ungerissenen Beton
- Eignungsnachweis erfolgt durch eine abZ oder ZiE unter Anwendung der ETAG 001-Richtlinien
- Zusätzlicher Eignungsnachweis für sehr große Rissbreiten $w_1 = 1,0$ mm und $w_2 = 1,5$ mm
- Dübelverschiebungen sollten für die Annahme einer starren Verankerung in allen Richtungen nicht größer sein als 3 mm
- Die Mindestverankerungstiefe sollte $h_{ef} = 80$ mm betragen
- Korrosions-, Brand- und ggf. Strahlenschutzanforderungen sowie Qualitätssicherungsmaßnahmen bei Bemessung und Montage sind zu beachten

Dem Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit gemäß [DIBt2010] liegt die Unterscheidung zwischen drei Anforderungskategorien nach [DIN2008a] zugrunde. Den Anforderungskategorien werden Einwirkungen auf die Dübelbefestigung entsprechend der Auftretenshäufigkeit und –wahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer zugeordnet. Für die Anforderungskategorien werden unterschiedliche Teilsicherheitsfaktoren festgelegt, sodass sich unterschiedliche Tragfähigkeiten der Dübelbefestigung ergeben. Die Zuordnung von Anforderungskategorien und Einwirkungen ist in Tabelle 9 zusammengefasst.

Anforderungskategorie	Einwirkungskombination
A1	ständige und vorübergehende Einwirkungen
A2	außergewöhnliche Einwirkungen mit mehrfachem Auftreten
A3	außergewöhnliche Einwirkungen mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit (einmaliges Auftreten)

Tabelle 9: Zuordnung von Anforderungskategorien und Einwirkungen (nach [DIN2008a] [DIBt2010])

3.4 Verhalten des gekoppelten Systems Bauwerk-Befestigung-Komponente bei Erdbeben

In den letzten Jahrzehnten sind eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zum Verhalten des gekoppelten Systems Bauwerk-Befestigung-Komponente bei dynamischen oder erdbebenähnlichen Belastungen durchgeführt worden, von denen in der vorliegenden Arbeit folgende näher betrachtet werden:

- Untersuchungen von Wörner [Wör1985]
- Untersuchungen von Rieder [Rie2009]
- Untersuchungen von Watkins [Wat2011] und Mahrenholtz [Mah2012]
- Untersuchungen von Kerkhof [Ker2015], Dwenger [Dwe2015] und Fröhlich [Frö2016]
- Untersuchungen von Borschnek, Herrmann und Müller [Bor2016]

3.4.1 Untersuchungen von Wörner

In [Wör1985] wurde das Verhalten des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-Komponente an zwei verschiedenen Versuchsständen untersucht, siehe Bild 65. Bei einer Versuchsreihe wurde eine konzentrierte Masse über ein Stahlprofil an einem kleinen quasistarren Betonprobekörper mit einer Betonverankerung befestigt (Bild 65 oben), bei der anderen Versuchsreihe an einer schwingungsfähigen Betonplatte (Bild 65 unten). Die beiden Versuchs-

stände wurden jeweils erdbebenähnlich bei unterschiedlichen Beschleunigungsniveaus belastet.

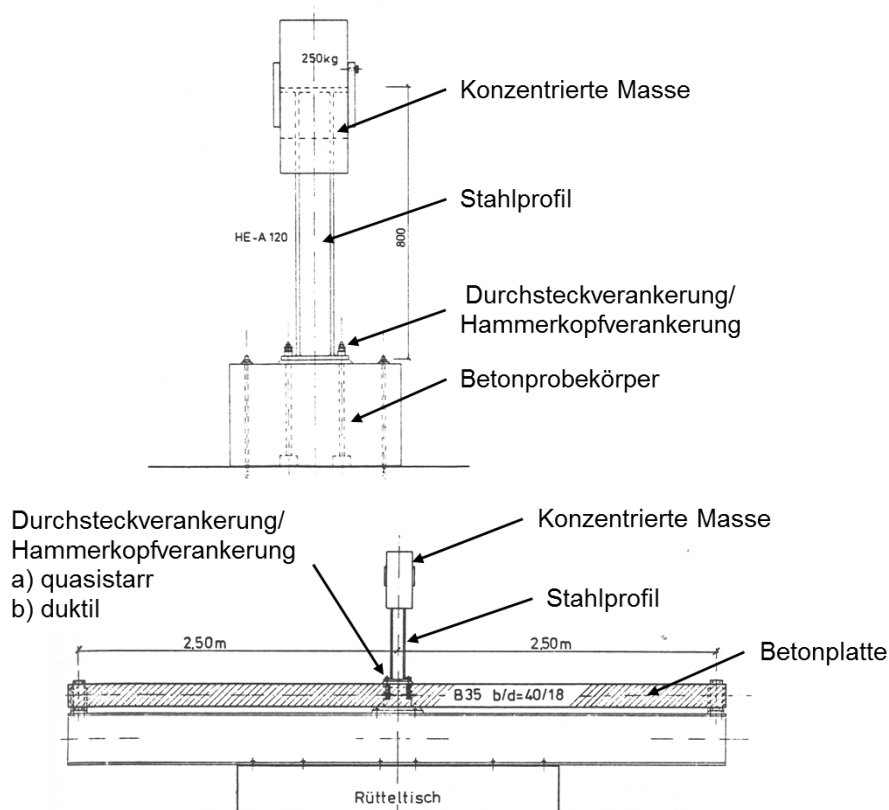


Bild 65: Versuchsstände zur Untersuchung des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-Komponente bei Erdbeben [Wör1985]

Bei den Versuchen mit quasistarrem Betonprobekörper (Bild 65 oben) konnte bei sehr kleinen Anregungsamplituden eine sehr große Steifigkeit der Verankerung festgestellt werden, das Verhalten der Befestigung hatte somit keinen signifikanten Einfluss auf das Schwingungsverhalten der konzentrierten Masse. Bei mittleren Anregungsamplituden wurde die Rückstellmoment des Eigengewichts überwunden und es kam zu einem Abheben der Ankerplatte vom Betonprobekörper aufgrund der bleibenden Verschiebungen der Verankerungen. Durch das Abheben wies die Befestigung kurzzeitig eine geringere Steifigkeit auf. Bei hohen Anregungsamplituden traten plastische Verformungen in den Ankerbolzen auf, die mit jedem Lastzyklus größer wurden. Durch die plastische Verformung der Ankerbolzen vergrößerten sich die Verschiebungswege der konzentrierten Masse signifikant.

Bei den Versuchen mit schwingungsfähiger Betonplatte (Bild 65 unten) und quasistarrer Verankerung (Fall a)) reduzierte sich das Maximum der Übertragungsfunktion im Vergleich zum quasistarren Betonprobekörper. Darüber hinaus traten zusätzliche Maxima im höherfrequenten Bereich auf, die aus den Biegeschwingungen höherer Ordnung resultierten. Bei Verwendung einer duktilen

Verankerung (Fall b)) wird die Schwingungsantwort der konzentrierten Masse durch das nichtlineare Verhalten der Verankerung dominiert, die Einflüsse der dynamischen Wechselwirkung zwischen Betonplatte und konzentrierter Masse traten in den Hintergrund.

3.4.2 Untersuchungen von Rieder

In [Rie2009] wurde das Verhalten des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-Einmassenschwinger an zwei verschiedenen Versuchsständen untersucht. Bei einem Versuchsstand wurden Betonprobekörper zu horizontalen erdbebenähnlichen Schwingungen angeregt, siehe Bild 66 oben. Die Einzeldübel wurden über eine Schwungmasse mit Querlasten beaufschlagt. Beim anderen Versuchsstand wurde eine Gruppenbefestigung mit vier Dübeln auf einem Rütteltisch dreiachsig belastet, siehe Bild 66 unten.

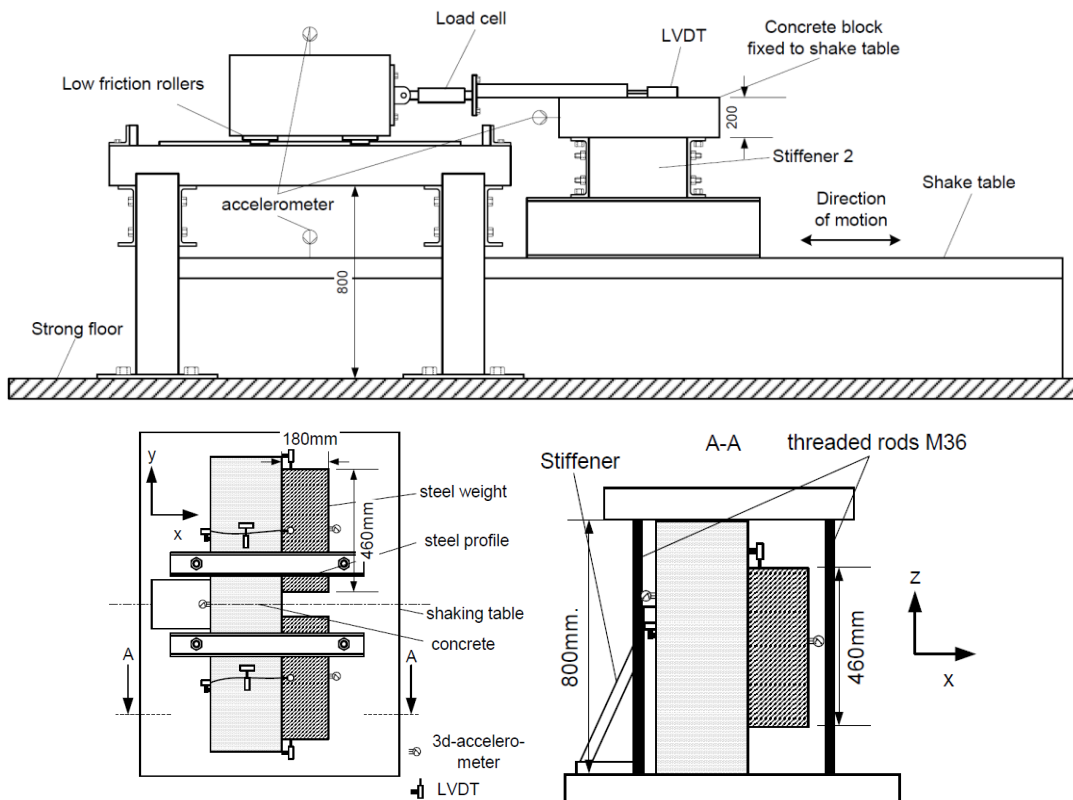


Bild 66: Versuchsstände zur Untersuchung des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-Einmassenschwinger bei Erdbeben [Rie2009]

Das schematische Verhalten der Befestigung während der Versuche zeigt Bild 67. Bei Belastung der Ankerplatte durch eine Querkraft erfährt der Ankerbolzen eine kombinierte Schub- und Biegebeanspruchung. Aufgrund des vorhandenen Spalts in horizontaler Richtung zwischen Ankerbolzen und Bohrlochwand und dem Lochspiel zwischen Ankerbolzen und Ankerplattenbohrloch besitzt der Dübel zu Beginn der Belastung nahezu keine Steifigkeit (1) in Bild 67). Nach dem Anliegen des Ankerbolzens an die Bohrlochwand wird der Ankerbol-

zen in den Beton eingedrückt (2) in Bild 67). Bei Entlastung verhält sich der Dübel nahezu elastisch, sodass eine bleibende Verschiebung zurückbleibt (3) in Bild 67). Beim Wechsel der Belastungsrichtung besitzt der Dübel bis zum erneuten Anliegen an der gegenüberliegenden Bohrlochwand wiederum nahezu keine Steifigkeit (4) in Bild 67). Das oben beschriebene Last-Verschiebungsverhalten wiederholt sich bei den folgenden Lastzyklen (5) in Bild 67). Aufgrund des Last-Verschiebungsverhaltens des Dübels tritt ein ausgeprägtes Hystereseverhalten auf, bei dem sich die umschlossene Hystereseschleife im Verschiebungsbereich um 0 mm einengt (6) in Bild 67).

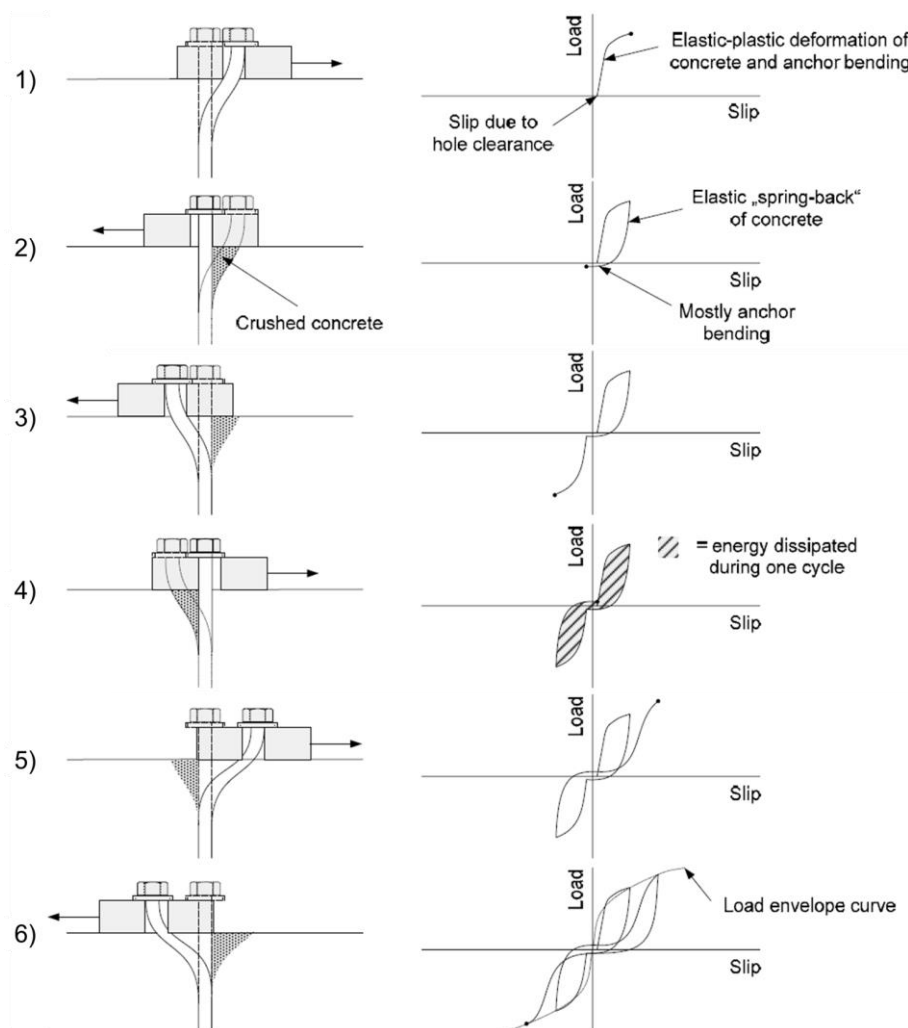


Bild 67: Strukturdynamisches Verhalten der Befestigung bei wechselnder Querbelastung (schematisch) [Rie2009]

Bei den Versuchen konnte eine signifikante Überhöhung der Antwortbeschleunigung der Schwungmassen festgestellt werden. Durch die bleibende Verschiebung der Dübel in Zug- und Querrichtung entstanden Spalte in vertikaler und horizontaler Richtung zwischen Ankerplatte und Betonbauteil sowie zwischen Ankerbolzen und Ankerplatte, sodass eine nahezu widerstands- und reibungsfreie Bewegung der Schwungmasse ermöglicht wurde. Durch die Überhöhung

der Antwortbeschleunigungen wurden teilweise geringe Erhöhungen bei den Dübelbelastungen auf Bemessungslastniveau gemessen.

3.4.3 Untersuchungen von Watkins und Mahrenholtz

In [Wat2011] wurden Rütteltischversuche mit einem gerissenen Betonprobekörper und einer konzentrierten Masse durchgeführt, die über ein Stahlprofil am Betonprobekörper befestigt wurde, siehe Bild 68. Beim gerissenen Betonprobekörper wurden die Risse über Hydraulikzylinder mit einem erdbebenähnlichen Zeitverlauf geöffnet und geschlossen. Das System wurde in einer horizontalen Richtung erdbebenähnlich belastet. Aus der horizontalen Anregung resultierten hauptsächlich Zugkräfte in der Gruppenbefestigung mit vier Dübeln, die Querkräfte wurden überwiegend durch Reibungskräfte zwischen Ankerplatte und Betonbauteil übertragen.

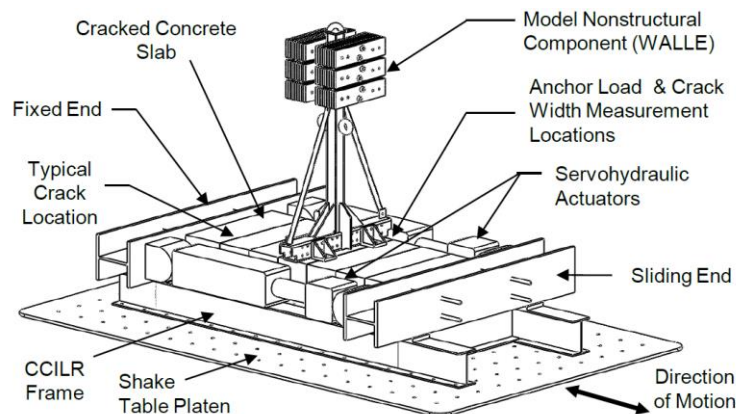


Bild 68: Versuchsstand zur Untersuchung des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-stehende Komponente bei Erdbeben [Wat2011]

Das System verhielt sich wie in Bild 69 schematisch gezeigt. Durch die horizontale Anregung des Betonbauteils erfährt die konzentrierte Masse Trägheitskräfte, die in die Befestigung übertragen werden. Die Zugkräfte werden jedoch nur auf einer Seite in die Dübel eingeleitet, auf der anderen Seite werden Druckkräfte zwischen Ankerplatte und Betonbauteil übertragen. Durch die Zugbelastung der Dübel und das gleichzeitige Öffnen der Risse im Verankerungsgrund werden die Dübel auf einer Seite herausgezogen. Beim Wechsel der Anregungsrichtung werden die Dübel auf der anderen Seite mit Zugkräften beaufschlagt. Durch die bleibenden Dübelverschiebungen entstehen Spalte in vertikaler Richtung zwischen Anker Mutter und Ankerplatte sowie zwischen Ankerplatte und Betonbauteil. Dadurch wird eine Kippbewegung des Kragarms und eine wechselseitige schlagartige Belastung der Dübel ermöglicht. Daraus resultierte in den Versuchen eine Überhöhung der Antwortbeschleunigung der konzentrierten Masse, vergleichbar zu den Ergebnissen in [Rie2009].

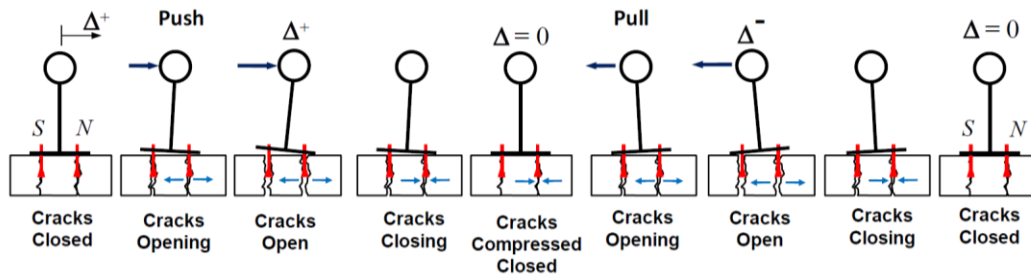


Bild 69: Verhalten des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigungskomponente bei den Versuchen (schematisch) [Wat2011]

Bei Versuchen mit vorgespannten Dübeln konnte ein vollständiger Vorspannkraftverlust bereits nach 4 -5 Riss- und Lastzyklen festgestellt werden. Außerdem war eine große Streuung bei der Aufteilung der Dübelkräfte auf die beiden belasteten Dübel vorhanden. Durch die vorhandene Streuung beim Last-Verchiebungsverhalten der Einzeldübel waren die Spalte in vertikaler Richtung nicht zu allen Zeitpunkten identisch, sodass sich eine unterschiedliche Lastaufteilung in der Gruppenbefestigung ergab. Darüber hinaus reduzierte sich die dominante Eigenfrequenz in Abhängigkeit von der Dübelverschiebung.

In [Mah2012] wurden an einem vergleichbaren Versuchsstand wie in [Wat2011] Rütteltischversuche durchgeführt, siehe Bild 70. Während die Untersuchungen in [Wat2011] mit einer stehenden Komponente durchgeführt wurden, erfolgten die Versuche in [Mah2012] mit einer hängenden Komponente.

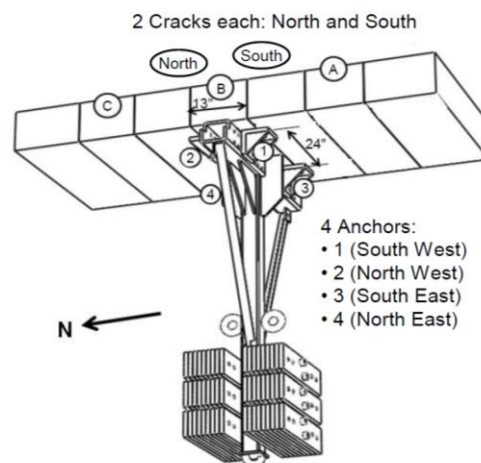


Bild 70: Versuchsstand zur Untersuchung des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigung-hängende Komponente bei Erdbeben [Mah2012]

Das System verhielt sich wie in Bild 71 schematisch gezeigt. Durch die horizontale Anregung des Betonbauteils erfährt die konzentrierte Masse Trägheitskräfte, die in die Befestigung übertragen werden. Die Zugkräfte werden jedoch nur auf einer Seite in die Dübel eingeleitet, auf der anderen Seite werden Druckkräfte zwischen Ankerplatte und Betonbauteil übertragen. Durch die Zugbelastung der Dübel und das gleichzeitige Öffnen der Risse im Verankerungsgrund

werden die Dübel auf einer Seite herausgezogen. Beim Wechsel der Anreigungsrichtung werden die Dübel auf der anderen Seite mit Zugkräften beaufschlagt. Durch die bleibenden Dübelverschiebungen entstehen Spalte in vertikaler Richtung zwischen Anker Mutter und Ankerplatte sowie zwischen Ankerplatte und Betonbauteil. Die Spalte in vertikaler Richtung werden für das strukturelle Verhalten des gekoppelten Systems jedoch erst relevant, wenn die Eigengewichtsbelastung durch die äußere Anregung überwunden wird. Nach Überwindung der Eigengewichtsbelastung findet eine Pendelbewegung des Kragarms und eine wechselseitige schlagartige Belastung der Dübel statt.

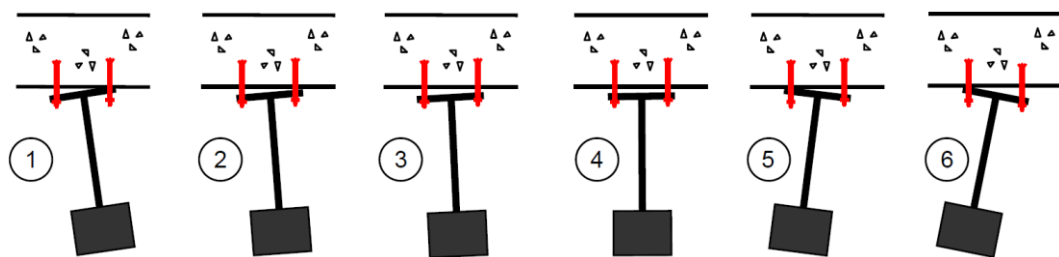


Bild 71: Verhalten des gekoppelten Systems Betonbauteil-Befestigungskomponente bei den Versuchen (schematisch) [Mah2012]

Auch bei der hängenden Komponente wurde aufgrund des unterschiedlichen Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel eine unterschiedliche Lastaufteilung festgestellt. Die Vorspannkraft in den Dübeln reduzierte sich bereits nach den ersten Riss- bzw. Lastzyklen vollständig, der Zeitpunkt bis zum vollständigen Entlastung der Dübel war aufgrund der Eigengewichtsbelastung später als bei der stehenden Komponente. Darüber hinaus war eine signifikante Reduzierung der dominanten Eigenfrequenz der Komponente messbar. Die Auswertung der Eigenfrequenzverschiebung ergab, dass sich die Lage der Eigenfrequenz im Etagenantwortspektrum signifikant auf die Schwingungsantwort der Komponente und auf die resultierenden Dübelbelastungen auswirken können, siehe Bild 72. Im ersten Fall (Bild 72 b1)) kann die dominante Eigenfrequenz während der Erdbebenanregung aus einem hohen Anregungsplateau des Etagenantwortspektrums herauswandern. Dadurch reduzieren sich die Antwortbeschleunigungen der Komponente und die Dübelkräfte in der Befestigung. Im zweiten Fall (Bild 72 b2)) kann die dominante Eigenfrequenz in ein hohes Anregungsplateau hineinwandern. Die daraus resultierenden höheren Antwortbeschleunigungen der Komponente führen zu höheren Dübelkräften in der Befestigung.

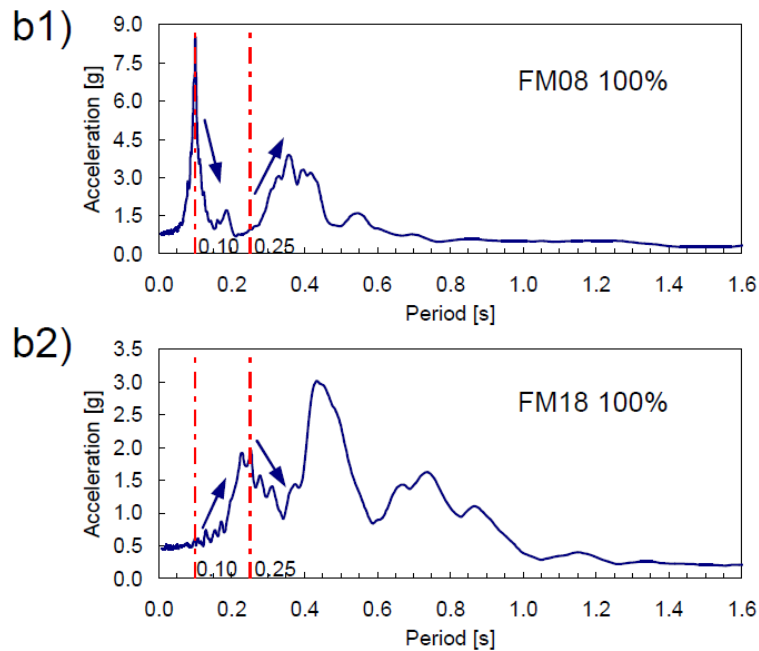


Bild 72: Etagenantwortspektren (blau) und Lage der dominanten Eigenperiode der Komponente (rot) vor und während der Erdbebenanregung [Mah2012]

3.4.4 Untersuchungen von Kerkhof, Dwenger und Fröhlich

In [Ker2015] wurden großmaßstäbliche strukturdynamische Versuche durchgeführt, bei der eine Rohrleitungskomponente über eine Halterung und eine Zweifachbefestigung an einem Betonprobekörper befestigt wurde, siehe Bild 73. Die Rohrleitung wurde durch einen elektrodynamischen Schwingerreger erdbebenähnlich zu vertikalen Schwingungen angeregt. Der Riss im Betonprobekörper wurde durch Hydraulikzylinder sinusförmig mit einer Frequenz von 0,2 Hz geöffnet und geschlossen. Um eine ausreichende Anzahl von Risszyklen zu erreichen, wurde der 10-sekündige Anregungszeitverlauf 10 Mal wiederholt. Der Anregungszeitverlauf wurde skaliert, um den 0,5-, 1,0- und 1,5-fachen Bemessungswiderstand der Gruppenbefestigung zu erreichen.

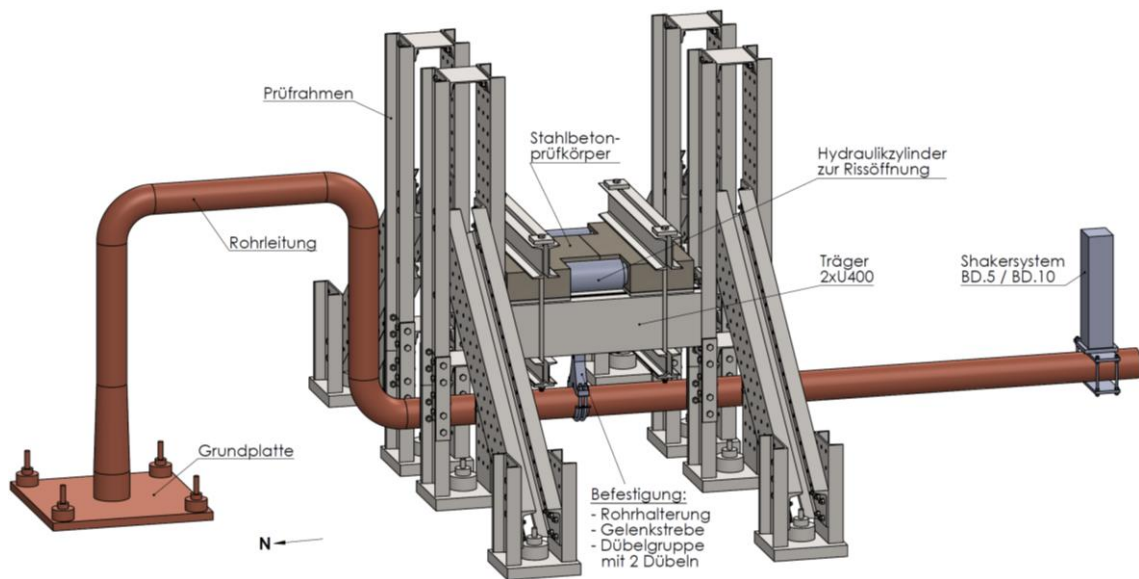


Bild 73: Versuchsaufbau für großmaßstäbliche strukturdynamische Versuche mit einer Zweifachbefestigung und einer Rohrleitungskomponente [Ker2015]

Das schematische Verhalten der Befestigung während der Versuche zeigt Bild 74. Durch das unterschiedliche Last-Verschiebungsverhalten der Einzeldübel im ungerissenen und gerissenen Beton war die Dübelverschiebung des Dübels im gerissenen Beton größer. Dadurch kam es zu einer Schiefstellung der Ankerplatte bei Zugbelastung der Befestigung (Bild 74 links). Abhängig vom Anregungsniveau traten wechselnde Zug-Druck-Belastungen in der Befestigung auf. Dadurch konnte der Spalt in vertikaler Richtung überwunden werden und ein wechselseitiges Anprallen der Ankerplatte an den Betonprobekörper und an die Anker Mutter trat auf.

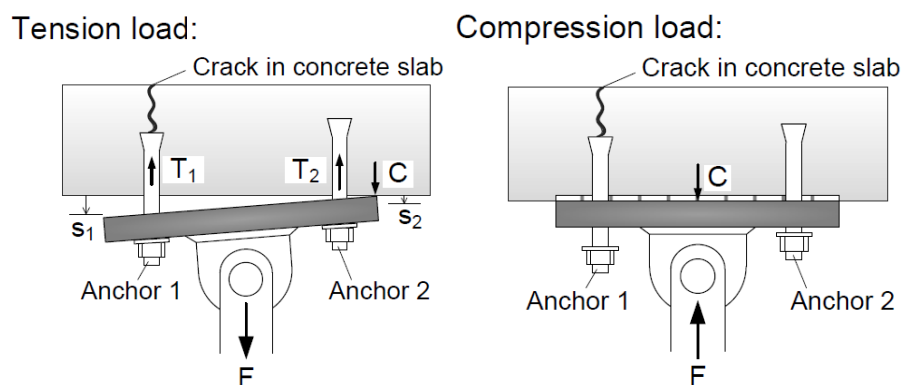


Bild 74: Strukturdynamisches Verhalten der Befestigung bei Zug-Druck-Belastung (schematisch) [Frö2016]

Durch die Schiefstellung konnte eine signifikante Lastumverteilung in der Gruppenbefestigung festgestellt werden, siehe Bild 75. Die fortschreitende Dübelverschiebung des Dübels im gerissenen Beton verstärkte die Lastumverteilung auf den Dübel im ungerissenen Beton.

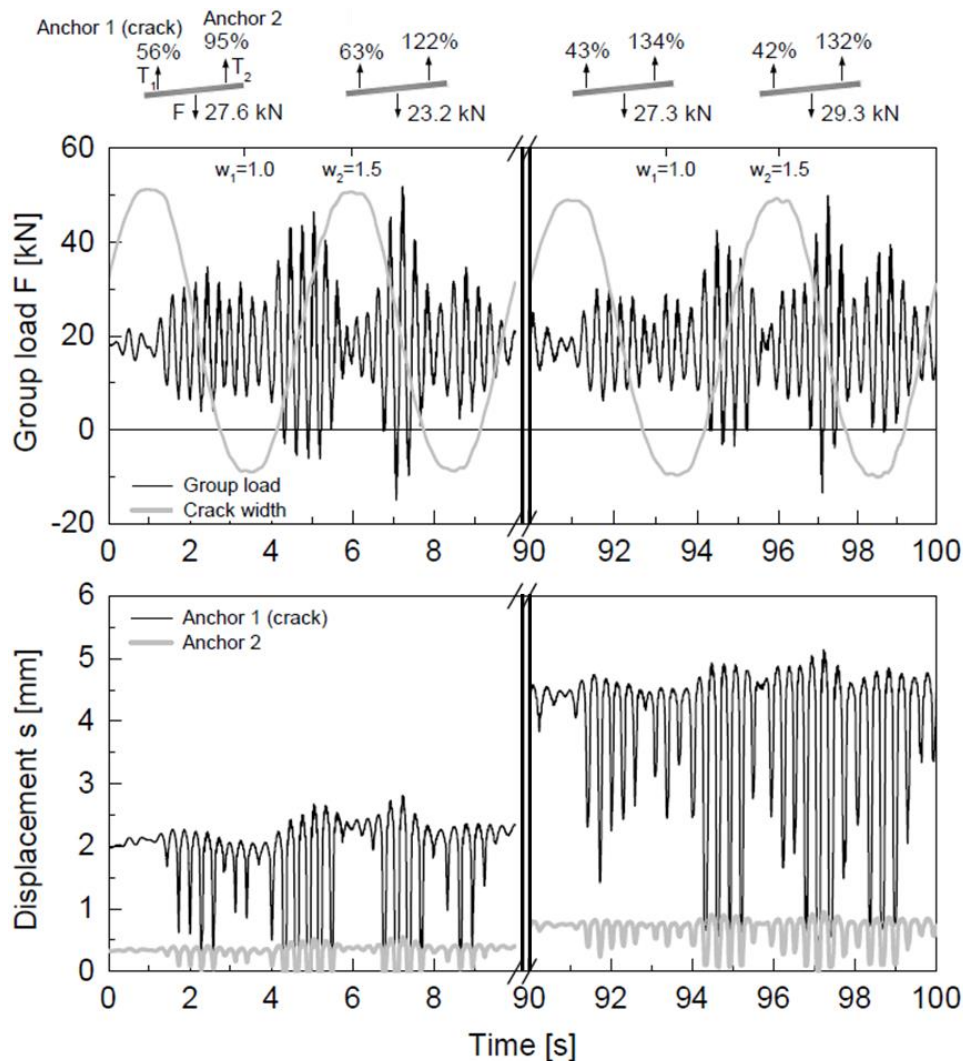


Bild 75: Lastverteilung auf die Einzeldübel (oben), Zeitverläufe der Zuglast auf die Gruppenbefestigung und Rissbreitenzeitverlauf (Mitte), Zeitverläufe der Dübelverschiebungen (unten) während der 1. und 10. Erdbebensequenz (nach [Frö2016])

Durch das wechselseitige Anprallen der Ankerplatte bei Zug-Druck-Belastung wurden höherfrequente Beschleunigungsamplituden in der Rohrleitung induziert, die von der Befestigung über die Rohrhalterung in die Rohrleitung übertragen wurden, siehe Bild 76. Solange keine Zug-Druck-Belastungen in der Befestigung auftraten (0.5 SSE in Bild 76), waren keine höherfrequenten Beschleunigungsamplituden in der Rohrleitung feststellbar und die maximalen Beschleunigungen blieben gering. Bei Zug-Druck-Belastung in der Befestigung (1.0 SSE und 1.5 SSE in Bild 76) traten höherfrequente Beschleunigungsamplituden auf, die zu einer signifikanten Erhöhung der maximalen Beschleunigungen führten.

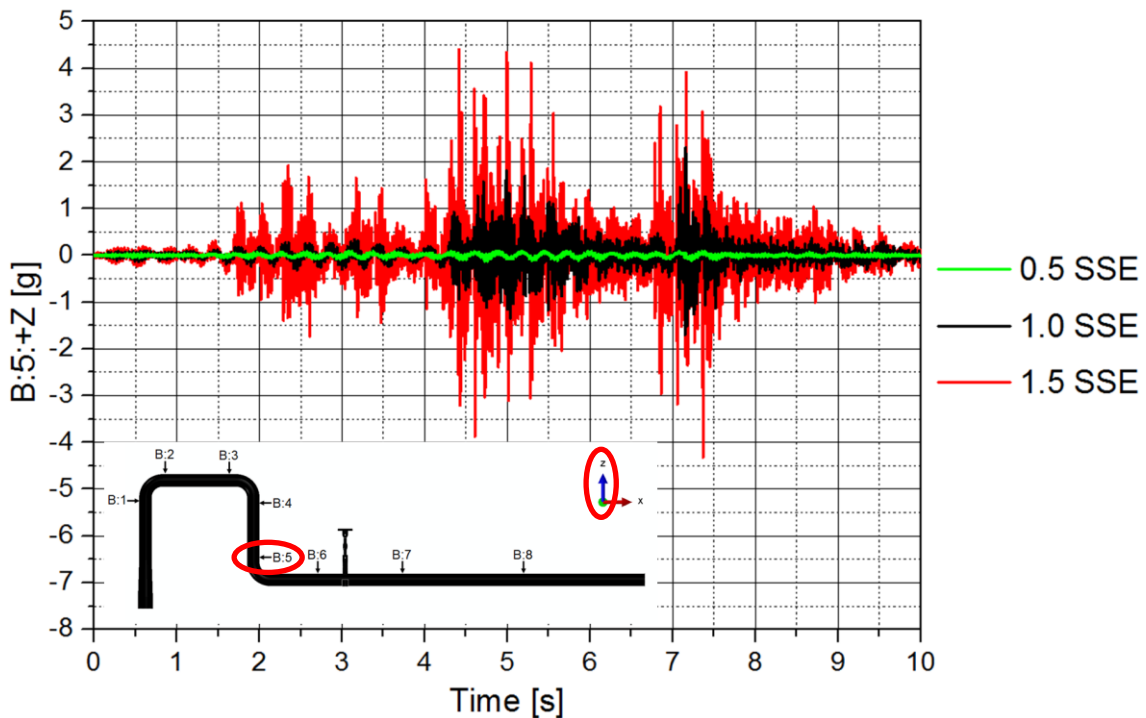


Bild 76: Beschleunigungszeitverläufe in z-Richtung für Messstelle B:5 (rot eingekreist) bei unterschiedlichen Anregungsniveaus (nach [Dwe2015])

3.4.5 Untersuchungen von Borschnek, Herrmann und Müller

In [Bor2016] wurden Grenztragfähigkeitsuntersuchungen mit verschiedenen Hinterschnittdübeln an einem großmaßstäblichen Versuchsstand durchgeführt, siehe Bild 77. Über einen Hydraulikzylinder wurde ein gerissener Betonprobekörper auf einem Schwingtisch sinusförmig zu Schwingungen angeregt. Die Amplituden des Anregungssignals wurden rampenförmig moduliert, um die Grenztragfähigkeit der Befestigung zu untersuchen. Das System wurde oberhalb der Resonanzfrequenz angeregt, um ein präziseres Anfahren der Ziellasten und ein vorhersagbares Verhalten des Versuchsstands zu ermöglichen. Zwischen den Grenztragfähigkeitsuntersuchungen wurden Ausschwingversuche durchgeführt, um die Eigenfrequenz des Systems zu ermitteln. Während der Versuche wurde der Riss im Betonprobekörper konstant auf einer bestimmten Rissbreite gehalten. Der Riss kreuzte dabei zwei der vier Dübelbohrlöcher. Durch die Sinusanregung werden Trägheitskräfte im Stahlprofil mit Zusatzmasse erzeugt, die zu Zugkräften in der Befestigung führen.

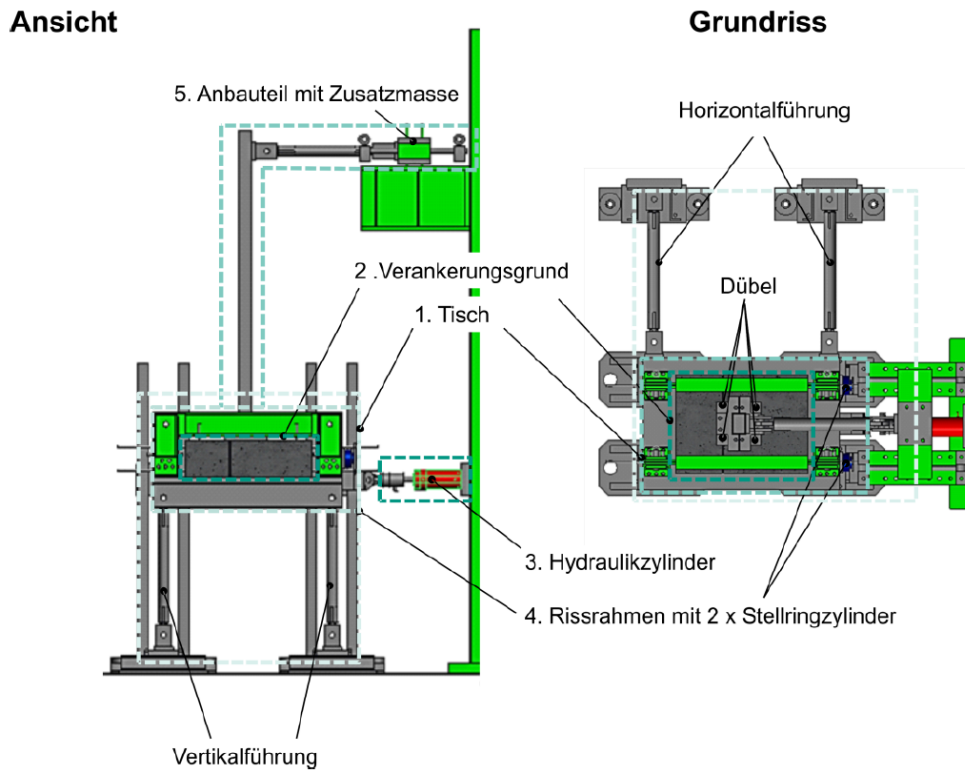


Bild 77: Versuchsstand für Grenztragfähigkeitsuntersuchungen am gekoppelten System Betonbauteil-Befestigung-Komponente [Bor2016]

Durch die zunehmende bleibende Dübelverschiebung entstanden Spalte in vertikaler Richtung zwischen Anker Mutter und Ankerplatte sowie zwischen Ankerplatte und Betonbauteil. Dadurch war eine fortschreitende Abnahme der Resonanz- und Eigenfrequenz festzustellen. Die Resonanzfrequenz während der Grenztragfähigkeitsuntersuchungen war größer als die Eigenfrequenz in den nachfolgenden Ausschwingversuchen, da bei den Ausschwingversuchen nur geringe Schwingungsamplituden als Anregung verwendet wurden und somit eine freie Kippschwingung der Komponente vorlag. Außerdem war eine Abhängigkeit der Eigenfrequenz von der Rissbreite und vom geprüften Dübeltyp zu beobachten. Durch die Vergrößerung der Rissbreite reduzierten sich die rechnerischen Steifigkeiten der Dübel und damit auch die Eigenfrequenzen des Systems. Darüber hinaus hatten die geprüften Hinterschnittdübel eine unterschiedliche Zugsteifigkeit, was ebenfalls einen Einfluss auf die Eigenfrequenz des Systems hatte. Infolge der fortschreitenden Schädigung der Dübel, des Betons und der zunehmenden Reibung in der Befestigung aufgrund der Spalte in vertikaler Richtung vergrößerten sich die ermittelten Dämpfungsgrade mit zunehmender Belastung signifikant.

4 Vereinfachte Modelle für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten

Um den Einfluss des Dübeltragverhaltens auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkung untersuchen zu können ist die realitätsnahe Modellierung des strukturdynamischen Verhaltens einer Befestigung und des Dübeltragverhaltens während eines Erdbebens essentiell. In diesem Kapitel wird zunächst das strukturdynamische Verhalten einer Gruppenbefestigung analysiert und Prinzipmodelle entwickelt, die das reale Verhalten näherungsweise beschreiben können. Die für die strukturdynamischen Modelle benötigten Last-Verschiebungskurven des Einzeldübels werden anschließend zunächst für Standardlastfälle wie monotone und zyklisch ansteigende oder abnehmende Belastung abgeleitet. Anschließend werden einfache Rechenmodelle für schwingende Belastung entwickelt bzw. vorgestellt, mit denen die maximal zu erwartenden Dübelverschiebungen infolge Zugschwell- und Querwechselbelastung während eines Erdbebens abgeschätzt werden können. Neben schwingender Belastung führt auch das Öffnen und Schließen von Betonrissen im Verankerungsgrund zu bleibenden Dübelverschiebungen. Anhand vereinfachter Rechenmodelle sollen die maximal zu erwartenden Dübelverschiebungen während eines Erdbebens ermittelt werden.

Für eine realitätsnahe Modellierung des Dübeltragverhaltens und des strukturdynamischen Verhaltens einer Befestigung kann in der vorliegenden Arbeit auf umfangreiche experimentelle Untersuchungen mit Einzeldübeln und auf großmaßstäblichen strukturdynamischen Versuchen mit einer Rohrleitungskomponente zurückgegriffen werden, die an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart und am Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart durchgeführt wurden.

Im Rahmen eines BMWi-Forschungsvorhabens [Ker2015] wurden Einzeldübelversuche für zwei Hinterschnittdübel durchgeführt, die gegenwärtig eine abZ für die Anwendung in kerntechnischen Anlagen besitzen, vgl. [DIBt2015c], bzw. eine Zulassung für außergewöhnliche Einwirkungen besaßen, vgl. [DIBt2009] und [DIBt2011]. Die Versuche wurden in Anlehnung an die in [DIBt2010], [EOTA2013b] und [EOTA2013d] spezifizierten Prüfbedingungen für Zulassungsversuche und an die Versuche in [Mah2012] für Zugschwellbelastung bei gleichzeitigem sinusförmigem Rissöffnen durchgeführt. In Tabelle 10 sind die wichtigsten Versuchsparameter der durchgeführten Versuche zusammengefasst.

Versuchsart	Rissbreite / mm	Zyklenzahl / -	Last / kN
Monotone Zugbelastung bei geöffnetem Riss	0 (ungerissen)	0 (konstant)	N_u
	0,4		
	0,8		
	1,5		
Zugschwellbelastung bei geöffnetem Riss	0,4	15	$0,3 - N_{Rd}$
	0,8		
	1,5		
Konstante Zugbelastung mit sinusförmiger Rissöffnung	0,5 – 0,8	10	N_{Rd}
	1,0 – 1,5		
Sinusförmige Zugbelastung und sinusförmiges Rissöffnen (gleichphasig)	1,0 – 1,5	10	$0,3 - N_{Rd}$
Sinusförmige Zugbelastung und sinusförmiges Rissöffnen (gegenphasig)	0,5 – 0,8	10	$0,3 - N_{Rd}$
	1,0 – 1,5		
Monotone Querbelastung bei geöffnetem Riss	0 (ungerissen)	0 (konstant)	V_u
	0,8		
	1,5		

Tabelle 10: Wichtige Versuchsparameter der durchgeführten Einzeldübelversuche (nach [Ker2015])

Für jede Parameterkombination wurden jeweils für beide Hinterschnittdübel drei Versuche durchgeführt, um der vorhandenen Versuchsstreuung Rechnung zu tragen. Die Durchführung und Dokumentation der Einzeldübelversuche war nicht Teil der vorliegenden Arbeit, an dieser Stelle wird deshalb auf den Abschlussbericht des BMWi-Forschungsvorhabens [Ker2015] und auf die Veröffentlichungen [Maa2015] und [Sha2015] verwiesen.

4.1 Modelle für das strukturelle Verhalten einer Gruppenbefestigung

4.1.1 Modell für das strukturelle Verhalten unter Zugbelastung

Um die Spalte in vertikaler Richtung und die daraus resultierenden Lasterhöhungen auch im Modell nachbilden zu können, vgl. Kapitel 3.4, müssen die Kontaktbedingungen sowohl zwischen Dübel und Ankerplatte als auch zwischen Ankerplatte und Beton im Modell berücksichtigt werden. Aufgrund der Lastumlagerung und der Schiefstellung der Ankerplatte, die aus dem unterschiedlichen Last-Verschiebungsverhalten der beiden Dübel resultiert, ist eine Modellierung der Einzelbauteile der Befestigung, bestehend aus den Einzeldü-

beln und der Ankerplatte, erforderlich. In Bild 78 ist das Prinzipmodell nach [Wat2011] dargestellt, mit dem das strukturdynamische Verhalten einer Gruppenbefestigung unter Zugbelastung abgebildet werden kann. Wird über die Halterung eine Zugkraft auf die Dübel eingeleitet, überträgt die „zugsteife“ Feder Zugkräfte zwischen Dübel und Ankerplatte. Die „drucksteife“ Feder zwischen Ankerplatte und Beton überträgt dabei keine Kräfte. Werden Druckkräfte über die Halterung in die Befestigung eingeleitet, öffnet die „zugsteife“ Feder zwischen Dübel und Ankerplatte und die Kraftübertragung ist unterbrochen. Im Gegenzug schließt die „drucksteife“ Feder zwischen Ankerplatte und Beton und die Kraftübertragung findet zwischen Ankerplatte und Beton statt. Das nichtlineare Last-Verschiebungsverhalten des Dübels wird mit einer nichtlinearen Feder, das steife Verhalten des Betonuntergrunds wird über eine lineare Feder abgebildet.

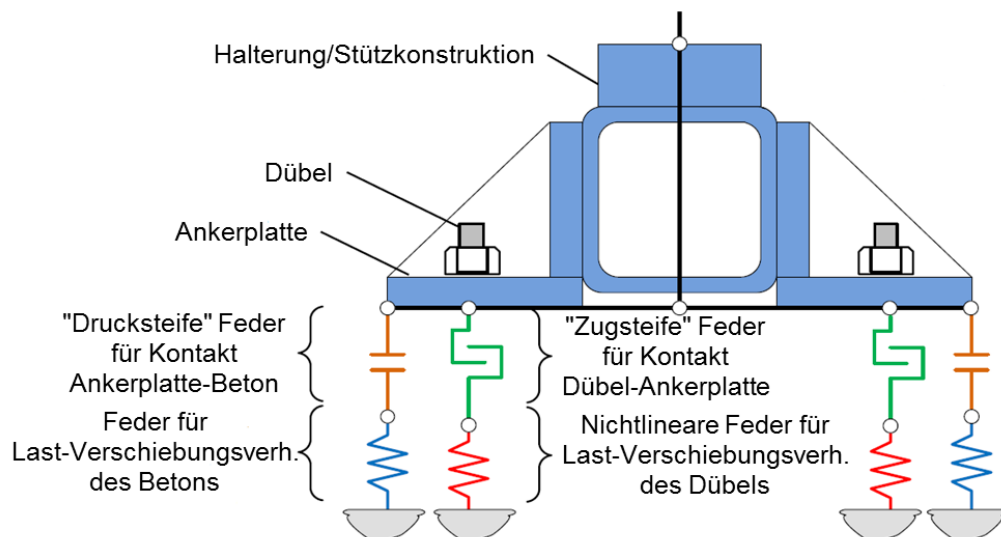


Bild 78: Modell der Gruppenbefestigung für Zugbelastung (nach [Wat2011])

4.1.2 Modell für das strukturdynamische Verhalten unter Querbelastung

Die experimentellen Ergebnisse in Kapitel 3.4 zeigen, dass auch in Querrichtung das strukturdynamische Verhalten einer Befestigung durch die Kontaktbedingungen zwischen Ankerbolzen und Ankerplatte sowie zwischen Ankerplatte und Betonbauteil beeinflusst wird. Analog zum Modell des strukturdynamischen Verhaltens unter Zugbelastung wird deshalb das in Bild 79 gezeigte Prinzipmodell für Querbelastung entwickelt. Wird in die Halterung bzw. Stützkonstruktion eine Querkraft eingeleitet, besitzt der Dübel zunächst keine oder nur eine sehr geringe Quersteifigkeit. Wird das Lochspiel oder der Spalt zwischen Ankerbolzen und Bohrlochwand im Beton überwunden, findet eine Kraftübertragung zwischen den „drucksteifen“ Federn statt. Der Dübel verhält sich anschließend entsprechend der nichtlinearen Feder für das Last-Verschiebungsverhalten in Qu-

errichtung. Wechselt die Lastrichtung, öffnen sich die „drucksteifen“ Federn für den Kontakt Ankerbolzen-Beton, sodass der Dübel wiederum keine Steifigkeit in Querrichtung besitzt. Anschließend findet eine Lastübertragung zwischen den „drucksteifen“ Federn auf der anderen Bohrlochseite statt und der beschriebene Last-Verschiebungszyklus beginnt von neuem.

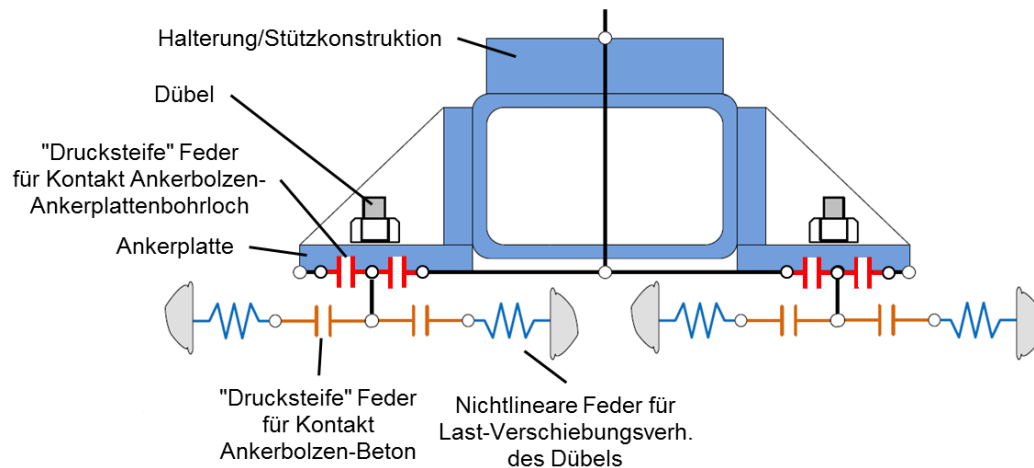


Bild 79: Modell der Gruppenbefestigung für Querbelastung (nach [Wat2011])

4.2 Last-Verschiebungskurven des Einzeldübels bei monotoner Zug- und Querbelastung

Für die nichtlinearen Federn der Prinzipmodelle in Bild 78 und Bild 79, die das Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels abbilden, werden Last-Verschiebungskurven benötigt. Hierfür können Versuchsdaten aus Einzeldübelversuchen in [Ker2015] herangezogen werden. Aus den Last-Verschiebungskurven der Versuche unter monotoner Zug- oder Querbelastung wurden in [Maa2016] für die Modellierung idealisierte Last-Verschiebungskurven abgeleitet, um die notwendige Anzahl an Stützstellen zu reduzieren und eine Parametrisierung zu ermöglichen. Als Annäherungskurve für monotone Zug- und Querbelastung wurde ein pentalinearer Kurvenverlauf verwendet, siehe Bild 80.

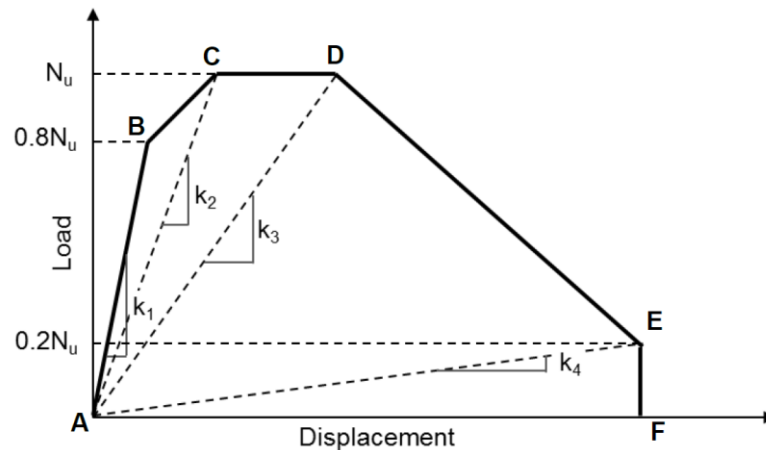


Bild 80: Pentalinärer Kurvenverlauf für monotone Last-Verschiebungskurve im Modell [Maa2016]

Die Ableitung der idealisierten Last-Verschiebungskurven erfolgte in drei Schritten [Maa2016] [Hof2015]:

1. Ermittlung der Höchstlast N_u bzw. V_u im Versuch und Festlegung von horizontalen Geraden für $0,8 \cdot N_u$ bzw. $0,8 \cdot V_u$ und $0,2 \cdot N_u$ bzw. $0,2 \cdot V_u$ im Last-Verschiebungsdiagramm
2. Der ansteigende Ast der pentaliniären Kurve (Strecke A-B und B-C in Bild 80) wird so festgelegt, dass die Flächeninhalte unter der idealisierten Kurve und der Versuchskurve identisch sind
3. Die Steigung des abfallenden Astes (Strecke D-E in Bild 80) wird auf Basis der mittleren Steigung der Versuchskurve zwischen $N_u - 0,8 \cdot N_u$ bzw. $V_u - 0,8 \cdot V_u$ festgelegt.

In Bild 81 sind exemplarisch die Versuchskurven und die daraus abgeleiteten idealisierten Kurven bei monotoner Zugbelastung dargestellt.

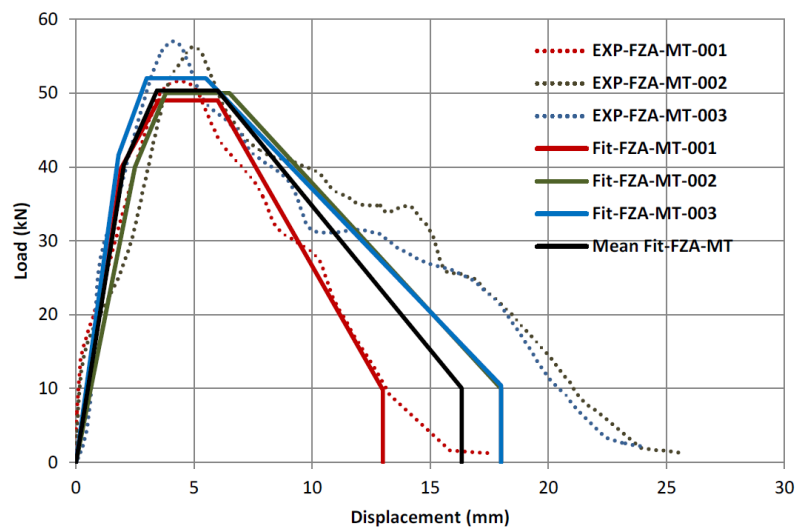


Bild 81: Abgeleitete idealisierte Kurvenverläufe aus den Versuchen bei monotoner Zugbelastung [Maa2016]

Für alle durchgeführten Versuche wurden entsprechende idealisierte Kurvenverläufe abgeleitet. Damit ist es möglich, ein parametrisiertes Modell des Last-Verschiebungsverhaltens für beide geprüften Dübel zu generieren, das nur von den fünf unabhängigen Parametern Höchstlast N_u bzw. V_u und den Steigungen der Geraden A-B (k_1), A-C (k_2), A-D (k_3) und A-E (k_4) abhängt [Maa2016] [Hof2015]. Um die Abhängigkeit der fünf Parameter von der Rissbreite zu berücksichtigen, werden Multiplikationsfaktoren α_N für die Höchstlast N_u bzw. V_u und α_k für die Geradensteigungen k_1 bis k_4 eingeführt, die jeweils von der Rissbreite abhängig sind. In Bild 82 und Bild 83 sind exemplarisch für den Hinterschnittdübel „FZA“ die Verläufe der Multiplikationsfaktoren α_N und α_k als Funktion der Rissbreite dargestellt. Aufgrund der Streuungen im Versuch ergeben sich für die Multiplikationsfaktoren untere und obere Grenzkurven, die die Mittelwertkurve einhüllen.

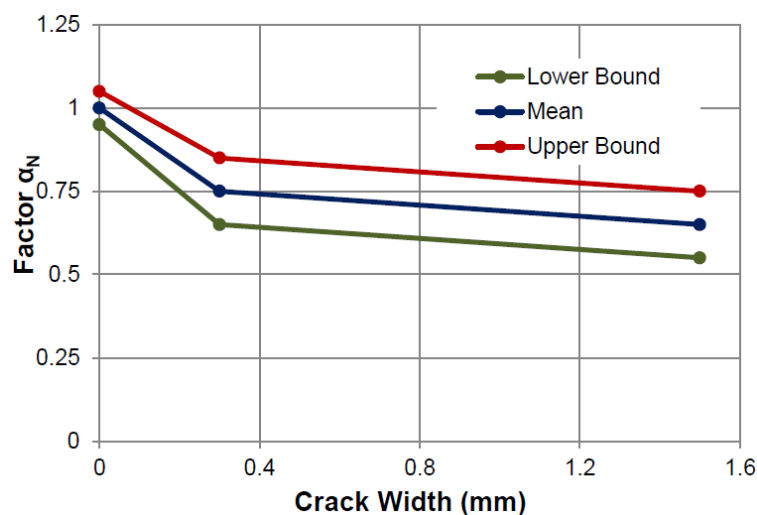


Bild 82: Multiplikationsfaktor α_N bei monotoner Zugbelastung für den Hinterschnittdübel „FZA“ [Maa2016]

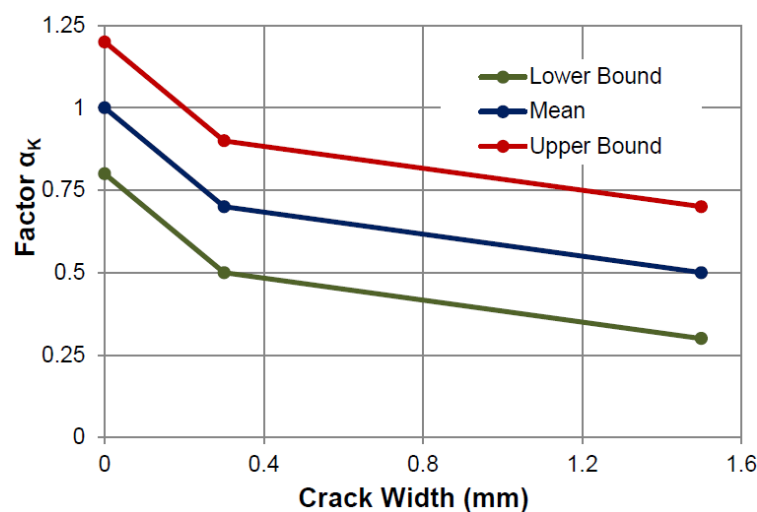


Bild 83: Multiplikationsfaktor α_k bei monotoner Zugbelastung für den Hinterschnittdübel „FZA“ [Maa2016]

Somit kann für eine beliebige Rissbreite im Bereich 0 – 1,5 mm eine idealisierte Last-Verschiebungskurve sowohl für Zug- als auch für Querbelastung ermittelt werden. In Bild 84 sind die idealisierten Zuglast-Verschiebungskurven exemplarisch für den Hinterschnittdübel „FZA“ bei unterschiedlichen Rissbreiten dargestellt. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der Höchstlast N_u und die Zunahme der Verschiebungen mit zunehmender Rissbreite.

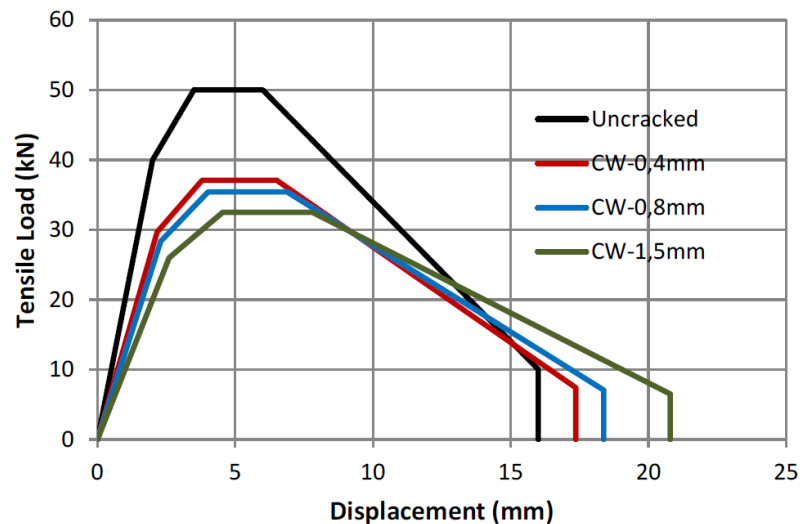


Bild 84: Idealisierte Zuglast-Verschiebungskurven des Hinterschnittdübels „FZA“ bei unterschiedlichen Rissbreiten [Maa2016]

4.3 Last-Verschiebungskurven des Einzeldübel für zyklisch ansteigende Belastung

Die in Kapitel 4.2 abgeleiteten Last-Verschiebungskurven gelten nur für monotone Belastung des Dübels bis zum Versagen. Bei einem Erdbeben treten hingegen zeitlich veränderliche Lastzeitverläufe mit einer Anstiegs- und Abfallzeit auf, sodass der Dübel eine zyklisch zu- oder abnehmende Lastamplitude erfährt mit zwischenzeitlichen Entlastungsphasen. In [SEAC1997] und [EOTA2013d] sind Prüfbedingungen für Zulassungsversuche unter stufenweise zunehmender Belastung spezifiziert, die beim Anwendungsnachweis bei Erdbeben erfüllt werden müssen. In [Mah2016] wurden für Hinterschnitt-, Spreiz- und Verbunddübel sowie für Schraubanker Versuche mit zyklisch ansteigender Zug- oder Querbelastung und in [Rie2009] Versuche mit stufenweise zunehmender Querbelastung für Hinterschnitt- und Spreizdübel durchgeführt. Die Versuche können für die Untersuchung des prinzipiellen Verhaltens der hier betrachteten Hinterschnittdübel herangezogen werden.

4.3.1 Last-Verschiebungsverhalten bei zyklisch ansteigender Zugbelastung

In Bild 85 sind die Last-Verschiebungskurven für zyklisch ansteigender Zugbelastung bei 0,5 mm und 0,8 mm Rissbreite dargestellt. Das Last-Verschiebungsverhalten bei Belastung folgt im Wesentlichen der Last-Verschiebungskurve unter monotoner Zugbelastung. Bei Entlastung erfolgt ein steiler und näherungsweise linearer Abfall der Kraft. Daraus resultiert eine mit jeder Laststufe zunehmende bleibende Dübelverschiebung bei erneuter Belastung.

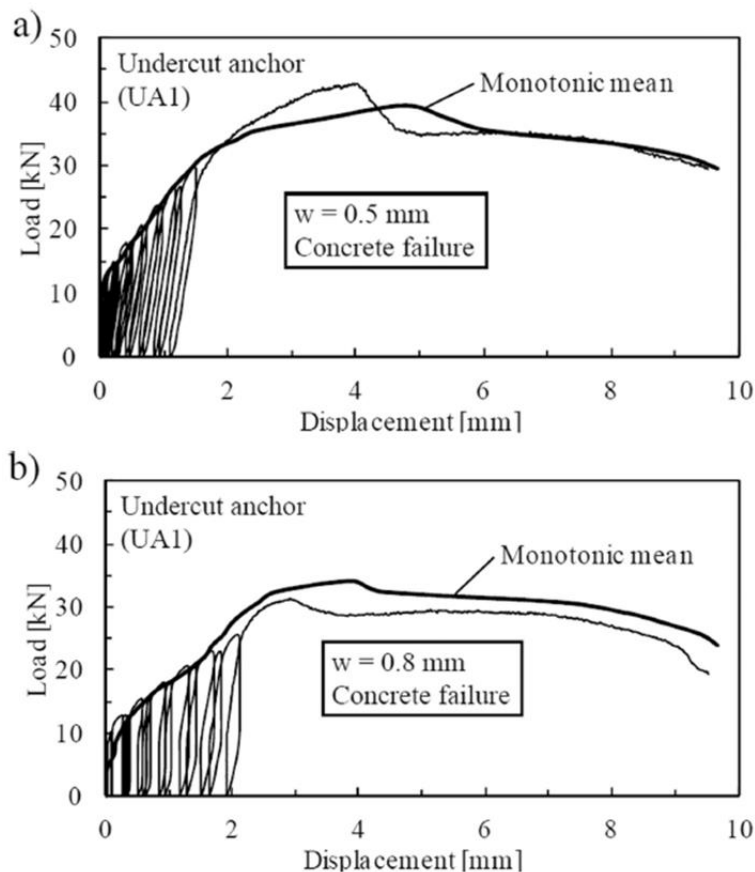


Bild 85: Last-Verschiebungskurven eines Hinterschnittdübels unter zyklisch ansteigender Zugbelastung [Mah2016]

Dieses Verhalten ist vergleichbar mit einem elastisch-plastischen Materialverhalten, siehe Bild 86. Bei Belastung tritt plastisches Verhalten ein, wenn die monotone Last-Verschiebungskurve erreicht wird (Fließbedingung ist erfüllt). Bei geringeren Belastungen verhält sich das Material rein elastisch (rote Pfeile in Bild 86).

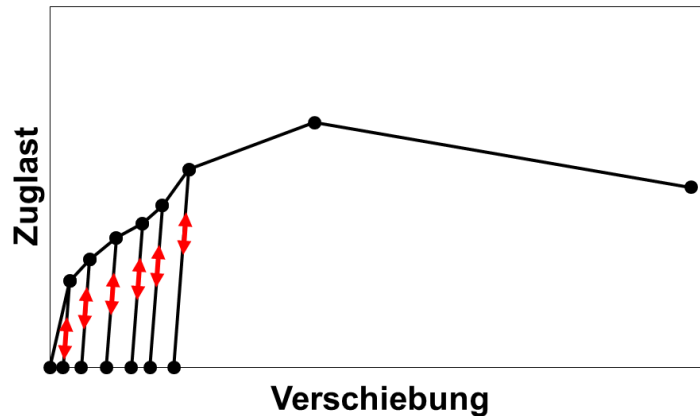


Bild 86: Elastisch-plastisches Verhalten unter Zugbelastung

Die in Kapitel 4.2 vorgestellte Last-Verschiebungskurve besitzt bis zum Erreichen von $0,8 \cdot N_u$ einen linearen Anstieg. Mit diesem Kurvenansatz kann die bleibende Verschiebung vor Erreichen von $0,8 \cdot N_u$ nicht modelliert werden. Der Kurvenansatz muss deshalb in diesem Bereich um einen zusätzlichen Stützpunkt ergänzt werden, sodass ein hexaliner Kurvenansatz für das Last-Verschiebungsverhalten des Dübels notwendig ist. In Bild 87 ist der gewählte hexalinere Kurvenansatz dargestellt. Bis zum Erreichen von $0,2 \cdot N_u$ wird linearelastisches Verhalten angenommen. Dieser angenommene Wert basiert auf experimentellen Untersuchungen an Kopfbolzen in [Eli1985] und strukturdynamischen Versuchen mit Hinterschnittdübeln in [Ker2015], die für die Anwendung in Kernkraftwerken zugelassen sind bzw. waren. Das Wiedererreichen der ursprünglichen pentalinere Kurve geschieht bei $0,9 \cdot N_u$, basierend auf experimentellen Untersuchungen an Kopfbolzen in [Eli1985]. Die Steigung der Entlastungsgeraden entspricht dann der Steigung im linearelastischen Bereich zwischen $0-0,2 \cdot N_u$.

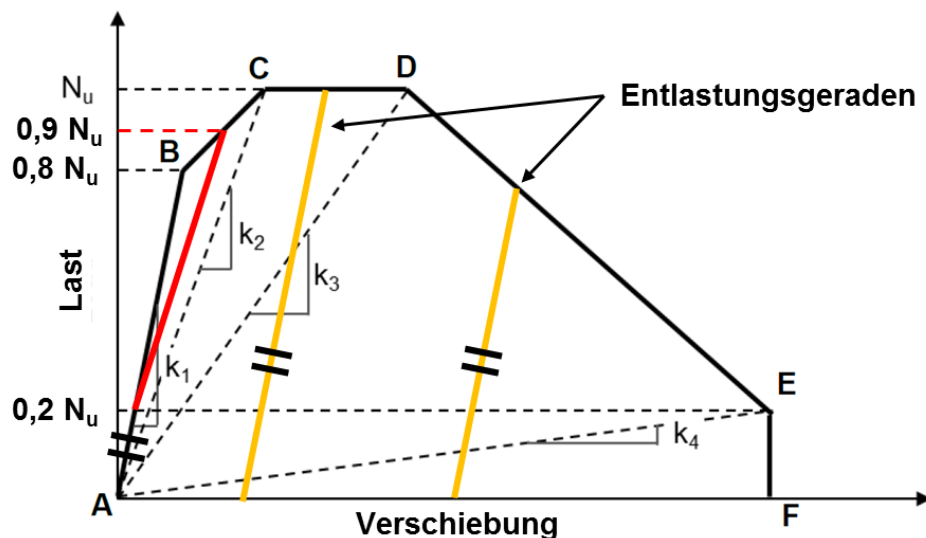


Bild 87: Hexaliner Kurvenansatz für Last-Verschiebungsverhalten (nach [Maa2016])

4.3.2 Last-Verschiebungsverhalten bei zyklisch ansteigender Querbela- stung

Bei den Versuchen in [Mah2016] unter zyklisch ansteigender wechselnder Querbela-
stung zeigte der Hinterschnittdübel eine signifikant reduzierte Tragfä-
higkeit gegenüber monotoner Querbela-
stung, siehe Bild 88. Das Last-Verschie-
bungsverhalten ist durch Hysteresen gekennzeich-
net, die mit zunehmender
Belastung aufgrund der plastischen Verformung im Ankerbolzen und der Schä-
digung des Betons größer werden. Das hysteretische Verhalten bei wechseln-
der Querbela-
stung ist darüber hinaus auch von den Reibverhältnissen zwischen
Ankerplatte und Beton sowie zwischen Ankerbolzen und Bohrloch abhängig,
vgl. dazu Kapitel 3.3.3.7 und [Rie2009]. Wenn die Reibung in der Befestigung
nahezu eliminiert wird, sind die Hysteresen kaum vorhanden und das
Last-Verschiebungsverhalten bei Wiederbelastung ist nahezu linear vergleich-
bar zur Zugbelastung, vgl. Bild 55.

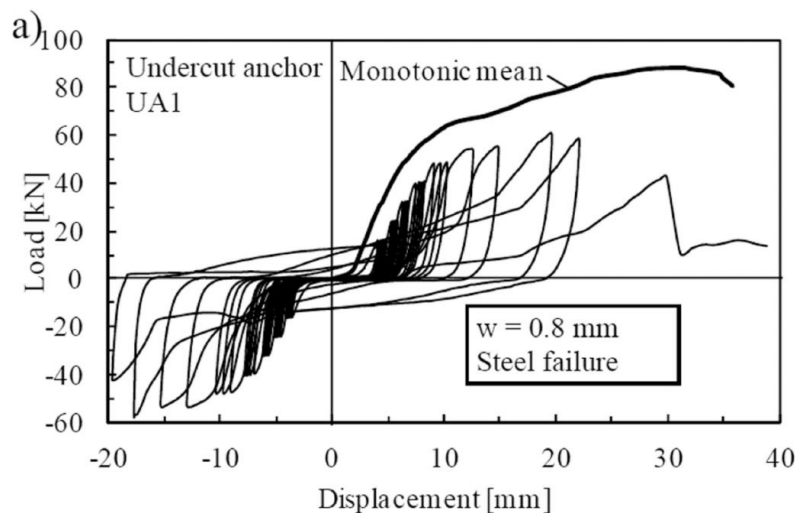


Bild 88: Last-Verschiebungskurve unter zyklisch ansteigender wechselnder
Querbela-
stung mit großer Resttragfähigkeitsreduzierung [Mah2016]

Der in [Rie2009] geprüfte Hinterschnittdübel, vgl. Bild 89, zeigt eine wesentlich
größere Resttragfähigkeit nach zyklisch ansteigender wechselnder Querbela-
stung als der in Bild 88 dargestellte Dübel. Das Last-Verschiebungsverhalten bei
Belastung folgt im Wesentlichen der Last-Verschiebungskurve unter monotoner
Querbela-
stung. Bei Entlastung erfolgt ein steiler und näherungsweise linearer
Abfall der Kraft. Daraus resultiert eine mit jeder Laststufe zunehmende bleiben-
de Dübelverschiebung bei erneuter Belastung.

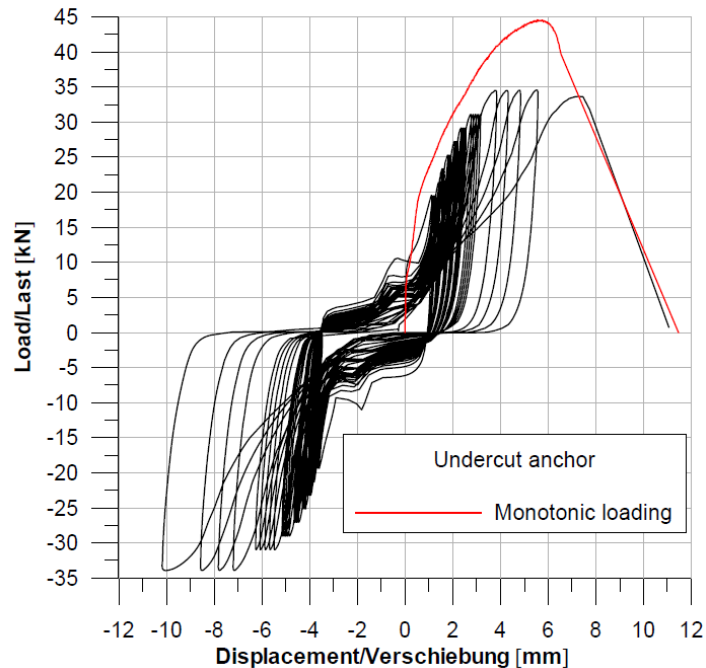


Bild 89: Last-Verschiebungskurve unter zyklisch ansteigender wechselnder Querbelastung mit geringer Resttragfähigkeitsreduzierung [Rie2009]

Das Last-Verschiebungsverhalten unter Querbelastung ist vom individuellen Verhalten eines Dübels abhängig und kann deshalb nicht auf sämtliche Hinterschnittdübel übertragen werden. Nach [Eli2006] ist das Verhalten unter wechselnder Querbelastung stark abhängig von der Kurzzeitfestigkeit (low cycle fatigue (LCF) strength) des Ankerstahls. Je größer die plastische Verformung und die Anzahl der Lastwechsel sind, desto niedriger ist die Resttragfähigkeit.

Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ wird angenommen, dass eine große Reduzierung der Resttragfähigkeit unter wechselnder Querbelastung erst einsetzt, wenn die Belastung die charakteristische Quertragfähigkeit V_{RK} überschreitet. Außerdem ist in den Zulassungsversuchen nach [DIBt2010] lediglich eine Unterschreitung der charakteristischen Quertragfähigkeit unter monotoner Belastung von 10 % zulässig.

Entsprechend der Vorgehensweise für Zugbelastung, vgl. Kapitel 4.3.1, wird auch der hexalineare Kurvenansatz für die Last-Verschiebungskurven in Querrichtung ermittelt, siehe Bild 87. Damit lässt sich auch die bleibende Verschiebung in Querrichtung vor Erreichen von $0,8 \cdot V_u$ modellieren.

4.4 Last-Verschiebungskurven des Einzeldübel für kombinierte Zug- und Querbelastung

Die in Kapitel 4.2 dargestellte Vorgehensweise für die Erzeugung der Last-Verschiebungskurven gelten für einachsige Belastung entweder in

Zug- oder Querrichtung. Bei kombinierter Belastung muss die Interaktion von Zug- und Quertragverhalten berücksichtigt werden, die sich auf das Last-Verschiebungsverhalten eines Dübels auswirkt. Die Anpassung der einachsigen Last-Verschiebungskurven für kombinierte Belastung erfolgt über Multiplikationsfaktoren, die vom Winkel α zwischen wirkender Lastrichtung und Zugrichtung abhängen.

4.4.1 Interaktionsdiagramm für Belastungen

In [Lot1997] wurden Interaktionsdiagramme für die Höchstlasten von Hinterschnittdübeln abgeleitet. Die Interaktionsdiagramme für die geprüften Hinterschnittdübel werden nun herangezogen, um dimensionslose Multiplikationsfaktoren zu ermitteln, mit denen die einachsigen Höchstlasten N_u bzw. V_u auf kombinierte Lastsituationen angepasst werden können. Die ermittelten Multiplikationsfaktoren sind zum einen abhängig vom Winkel α zwischen wirkender Lastrichtung und Zugrichtung und zum anderen von der Versagensart. In Bild 90 und Bild 91 sind jeweils die Multiplikationsfaktoren für die Höchstlasten in Zug- und Querrichtung dargestellt.

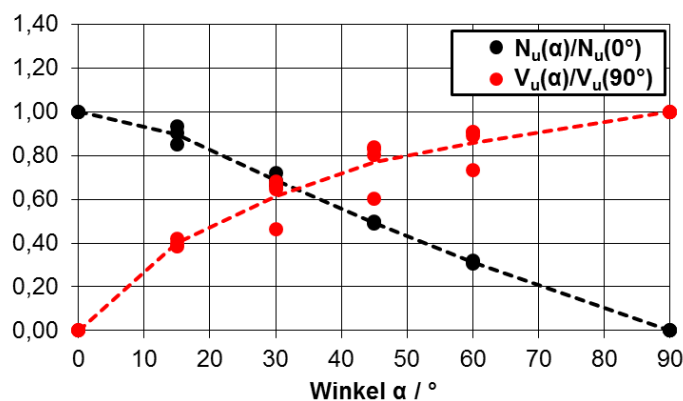


Bild 90: Multiplikationsfaktoren für Höchstlasten in Zug- und Querrichtung bei Stahlversagen (nach [Lot1997])

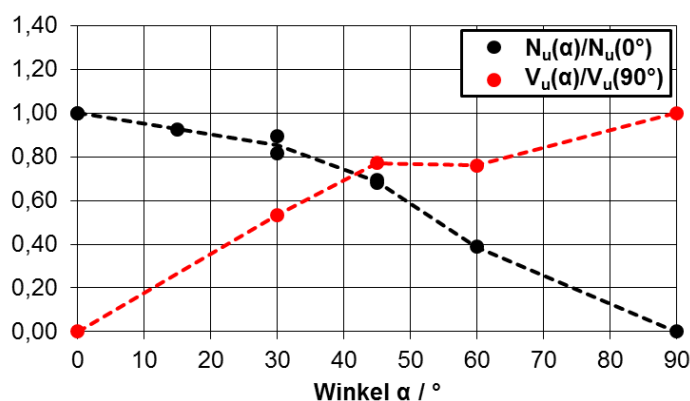


Bild 91: Multiplikationsfaktoren für Höchstlasten in Zug- und Querrichtung bei Betonausbruch (nach [Lot1997])

Mit den in Bild 90 und Bild 91 gezeigten Multiplikationsfaktoren können abhängig vom Winkel zwischen Zug- (N) und Querlast (V) die erreichbaren Höchstlasten $N_u(\alpha)$ und $V_u(\alpha)$ für beliebige kombinierte Belastungen berechnet werden.

4.4.2 Interaktionsdiagramm für Verschiebungen

In [Lot1997] wurden neben Interaktionsdiagrammen für die Höchstlasten auch Interaktionsdiagramme für die Verschiebungen abgeleitet. Die Interaktionsdiagramme für die geprüften Hinterschnittdübel werden nun herangezogen, um dimensionslose Multiplikationsfaktoren analog zum Interaktionsdiagramm der Belastungen abzuleiten. Die ermittelten Multiplikationsfaktoren sind zum einen abhängig vom Winkel α zwischen wirkender Lastrichtung und Zugrichtung und zum anderen von der Versagensart. In Bild 92 bis Bild 95 sind jeweils die Multiplikationsfaktoren der Verschiebungen bei Erreichen der Höchstlast δ_u und bei Versagen δ_{Rest} in Zug- und Querrichtung dargestellt. Dabei wird zwischen den Versagensarten Stahlversagen und Betonausbruch unterschieden. Bei der Versagensart Stahlversagen, vgl. Bild 92 und Bild 93, ist eine größere Verschiebung in Querrichtung im Winkelbereich $0 < \alpha < 90^\circ$ festzustellen als bei reiner Querbelastung. Dies wird in [Lot1997] mit einem größeren schalenförmigen Abplatzen des Betons an der Oberfläche bei kombinierter Belastung erklärt. Dieser Effekt ist bei Betonausbruch aufgrund des spröden Verhaltens nicht festzustellen, vgl. Bild 94 und Bild 95.

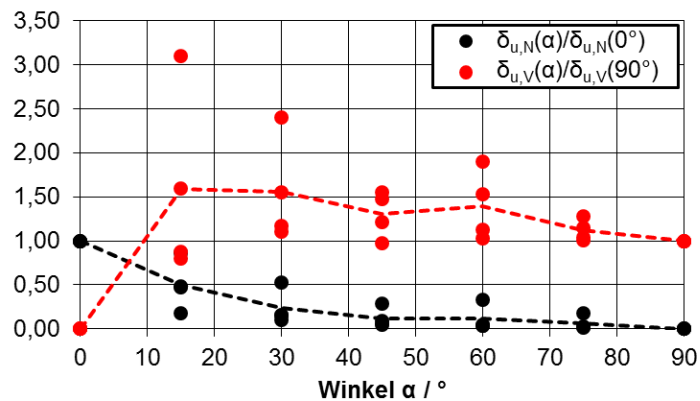


Bild 92: Multiplikationsfaktoren bei Stahlversagen für Verschiebung in Zug- und Querrichtung bei Höchstlast (nach [Lot1997])

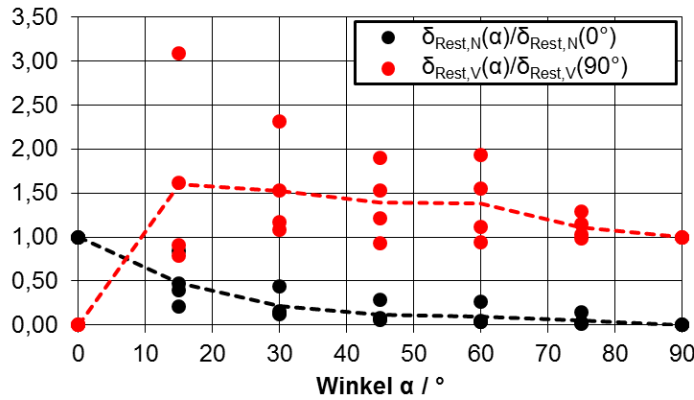


Bild 93: Multiplikationsfaktoren bei Stahlversagen für Verschiebung in Zug- und Querrichtung bei Versagen (nach [Lot1997])

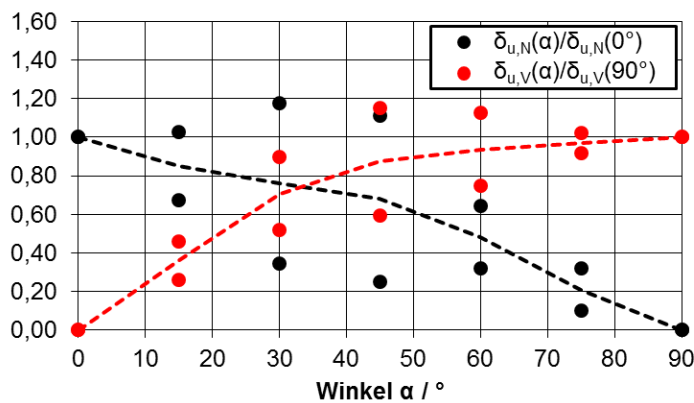


Bild 94: Multiplikationsfaktoren bei Betonausbruch für Verschiebung in Zug- und Querrichtung bei Höchstlast (nach [Lot1997])

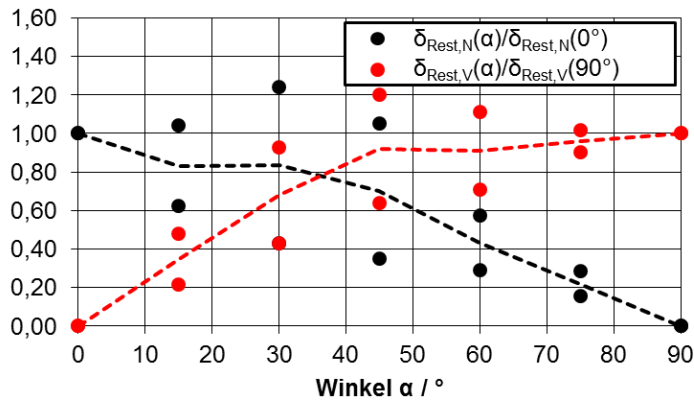


Bild 95: Multiplikationsfaktoren bei Betonausbruch für Verschiebung in Zug- und Querrichtung bei Versagen (nach [Lot1997])

4.4.3 Beispiel für die Ermittlung von Last-Verschiebungskurven unter kombinierter Belastung

Die Ermittlung von Last-Verschiebungskurven unter kombinierter Belastung wird nachfolgend anhand eines Beispiels erläutert. Für das Beispiel wurden folgende Randbedingungen ausgewählt:

- Dübeltyp: Hinterschnittdübel „HDA“
- Versagensart: Stahlversagen
- Rissbreite: 0,4 mm
- Winkel α : 45°

Für den Hinterschnittdübel „HDA“ ergeben sich die in Tabelle 11 gezeigten Stützstellen für die mittlere Last-Verschiebungskurve bei 0,4 mm Rissbreite in Zug- und Querrichtung entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.2.

Stützstelle	Verschiebung in Zugrichtung / mm	Zuglast / kN	Verschiebung in Querrichtung / mm	Querlast / kN
A	0,0	0,0	0,0	0,0
B	1,6	53,8	4,7	97,3
C	6,0	67,2	15,8	116,8
D	11,9	67,2	23,1	116,8
E	21,8	13,4	24,3	19,5
F	21,8	0,0	24,3	0,0

Tabelle 11: Stützstellen für Last-Verschiebungskurven bei einachsiger Zug- oder Querbelastung und 0,4 mm Rissbreite (nach [Maa2016])

Als Multiplikationsfaktoren für die Höchstlasten und die Verschiebungen bei $\alpha = 45^\circ$ ergeben sich die in Tabelle 12 aufgelisteten Werte.

Multiplikationsfaktor	Wert / –
$N_u(45^\circ)/N_u(0^\circ)$	0,49
$V_u(45^\circ)/V_u(0^\circ)$	0,77
$\delta_{u,N}(45^\circ)/\delta_{u,N}(0^\circ)$	0,12
$\delta_{Rest,N}(45^\circ)/\delta_{Rest,N}(0^\circ)$	0,12
$\delta_{u,V}(45^\circ)/\delta_{u,V}(0^\circ)$	1,30
$\delta_{Rest,V}(45^\circ)/\delta_{Rest,V}(0^\circ)$	1,39

Tabelle 12: Multiplikationsfaktoren für Höchstlasten und Verschiebungen bei $\alpha = 45^\circ$

Mit diesen Multiplikationsfaktoren können nun die einachsigen Last-Verschiebungskurven skaliert werden. In Tabelle 13 sind die angepassten Stützstellen für kombinierte Belastung unter $\alpha = 45^\circ$ zusammengefasst.

Stützstelle	Verschiebung in Zugrichtung / mm	Zuglast / kN	Verschiebung in Querrichtung / mm	Querlast / kN
A	0,0	0,0	0,0	0,0
B	0,2	26,4	6,1	74,9
C	0,7	32,9	20,5	89,9
D	1,4	32,9	30,0	89,9
E	2,6	6,6	33,8	15,0
F	2,6	0,0	33,8	0,0

Tabelle 13: Stützstellen für Last-Verschiebungskurven bei kombinierter Zug- und Querbelastung unter $\alpha = 45^\circ$ und 0,4 mm Rissbreite

Die einachsigen und bei kombinierter Belastung abgeleiteten Last-Verschiebungskurven zeigt Bild 96.

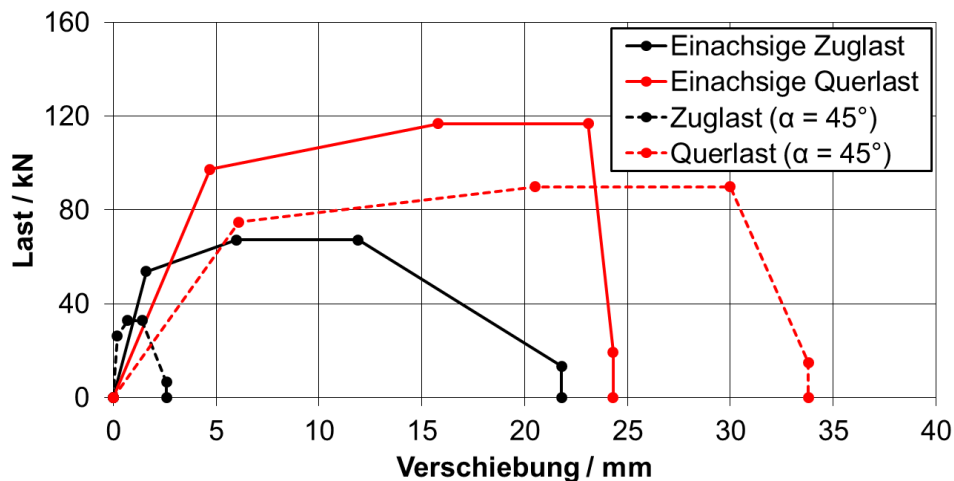


Bild 96: Last-Verschiebungskurven für einachsige und kombinierte Belastung

Die pentalinen Last-Verschiebungskurven können entsprechend der gezeigten Vorgehensweise in Kapitel 4.3 in hexalinen Last-Verschiebungskurven überführt werden, um die bleibende Verschiebung vor Erreichen von $0,8 \cdot N_u$ bzw. $0,8 \cdot V_u$ berücksichtigen zu können.

4.5 Rechenmodelle für das Verschiebungsverhalten bei schwingender Belastung

Die in den vorherigen Kapiteln entwickelten Rechenmodelle vernachlässigen den Einfluss einer schwingenden Belastung auf die Werkstoffermüdung. Treten bei einem Erdbeben ermüdungsrelevante Lastwechsel auf, resultieren daraus zusätzliche bleibende Dübelverschiebungen. Im Folgenden wird deshalb anhand vereinfachter Rechenmodelle eine Abschätzung der Dübelverschiebungen durchgeführt, die im Falle eines Erdbebens infolge Zugschwellbelastung oder wechselnder Querbelastung zu erwarten sind. Eine wechselnde Zug-Druck-Belastung wird im Folgenden nicht betrachtet, da Druckbelastungen auf die Dübel

bei den untersuchten Hinterschnittdübeln zu vermeiden sind. Drucklasten werden in diesem Fall zwischen Ankerplatte und Betonuntergrund übertragen.

4.5.1 Ermittlung von Erdbebenlastkollektiven für Dübelbefestigungen

In [Lut2011] werden die Erdbebenlastkollektive mithilfe von Erdbebensimulationen eines Kernkraftwerksgebäudes ermittelt. Bei den Berechnungen wird somit die gesamte Übertragungskette Boden-Bauwerk-Komponente betrachtet, um die resultierenden Schnittkräfte in der Befestigung ermitteln zu können. Dabei werden relevante Parameter stochastisch variiert um Streubereiche von Einflussparametern zu berücksichtigen. In Bild 97 sind wichtige strukturdynamische Einflussgrößen auf die resultierenden Lastkollektive dargestellt. Im Wesentlichen werden die Lastkollektive während eines Erdbebens durch das Schwingungsverhalten des Bauwerks und der Komponente beeinflusst, da die Befestigung die zwischen Bauwerk und Komponente wirkenden Schnittkräfte übertragen muss.

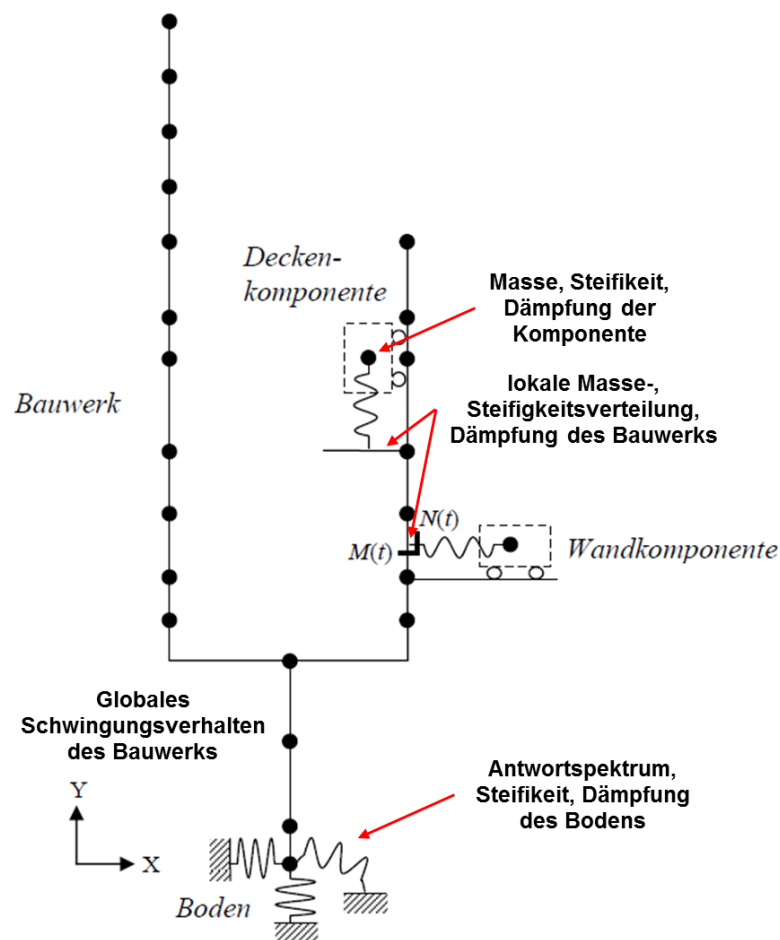


Bild 97: Übertragungskette Boden-Bauwerk-Komponente und wichtige Einflussparameter (nach [Lut2011])

Aufgrund der Vielzahl an Einflussparametern und deren Kombinationsmöglichkeiten ist die Ermittlung von repräsentativen Lastkollektiven schwierig. Deshalb werden für Zulassungsversuche von Dübeln vereinfachte Lastkollektive verwendet, die die zu erwartenden Belastungen bei Erdbeben konservativ für einen breiten Anwendungsbereich abdecken sollen.

Um für erdbebenrelevante Lasten, Lastwechselzahlen und Belastungsfrequenzen Anhaltswerte zu finden, können zunächst die in den Zulassungsrichtlinien [DIBt2010], [EOTA2013c] und [EOTA2013d] spezifizierten Prüfbedingungen für schwellende Zugbelastung herangezogen werden. In Tabelle 14 sind die wichtigsten Prüfparameter aufgelistet.

Zulassungsrichtlinie	Zuglast		Lastwechselzahl / -	Frequenz / Hz
DIBt-Leitfaden Kernkraftwerke	$N_{\min}: 0$ $N_{\max}: 0,67 \cdot N_{RK}$		15	≤ 1
ETAG 001, Anhang A	$N_{\max}: \min(0,6 \cdot N_{RK}, 0,8 \cdot A_s \cdot f_{yk})$ $N_{\min}: \max(0,25 \cdot N_{RK}, N_{\max} - A_s \cdot \Delta\sigma_s)$		10^5	≤ 6
ETAG 001, Anhang E, Kategorie C1	$N_{\min}: \max(0,03 \cdot N_{eq}, 200 \text{ N})$			0,1 – 2
	1. Laststufe	$N_{eq}: 0,5 \cdot N_{Ru,m}$	10	
	2. Laststufe	$N_j: 0,75 \cdot N_{eq}$	30	
	3. Laststufe	$N_m: 0,5 \cdot N_{eq}$	100	
ETAG 001, Anhang E, Kategorie C2	$N_{\max}: 0,75 \cdot N_{u,m,C2.1a}$ $N_{\min}: \max(0,02 \cdot N_{\max}, 200 \text{ N})$			$\leq 0,5$
	1. Laststufe	$N/N_{\max} = 0,2$	25	
	2. Laststufe	$N/N_{\max} = 0,3$	15	
	3.–9. Laststufe	stufenweise $N/N_{\max}: 0,4 - 1$	jeweils 5	

Tabelle 14: Prüfparameter in Zulassungsversuchen für schwellende Zugbelastung (nach [DIBt2010] [EOTA2013c] [EOTA2013d])

Die Prüfbedingungen in [DIBt2010] sind geeignet, um eine Aussage darüber treffen zu können, dass ein Versagen des Dübels während der Lastwechsel bei sehr großen Rissbreiten ausgeschlossen werden kann. Darüber hinaus kann überprüft werden, ob die Anforderungen an das Verschiebungsverhalten und die erforderliche Resttragfähigkeit eingehalten werden. Die Prüfbedingungen in [EOTA2013c] sind dafür geeignet, um nachzuweisen, dass ein Versagen des Dübels bei ermüdungsrelevanten Lastwechselzahlen ausgeschlossen werden kann und die Anforderungen an die Resttragfähigkeit eingehalten werden können. Die Prüfbedingungen in [EOTA2013d] wurden speziell für Anforderungen bei erdbebenrelevanten Belastungsszenarien entwickelt. Bei den Prüfbedingungen der Kategorie C1 mit abnehmender Lastfolge wird hauptsächlich die Tragfähigkeit des Dübels überprüft, bei Prüfungen der Kategorie C2 mit zuneh-

mender Lastfolge wird sowohl die Tragfähigkeit als auch das Verschiebungsverhalten des Dübels überprüft [EOTA2013d]. Bei Kategorie C1 ist der Dübel insgesamt 140 Lastwechseln und bei Kategorie C2 insgesamt 75 Lastwechseln ausgesetzt. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass ein Dübel im Falle eines Erdbebens ca. 100 Lastwechsel in Zugrichtung erfährt.

Für wechselnde Querbelastung können analog zur Zugschwellbelastung die in den Zulassungsrichtlinien [DIBt2010] und [EOTA2013d] spezifizierten Prüfbedingungen herangezogen werden. In Tabelle 15 sind die wichtigsten Prüfparameter aufgelistet.

Zulassungsrichtlinie	Querlast		Lastwechselzahl / -	Frequenz / Hz
DIBt-Leitfaden Kernkraftwerke	$V_{\min}: -V_{Rk}$ $V_{\max}: +V_{Rk}$		15	-
ETAG 001, Anhang E, Kategorie C1	1. Laststufe	$\pm V_{eq}: 0,35 \cdot A_s \cdot f_{uk}$	10	0,1 – 2
	2. Laststufe	$\pm V_I: 0,75 \cdot V_{eq}$	30	
	3. Laststufe	$\pm V_m: 0,5 \cdot V_{eq}$	100	
ETAG 001, Anhang E, Kategorie C2	$V_{\max}: 0,85 \cdot V_{u,m,C2.2}$			$\leq 0,5$
	1. Laststufe	$V/V_{\max} = 0,2$	25	
	2. Laststufe	$V/V_{\max} = 0,3$	15	
	3.–9. Laststufe	stufenweise $V/V_{\max}: 0,4 - 1$	jeweils 5	

Tabelle 15: Prüfparameter in Zulassungsversuchen für wechselnde Querbelastung (nach [DIBt2010] [EOTA2013c] [EOTA2013d])

Bei wechselnder Querbelastung kann wie bei Zugschwellbelastung davon ausgegangen werden, dass ein Dübel im Falle eines Erdbebens ca. 100 Lastwechsel in Querrichtung erfährt.

Im Folgenden wird deshalb auf Basis der in Zulassungsrichtlinien verfügbaren Lastkollektive eine Abschätzung der Dübelverschiebung durchgeführt.

4.5.2 Rechenmodell zur Abschätzung der Dübelverschiebung infolge schwellender Zugbelastung

Bei schwellender Zugbelastung wird das Last-Verschiebungsverhalten des Dübels von der Höhe der Last, der Lastwechselzahl und der Belastungsfrequenz beeinflusst. Um die zu erwartende bleibende Dübelverschiebung infolge schwellender Zugbelastung abzuschätzen, wurden die im Rahmen des BMWi-Forschungsvorhabens [Ker2015] durchgeführten Einzeldübelversuche unter Zugschwellbelastung bei geöffnetem Riss herangezogen.

In Bild 98 und Bild 99 sind die bleibenden Dübelverschiebungen infolge Zugschwellbelastung für beide Hinterschnittdübel dargestellt. Für die Auswertung

wurde die anfängliche Verschiebung vor der Zugschwellbelastung abgezogen. Die bleibenden Verschiebungen für beide Hinterschnittdübel zeigen einen degressiven Verlauf mit zunehmender Zyklenzahl. Bei beiden Hinterschnittdübeln ist die Verschiebungszunahme im ersten Zyklus signifikant größer als bei den nachfolgenden Zyklen. Beim Hinterschnittdübel „FZA“ ist die Verschiebungszunahme infolge Zugschwellbelastung nach 15 Lastwechseln größer als beim Hinterschnittdübel „HDA“, außerdem ist beim Hinterschnittdübel „FZA“ mit zunehmender Rissbreite auch die Verschiebungszunahme nach dem ersten Zyklus größer.

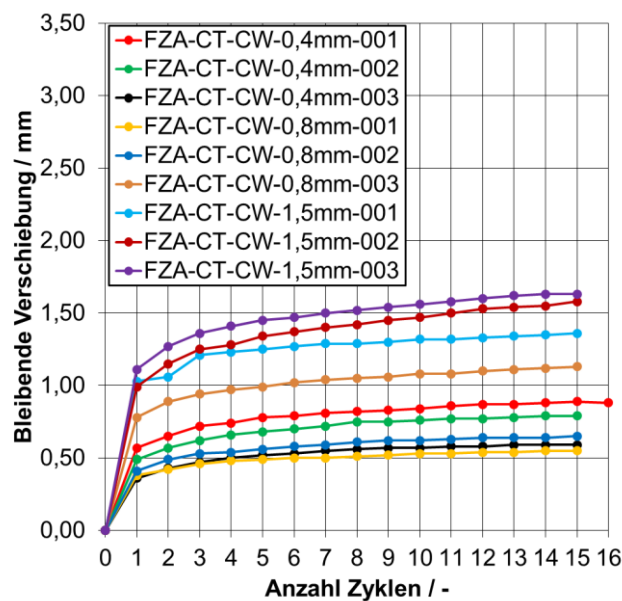


Bild 98: Bleibende Dübelverschiebung infolge Zugschwellbelastung für Hinterschnittdübel „FZA“ (nach [Ker2015])

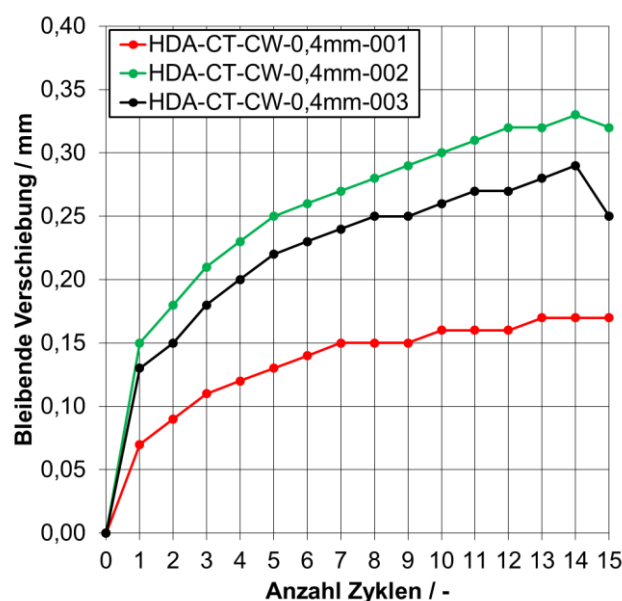


Bild 99: Bleibende Dübelverschiebung infolge Zugschwellbelastung für Hinterschnittdübel „HDA“ (nach [Ker2015])

Aus den in Bild 98 und Bild 99 gezeigten Kurven lassen sich Mittelwertkurven und anschließend Regressionskurven ableiten. In [Hoe2006] wurde ein Funktionsansatz hergeleitet, mit dem die Dübelverschiebung s_{cyc} in Abhängigkeit von der Zyklusfrequenz f , der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, der maximalen Spannung $\sigma_{max} = N_{max}/A_h$ und der Zyklenzahl n berechnet werden kann:

$$s_{cyc}(n) = c_1 \cdot \left[\left(\frac{1}{f} + c_2 \cdot \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{max}} \right) \cdot n \right]^\alpha \quad (4.1)$$

Die minimale Kraft bei den Einzeldübelversuchen in [Ker2015] betrug $N_{min} \approx 0$ kN und die Zyklusfrequenz wurde konstant bei 0,08 Hz gehalten. Somit vereinfacht sich der obige Zusammenhang zu:

$$s_{cyc}(n) = c_1 \cdot \left[\left(\frac{1}{f} + c_2 \right) \cdot n \right]^\alpha = \tilde{c} \cdot n^\alpha \quad (4.2)$$

mit

$$\tilde{c} = c_1 \cdot \left[\left(\frac{1}{f} + c_2 \right) \right]^\alpha \quad (4.3)$$

In Bild 100 sind die Mittelwertkurven der bleibenden Dübelverschiebung für beide Hinterschnittdübel und die jeweiligen Regressionskurven dargestellt. Die Regressionskurven zeigen jeweils eine gute Übereinstimmung mit den Mittelwertkurven.

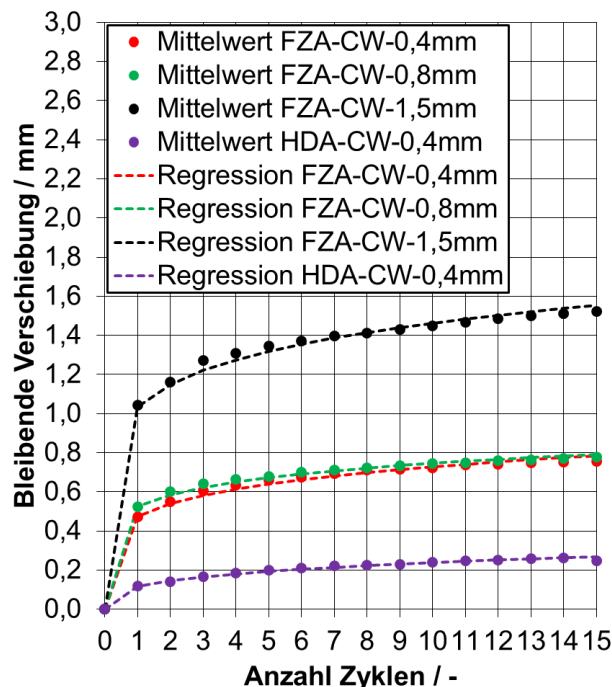


Bild 100: Mittelwert- und Regressionskurven der bleibenden Dübelverschiebung für beide Hinterschnittdübel (nach [Ker2015])

Aus der nichtlinearen Regressionsanalyse ergeben sich die in Tabelle 16 aufgelisteten Parameter.

Hinterschnittdübel	Rissbreite / mm	\tilde{c} / mm	c_1 / mm	c_2 / s	α
FZA	0,4	0,48	0,29	1,96	0,19
	0,8	0,53	0,35	1,97	0,15
	1,5	1,03	0,69	2,01	0,15
HDA	0,4	0,12	0,05	1,93	0,30

Tabelle 16: Parameterwerte aus der nichtlinearen Regressionsanalyse für Zugschwellbelastung

4.5.3 Rechenmodell zur Abschätzung der Dübelverschiebung infolge wechselnder Querbelastung

Wie bei schwellender Zugbelastung wird das Last-Verschiebungsverhalten bei Querbelastung des Dübels von der Höhe der Last, der Lastwechselzahl und der Belastungsfrequenz beeinflusst. In [Mah2015] wurden Einzeldübelversuche mit wechselnder Querbelastung für den Hinterschnittdübel „FZA“ durchgeführt. Bild 101 zeigt den Verlauf der bleibenden Dübelverschiebung mit zunehmender Lastwechselzahl bei unterschiedlichen Lastniveaus. Wie bei Zugschwellbelastung ist ein degressiver Verlauf zu erkennen, bei dem die Verschiebungszunahme nach dem ersten Zyklus signifikant größer ist als bei den nachfolgenden Lastzyklen.

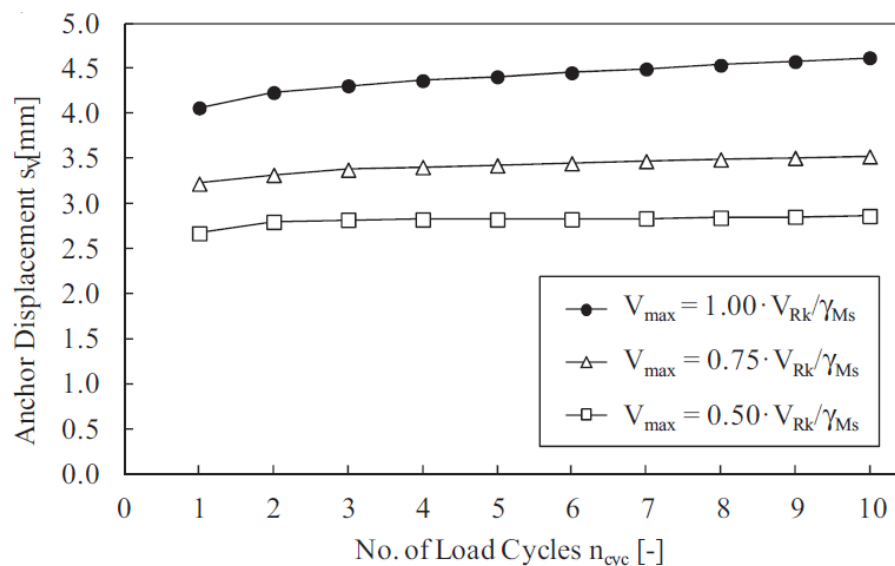


Bild 101: Bleibende Dübelverschiebung infolge wechselnder Querbelastung für Hinterschnittdübel „FZA“ [Mah2015]

Für den Hinterschnittdübel „HDA“ standen tabellarische Versuchsdaten für wechselnde Querbelastung in [Mar2008] zur Verfügung. Nach dem ersten Zyklus betrug die Dübelverschiebung im Mittel 5,06 mm und nach dem 15. Zyklus im Mittel 7,16 mm.

Entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.5.2 wurden für die in Bild 101 gezeigten Kurven und die tabellarischen Mittelwerte für den Hinterschnittdübel „HDA“ nichtlineare Regressionskurven ermittelt. Die ermittelten Parameterwerte sind in Tabelle 17 aufgelistet.

Hinterschnittdübel	V_{\max}	\check{c} / mm	c_1 / mm	c_2 / s	α
FZA	$1,00 \cdot V_{Rk} / \gamma_{Ms}$	4,02	3,43	1,01	0,06
	$0,75 \cdot V_{Rk} / \gamma_{Ms}$	3,22	2,90	1,00	0,04
	$0,50 \cdot V_{Rk} / \gamma_{Ms}$	2,70	2,49	1,00	0,03
HDA	$1,00 \cdot V_{Rk} / \gamma_{Ms}$	5,06	-	-	0,12

Tabelle 17: Parameterwerte aus der nichtlinearen Regressionsanalyse für wechselnde Querbelastung

4.5.4 Abschätzung der Dübelverschiebung infolge schwingender Erdbodenbelastung

Mit den in Tabelle 16 dargestellten Parameterwerten lassen sich nun die bleibenden Dübelverschiebungen in Zugrichtung nach 100 Lastwechseln berechnen, die nach derzeit gültigen Richtlinien bei einem Erdbeben zu erwarten sind, siehe Tabelle 18. Die berechneten Werte gelten allerdings nur, wenn während des Erdbebens sämtliche Lastwechsel zwischen den beiden Grenzwerten 0 kN und der Bemessungszuglast N_{Rd} erfolgen. Beim Hinterschnittdübel „FZA“ nimmt die bleibende Dübelverschiebung bei großen Rissbreiten zu, die berechneten Verschiebungen sind im Vergleich zum Hinterschnittdübel „HDA“ größer.

Hinterschnittdübel	Rissbreite / mm	$s_{cyc}(100)$ / mm
FZA	0,4	1,12
	0,8	1,05
	1,5	2,06
HDA	0,4	0,48

Tabelle 18: Zu erwartende Dübelverschiebungen nach 100 Lastwechseln (Zugrichtung)

Analog können nun mit den in Tabelle 17 aufgeführten Parameterwerten die bleibenden Dübelverschiebungen in Querrichtung nach 100 Lastwechseln berechnet werden, die bei einem Erdbeben zu erwarten sind, siehe Tabelle 19. Die gezeigten Werte gelten allerdings nur, wenn während des Erdbebens sämtliche Lastwechsel zwischen den beiden Grenzwerten $\pm V_{\max}$ erfolgen. Die bleibenden Verschiebungen sind nach 100 Lastwechseln beim Hinterschnittdübel „HDA“ größer im Vergleich zum Hinterschnittdübel „FZA“.

Hinterschnittdübel	V_{\max}	$s_{\text{cyc}}(100) / \text{mm}$
FZA	$1,00 \cdot V_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{Ms}}$	5,30
	$0,75 \cdot V_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{Ms}}$	3,87
	$0,50 \cdot V_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{Ms}}$	3,10
HDA	$V_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{Ms}}$	8,79

Tabelle 19: Zu erwartende Dübelverschiebungen nach 100 Lastwechseln (Querrichtung)

Bei einem Erdbeben treten jedoch üblicherweise Last-Zeitverläufe mit einer Anstiegs- und Abfallzeit sowie regellos aufeinander folgende Lastzyklen auf, so dass eine geringere Anzahl an Lastwechseln mit hohen Lastschwingbreiten zugrunde gelegt werden sollte. Die berechneten Dübelverschiebungen in Tabelle 18 und Tabelle 19 sind deshalb als Maximalwerte anzusehen. Realitätsnähere Lastzeitverläufe können zum einen durch die Verwendung von realen Antwortzeitverläufen in Kernkraftwerken oder durch künstlich generierte Lastzeitverläufe erhalten werden. An dieser Stelle soll ein künstlich generierter Lastzeitverlauf zur Abschätzung der Dübelverschiebung infolge Zugschwellbelastung und wechselnder Querbeltung dienen. Für den Lastzeitverlauf während eines Erdbebens ist die Zeitverlauf-Hüllfunktion charakteristisch, die den Amplitudenverlauf über der Zeit festlegt, vgl. Kapitel 3.2.3.3. Hier wird die trapezförmige Zeitverlauf-Hüllfunktion nach [Hou1968] verwendet, die ebenfalls in [ASCE2000] zur Erdbebenauslegung von sicherheitstechnisch wichtigen Tragwerken in Kernkraftwerken eingesetzt wird.

Im nächsten Schritt muss die Starkbewegungsdauer für den Last-Zeitverlauf festgelegt werden. In [RSK2011] sind die Starkbewegungsdauern angegeben, die bei der standortspezifischen Auslegung der deutschen Kernkraftwerke zugrunde gelegt wurden. Die größte Starkbewegungsdauer von 10 s wurde für den Standort Biblis angenommen. Für diese Starkbewegungsdauer wird in [ASCE2000] eine Anstiegszeit von 1,5 s und eine Abfallzeit von 7 s empfohlen.

Anschließend wird der Lastzeitverlauf mit der Zeitverlauf-Hüllfunktion multipliziert und auf die Maximallast N_{\max} oder V_{\max} skaliert. N_{\max} und V_{\max} entsprechen jeweils den Bemessungswiderständen N_{Rd} und V_{Rd} , die für den Tragfähigkeitsnachweis von baulichen Anlagen nach [KTA2013b] maßgeblich sind. In Tabelle 20 sind die Bemessungswiderstände für die Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ angegeben, die für die weiteren Berechnungen angesetzt wurden.

Hinterschnittdübel	N_{Rd} / kN	V_{Rd} / kN
FZA	12,2 (Herausziehen)	27,0 (Stahlversagen)
HDA	28,5 (Herausziehen)	41,3 (Stahlversagen)

Tabelle 20: Bemessungswiderstände für Hinterschnittdübel „FZA“ und „HDA“

Bild 102 zeigt die Zug- und Querlastzeitverläufe, die für die Berechnungen des Hinterschnittdübels „HDA“ zugrunde gelegt wurden.

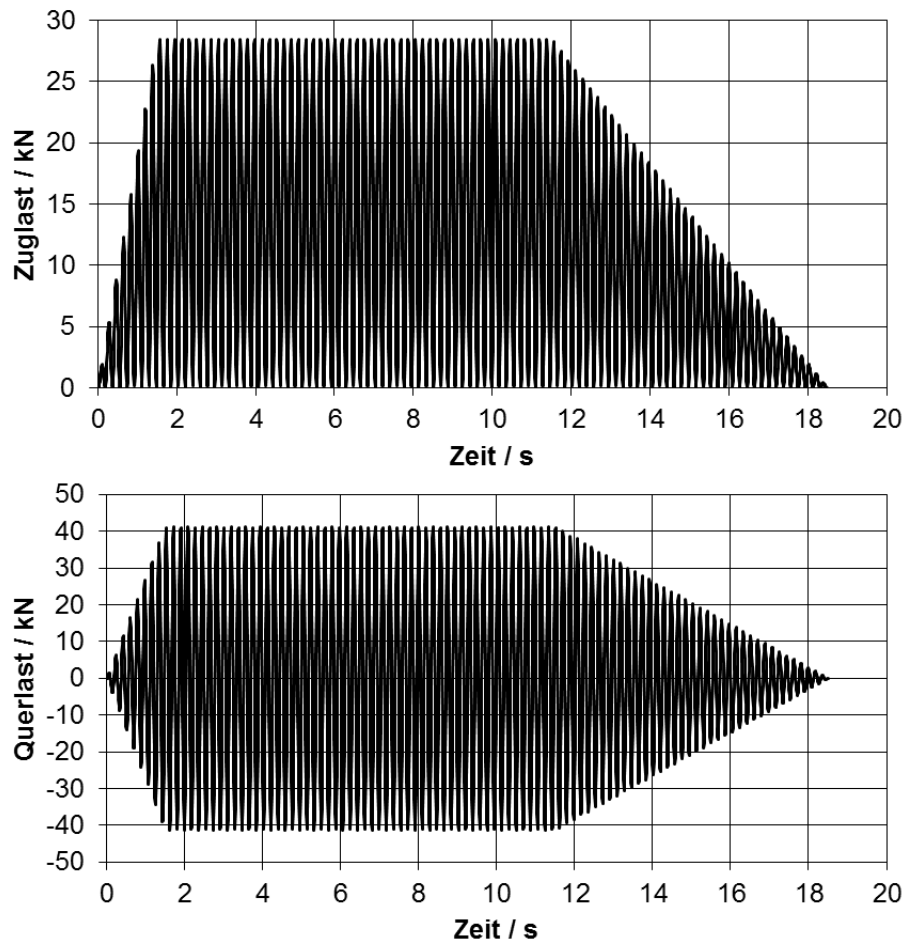


Bild 102: Zug- und Querlastzeitverläufe für den Hinterschnittdübel „HDA“

Für die oben gezeigten Zeitverläufe werden nun die von der Lastamplitude abhängigen Parameter \tilde{c} , n und α für jeden einzelnen Lastzyklus ermittelt. Die Dübelverschiebungszunahme pro Zyklus wird anschließend zur Gesamtverschiebung des Dübels aufsummiert:

Verschiebung 1. Zyklus:

$$s_{cyc}(1) = c_1(N_{max,1}) \cdot \left[\left(\frac{1}{f} + c_2(N_{max,1}) \right) \cdot 1 \right]^{\alpha_1} \quad (4.4)$$

Verschiebungszunahme n-ter Zyklus:

$$\Delta s_{cyc}(n) = s_{cyc}(n) - s_{cyc}(n-1) \quad (4.5)$$

Gesamtverschiebung 100. Zyklus:

$$s_{cyc,ges} = \sum_{n=1}^{100} \Delta s_{cyc}(n) \quad (4.6)$$

Die daraus resultierenden Verschiebungsverläufe in Zug- und Querrichtung zeigt Bild 103. Im ersten Zyklus nimmt die Dübelverschiebung zunächst sprunghaft zu, danach nimmt die Dübelverschiebung während der Anstiegszeit des Erdbebens progressiv zu und wechselt danach in einen degressiven Verlauf bis zum Ende des Erdbebens.

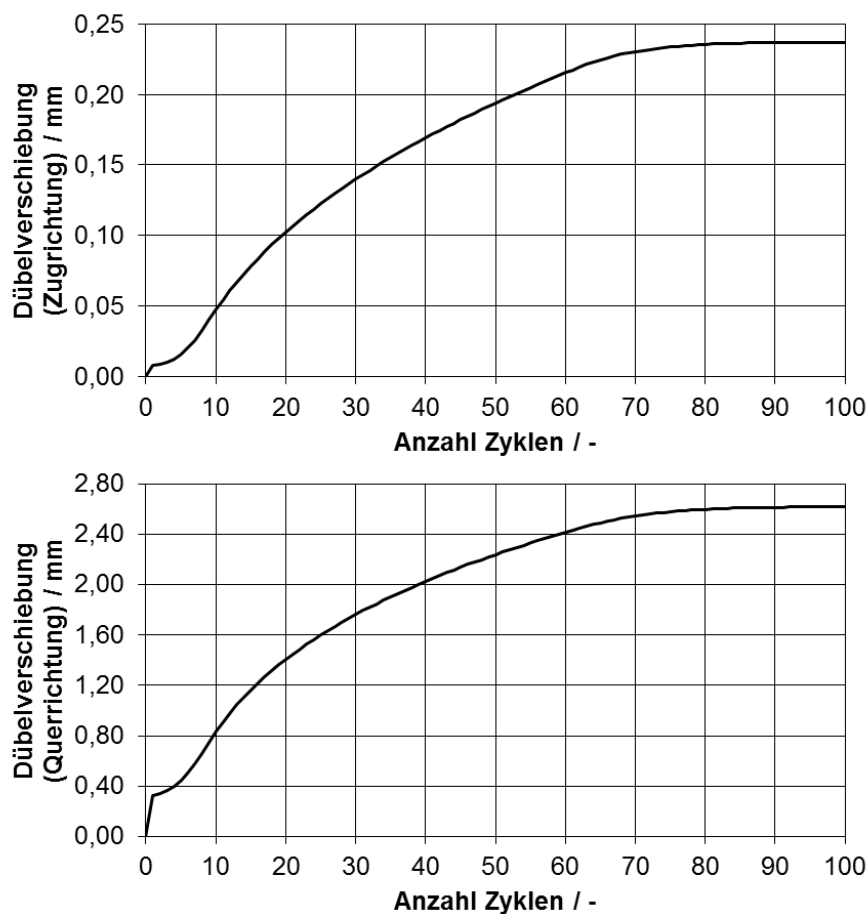


Bild 103: Verschiebungsverläufe in Zug- (oben) und Querrichtung (unten) für den Hinterschnittdübel „HDA“

In gleicher Weise wie beim Hinterschnittdübel „HDA“ wird beim Hinterschnittdübel „FZA“ die Verschiebungszunahme pro Zyklus berechnet und aufsummiert. Bild 104 zeigt die für die Berechnungen zugrunde gelegten Lastzeitverläufe.

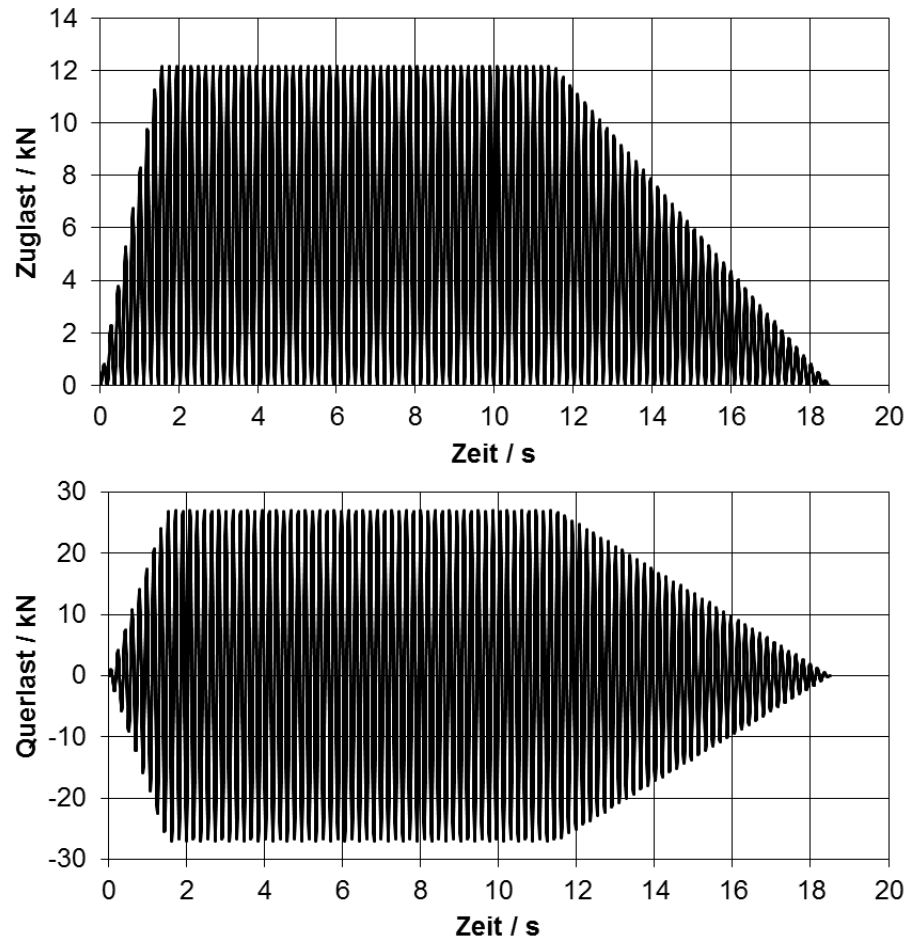


Bild 104: Zug- und Querlastzeitverläufe für den Hinterschnittdübel „FZA“

In Bild 105 ist die Dübelverschiebung in Zug- und Querrichtung dargestellt. Das Verschiebungsverhalten zeigt einen ähnlichen Verlauf wie beim Hinterschnittdübel „HDA“, die Verschiebungszunahme nach 100 Zyklen ist in Zugrichtung größer und in Querrichtung geringer.

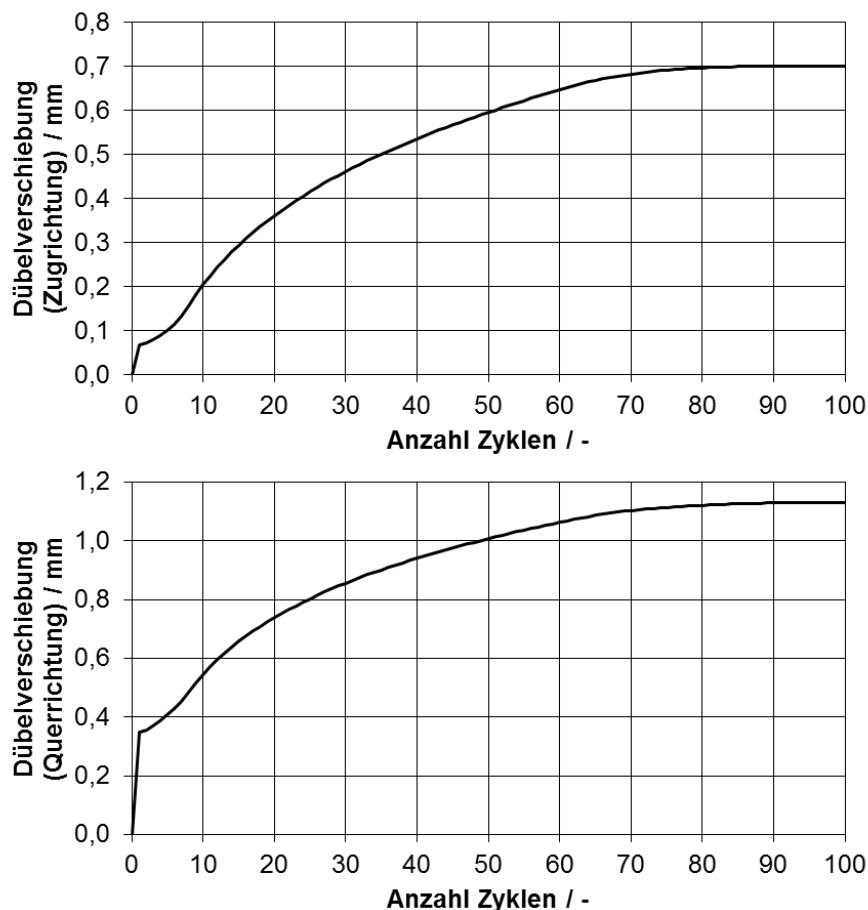


Bild 105: Verschiebungsverläufe in Zug- (oben) und Querrichtung (unten) für den Hinterschnittdübel „FZA“

4.6 Rechenmodelle für das Verschiebungsverhalten bei Öffnen und Schließen von Betonrissen

Neben der Verschiebungszunahme eines Dübels infolge schwingender Belastung spielt die Verschiebungszunahme während des Öffnens und Schließens von Betonrissen im Verankerungsgrund eine wichtige Rolle für das Tragverhalten von Dübelbefestigungen, vgl. dazu Kapitel 3.3.3.8. Das Öffnen und Schließen von Rissen stellt für Hinterschnitt- und Spreizdübel den ungünstigsten Belastungsfall dar aufgrund der direkten Beeinträchtigung der form- bzw. reib-schlüssigen Kraftübertragung.

4.6.1 Ermittlung von Erdbeben-Risskollektiven für Dübelbefestigungen

Die während eines Erdbebens auftretenden Rissöffnungsamplituden und Risszykluszahlen sind ähnlich wie die Lastkollektive vom Schwingungsverhalten des Bauwerks und der Komponenten abhängig, vgl. Kapitel 4.5.1. Demensprechend schwierig ist auch die Ermittlung von repräsentativen Risskollektiven. Deshalb werden entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.5 die Prüfbe-

dingungen der Zulassungsversuche in [DIBt2010] und [EOTA2013d] für zyklisches Rissöffnen und –schließen bei konstanter Zuglast herangezogen. In Tabelle 21 sind die wichtigsten Prüfparameter zusammengefasst.

Zulassungsrichtlinie	Rissbreite / mm		Risszykluszahl / -	Frequenz / Hz
DIBt-Leitfaden Kernkraftwerke	$w_{\max} = w_2 = 1,5 \cdot w_k$ $w_{\min} = w_2 - 0,5 \text{ mm}$ (bei $w_2 < 1,2 \text{ mm}$: $w_{\min} = 0 \text{ mm}$)		10	$\approx 0,2$
ETAG 001, Anhang E, Kategorie C2	1. Rissstufe	0 – 0,1	20	$\leq 0,5$
	2. Rissstufe	0 – 0,2	10	
	3.-7. Rissstufe	stufenweise 0 - 0,4 bis 0 - 0,7	jeweils 5	
	8. Rissstufe	0 - 0,8	4	

Tabelle 21: Prüfparameter in Zulassungsversuchen für zyklisches Rissöffnen und –schließen bei konstanter Zuglast (nach [DIBt2010] [EOTA2013d])

Mit den Prüfbedingungen der Zulassungsversuche in [DIBt2010] soll ein möglichst günstiges Verschiebungsverhalten des geprüften Dübels auch bei sehr großen Rissbreiten gewährleistet werden. Die maximalen Rissbreiten in [DIBt2010] gehen deshalb über die maximalen Rissbreiten in [EOTA2013d] hinaus. Der Dübel erfährt bei den Zulassungsversuchen in [EOTA2013d] 59 Risszyklen. Für die rechnerische Abschätzung der Dübelverschiebung kann deshalb davon ausgegangen werden, dass der Dübel ca. 60 Risszyklen bei einem Erdbeben erfährt.

4.6.2 Verfügbare Rechenmodelle in der Literatur

In der zur Verfügung stehenden Literatur sind verschiedene Berechnungsansätze für die Verschiebungszunahme infolge Rissöffnen und -schließen zu finden. Die Rechenmodelle unterscheiden sich hauptsächlich in der Anzahl der notwendigen Eingabeparameter. Während der Berechnungsansatz in [Lot1993] mehr auf analytischen Zusammenhängen mit einer Vielzahl von Parametern beruht, wird bei den Ansätzen in [Lut2011], [Mah2012] und [Maa2016] der empirisch ermittelte Zusammenhang zwischen Dübelverschiebung, Rissbreite und Normalkraft verwendet, um einen reduzierten Eingabeparametersatz zu realisieren. Die wesentlichen Merkmale der verschiedenen Ansätze sind in Tabelle 22 zusammengefasst.

Autor(en)	Wesentliche Merkmale
Lotze [Lot1993]	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung erfolgt mit analytischen und empirischen Zusammenhängen zwischen Dübelverschiebung, Geometrie, Rissbreite, Flächenpressung und Werkstoffkennwerten • Berechnung der Verschiebungszunahme für einzelne Risszyklen • Berücksichtigung von Vorspannkraftverlusten infolge Rissöffnung, Relaxation und Kriechen • 14 Eingabeparameter für die Berechnung • 1 Rissöffnungskollektiv mit oberer und unterer Rissbreite benötigt
Luther, Sadegh-Azar [Lut2011]	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung erfolgt mit empirischen Zusammenhängen zwischen Dübelverschiebung, Rissbreite und Normalkraft • Berechnung der Verschiebungszunahme für einzelne Last- und Risszyklen • 4 Eingabeparameter für die Berechnung • 2 Zeitverläufe (Rissbreite, Normalkraft) benötigt
Mahrenholtz [Mah2012]	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung erfolgt mit empirischen Zusammenhängen zwischen Dübelverschiebung, Rissbreite und Normalkraft • Berechnung der Verschiebungszunahme für einzelne Last- und Risszyklen • 3 Eingabeparameter für die Berechnung • 2 Kollektive (Rissbreite, Normalkraft) benötigt
Mahadik, Sharma, Hofmann [Maa2016]	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung erfolgt mit empirischen Zusammenhängen zwischen Dübelverschiebung, Rissbreite und Normalkraft • Berechnung der Verschiebungszunahme für einzelne Last- und Risszyklen • 3 Eingabeparameter für die Berechnung • 2 Kollektive (Rissbreite, Normalkraft) benötigt

Tabelle 22: Wesentliche Merkmale der verschiedenen Berechnungsansätze

4.6.3 Last-Verschiebungsverhalten der untersuchten Hinterschnittdübel

Für die in Tabelle 22 gezeigten Rechenmodelle müssen Parameter ermittelt werden, die vom untersuchten Dübel abhängen. In der Regel können diese dübelspezifischen Parameter nicht auf typgleiche Dübel übertragen werden. Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Hinterschnittdübel wurden im Vorhaben [Ker2015] Einzeldübelversuche bei zyklischem Rissöffnen und –schließen durchgeführt, vgl. Tabelle 10. Um den Einfluss der Phasenlage von Zuglast- und Risszeitverlauf auf die bleibende Dübelverschiebung zu untersuchen, wurden neben Versuchen bei konstanter Zuglast auch Versuche mit phasengleichen oder gegenphasigen Zuglast- und Risszeitverläufen durchgeführt. Ta-

belle 23 zeigt die mittlere bleibende Dübelverschiebung pro Rissöffnungszyklus für die untersuchten Hinterschnittdübel. Die mittlere bleibende Dübelverschiebung pro Rissöffnungszyklus zeigt eine signifikante Abhängigkeit vom Dübeltyp, vom Rissbreitenbereich bzw. Rissbreitenamplitude und von der Phasenlage zwischen Zuglast- und Risszeitverlauf. Der Verschiebungszuwachs pro Zyklus ist bei beiden Dübeln am größten, wenn große Rissbreiten in Verbindung mit einer konstanten Zuglast auftreten. Demgegenüber ist bei beiden Dübeln der Verschiebungszuwachs am kleinsten, wenn kleinere Rissbreiten bei gleichzeitigem gegenphasigem Zuglastzeitverlauf vorliegen.

Hinterschnittdübel	Rissbreite / mm	Zuglast / kN	Phasenlage	Mittlere bleibende Verschiebung / mm/Zyklus
HDA	0,5 – 0,8	N_{Rd} (konstant)	-	0,147
	1,0 – 1,5			0,494
	1,0 – 1,5	0,3 - N_{Rd}	gleichphasig	0,311
	0,5 – 0,8		gegenphasig	0,071
	1,0 – 1,5			0,209
FZA	0,5 – 0,8	N_{Rd} (konstant)	-	0,399
	1,0 – 1,5			0,817
	1,0 – 1,5	0,3 - N_{Rd}	gleichphasig	1,215
	0,5 – 0,8		gegenphasig	0,198
	1,0 – 1,5			0,413

Tabelle 23: Bleibende Dübelverschiebung pro Rissöffnungszyklus aus Einzeldübelversuchen (nach [Maa2016])

Das prinzipielle Last-Verschiebungsverhalten für die beiden Hinterschnittdübel zeigt Bild 106. Der Belastungsfall „Rissöffnen bei konstanter Zuglast“ stellt dabei die obere Grenze für den Verschiebungszuwachs dar (rote Linie in Bild 106). Bei einem Erdbeben treten jedoch aufgrund des unterschiedlichen Schwingungsverhaltens von Bauwerk und Komponente Last- und Rissöffnungszeitverläufe mit unterschiedlichen Frequenzen und Phasenlagen auf. Der Verschiebungszuwachs bei diesem Belastungsfall liegt deshalb zwischen „Rissöffnen und zyklische Zuglast (gleichphasig)“ und „Rissöffnen und zyklische Zuglast (gegenphasig)“ (siehe blaue Linie in Bild 106 zwischen grüner und orangefarbener Linie).

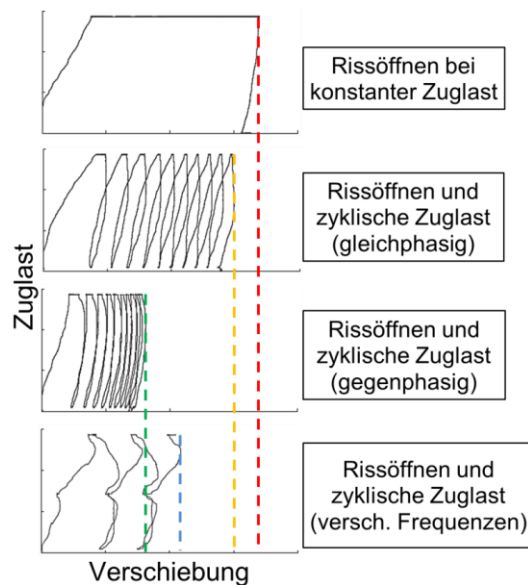


Bild 106: Prinzipielle Last-Verschiebungskurven für verschiedene Last- und Rissöffnungszeitverläufe (nach [Mah2012])

4.6.4 Einfluss der Rissbreitenamplitude auf das Verschiebungsverhalten

Das Rechenmodell in [Lot1993] berücksichtigt den Einfluss der Rissöffnungsamplitude anhand eines analytischen Ansatzes während der Einfluss in [Maa2016] indirekt über die Anpassung der Parameter an die Versuchsergebnisse berücksichtigt wird. Die Rechenmodelle in [Lut2011] und [Mah2012] beinhalten keinen direkten Einfluss der Rissbreitenamplitude, da bei diesen Ansätzen von einem vollständigen Schließen des Risses zwischen den Rissöffnungszyklen ausgegangen wird. Somit beträgt die untere Rissbreite immer 0 mm. Bei einem Erdbeben sind jedoch Rissbreitenamplituden mit einer unteren Rissbreite > 0 mm zu erwarten.

Aufgrund der unterschiedlichen Modellansätze soll an dieser Stelle der Einfluss der Rissbreitenamplitude auf den Verschiebungszuwachs anhand des Hinterschnittdübels „FZA“ untersucht werden. Zunächst wird der zeitliche Verlauf der Dübelverschiebung bei zyklischem Rissöffnen in den Rissbreitenbereichen 0,5 – 0,8 mm und 1,0 – 1,5 mm betrachtet, siehe Bild 107 und Bild 108. Während des Rissöffnens rutscht der Dübel aufgrund der geometrischen Unverträglichkeit zwischen den Kontaktflächen von Hinterschnittkonus und Bohrloch nach. Wenn die obere Rissbreite erreicht ist und sich der Riss wieder schließt, verbleibt der Dübel aufgrund der äußeren Zuglast bei der zuvor erreichten Dübelverschiebung, indem sich der Hinterschnittkonus in den Beton eindrückt, vgl. Bild 60. Dieser Vorgang wiederholt sich für jeden Risszyklus, sodass ein treppenförmiger Verschiebungszeitverlauf entsteht.

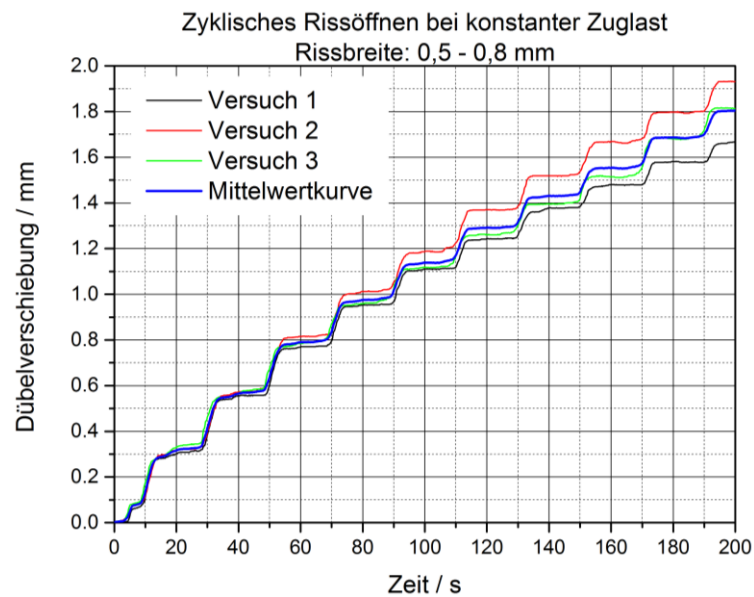


Bild 107: Zeitverlauf der Dübelverschiebung bei zyklischem Rissöffnen zwischen 0,5 – 0,8 mm Rissbreite für Hinterschnittdübel „FZA“ (nach [Ker2015])

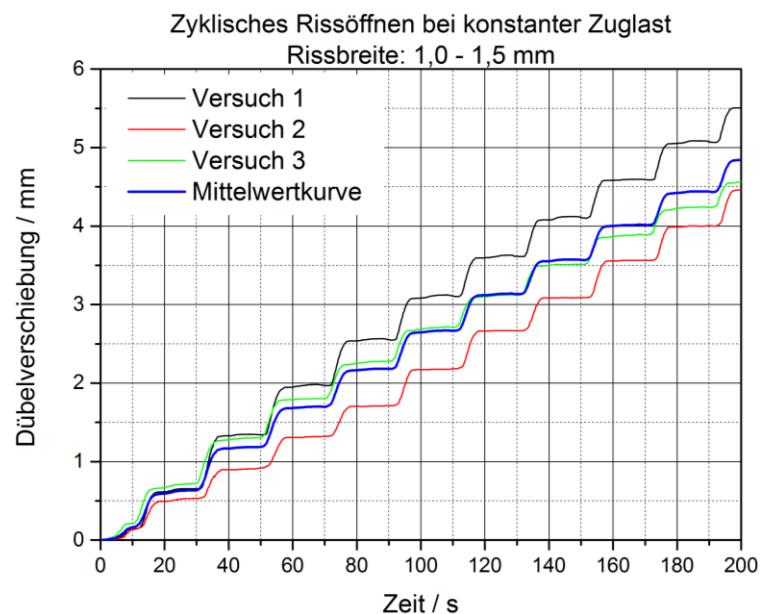


Bild 108: Zeitverlauf der Dübelverschiebung bei zyklischem Rissöffnen zwischen 1,0 – 1,5 mm Rissbreite für Hinterschnittdübel „FZA“ (nach [Ker2015])

Aus den Verschiebungszeitverläufen in Bild 107 und Bild 108 ist ersichtlich, dass für das Verschiebungsverhalten des Dübels insbesondere die Halbzyklen während des Rissöffnens relevant sind. Im nächsten Schritt wird deshalb die Dübelverschiebung pro Halbzyklus während der Rissöffnung analysiert. In Bild 109 und Bild 110 sind jeweils die Dübelverschiebungsverläufe in Abhängigkeit von der Rissbreite während der einzelnen Rissöffnungshalbzyklen dargestellt. In beiden Bildern ist deutlich das nichtlineare Verschiebungsverhalten des

Dübels während der Rissöffnung zu erkennen. Bei beiden Rissbreitenbereichen zeigt der Dübel zunächst keine signifikante Verschiebungszunahme aufgrund des elastischen Rückfederns der Kontaktflächen im Verankerungsbereich. Dadurch wird zunächst ein Nachrutschen des Dübels verhindert. Darüber hinaus nimmt mit jedem zusätzlichen Risszyklus die Dübelverschiebung pro Halbzyklus ab, d. h. die Verschiebungsverläufe werden flacher.

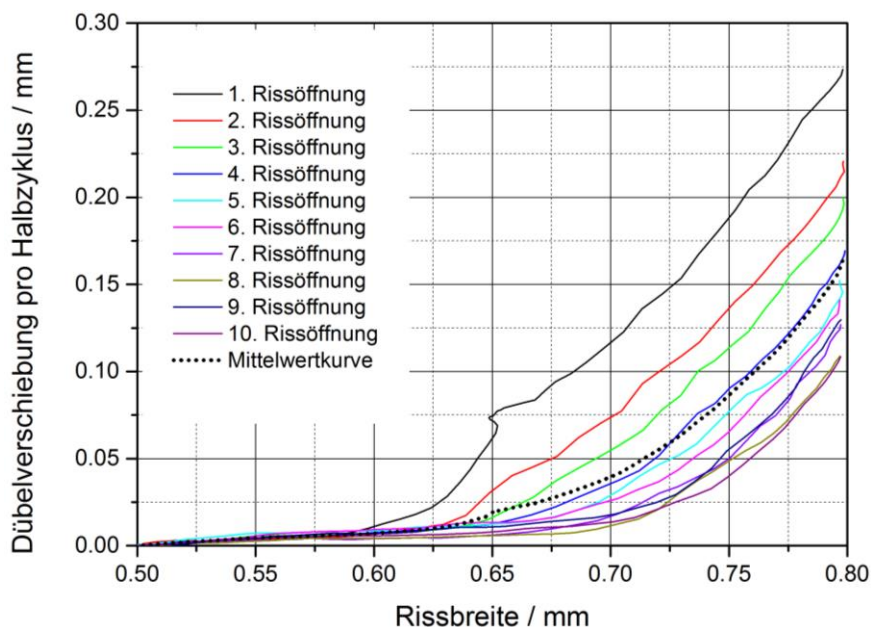


Bild 109: Dübelverschiebung pro Halbzyklus im Rissbreitenbereich 0,5 – 0,8 mm für Hinterschnittdübel „FZA“ (nach [Ker2015])

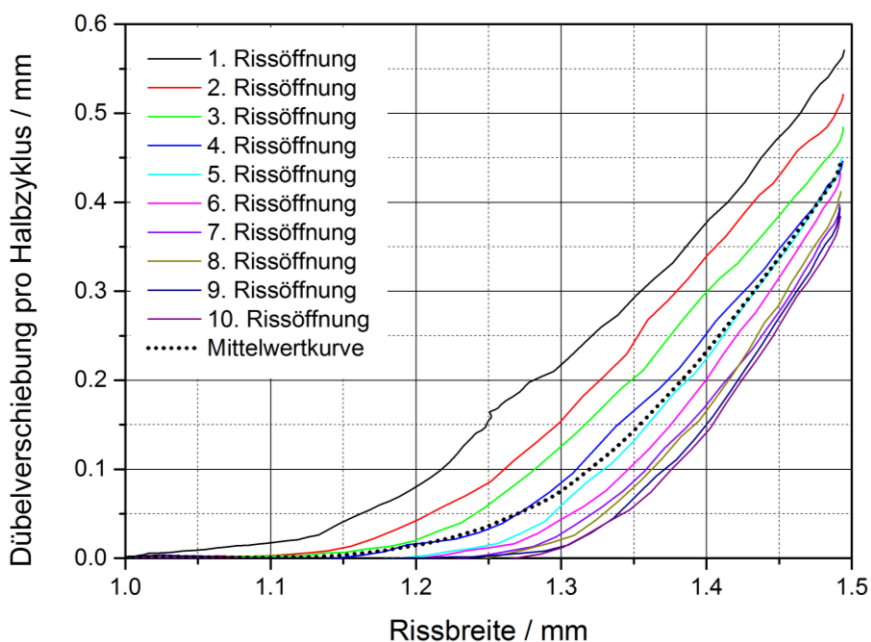


Bild 110: Dübelverschiebung pro Halbzyklus im Rissbreitenbereich 1,0 – 1,5 mm für Hinterschnittdübel „FZA“ (nach [Ker2015])

Die Mittelwertkurven der Dübelverschiebung pro Halbzyklus zeigt Bild 111 für die beiden Rissbreitenbereiche. Im Rissbreitenbereich 1,0 - 1,5 mm ist der Ver-

lauf der Dübelverschiebung pro Halbzyklus flacher als im Rissbreitenbereich 0,5 - 0,8 mm. Durch die größere Rissbreitenamplitude werden die Kontaktflächen im Verankerungsbereich beim Risssschließen stärker aneinander gepresst, sodass eine größere elastische Verformung der Kontaktkörper auftritt. Dadurch kann das Nachrutschen beim anschließenden Rissöffnungshalbzyklus länger durch das Rückfedern kompensiert werden. Aufgrund der größeren Rissbreitenamplitude ist allerdings die Verschiebungszunahme pro Halbzyklus beim Rissbreitenbereich 1,0 – 1,5 mm größer als beim Rissbreitenbereich 0,5 - 0,8 mm.

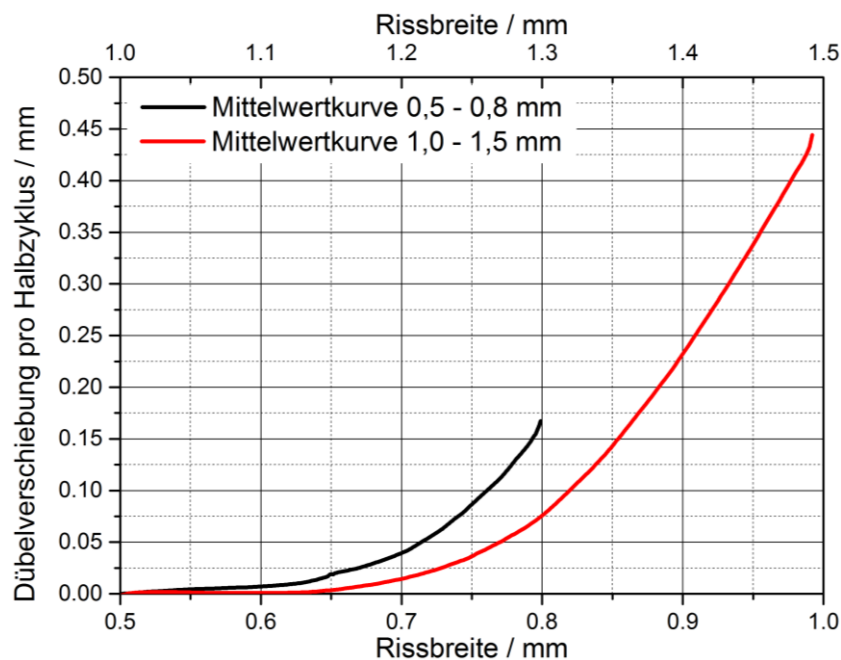


Bild 111: Mittelwertkurven der Dübelverschiebung pro Halbzyklus für die Rissbreitenbereiche 0,5 – 0,8 mm und 1,0 – 1,5 mm (nach [Ker2015])

Die Analyse des Verschiebungsverhaltens während zyklischem Rissöffnen und –schließen zeigt, dass für die realistische Abschätzung der Dübelverschiebungen während eines Erdbebens die Rissöffnungsamplitude mit variabler unterer Rissbreite berücksichtigt werden muss.

4.6.5 Einfluss der Vorspannung auf das Verschiebungsverhalten

Die Vorspannkraft in einem Dübel hat nicht nur Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit des Dübels, vgl. Kapitel 3.3.3.9, sondern auch auf das Verschiebungsverhalten beim Öffnen und Schließen von Betonrissen. In Bild 112 ist das Verschiebungsverhalten eines Hinterschnittdübels während des Vorspannens und während der ersten Rissöffnung gezeigt. Durch das Vorspannen des Dübels wird der Ankerbolzen gedehnt und die Ankerplatte sowie der Verankerungsgrund gestaucht. Findet nun beim vorgespannten Dübel eine Rissöffnung statt, rutscht der Hinterschnittkonus im Verankerungsbereich nach, um die geometri-

sche Unverträglichkeit der Kontaktflächen auszugleichen. Solange das Nachrutschen des Hinterschnittkonus durch die elastische Rückfederung von Ankerbolzen, Ankerplatte und Verankerungsgrund ausgeglichen werden kann, ist zwischen Ankerplatte und Betonbauteil kein Spalt vorhanden. Wenn die Vorspannkraft durch das Öffnen und Schließen vollständig abgebaut ist, erfolgt bei Normalkraftbelastung des Dübels das sukzessive Herausziehen des Dübels bei gleichzeitiger Vergrößerung des Spalts zwischen Ankerplatte und Betonbauteil.

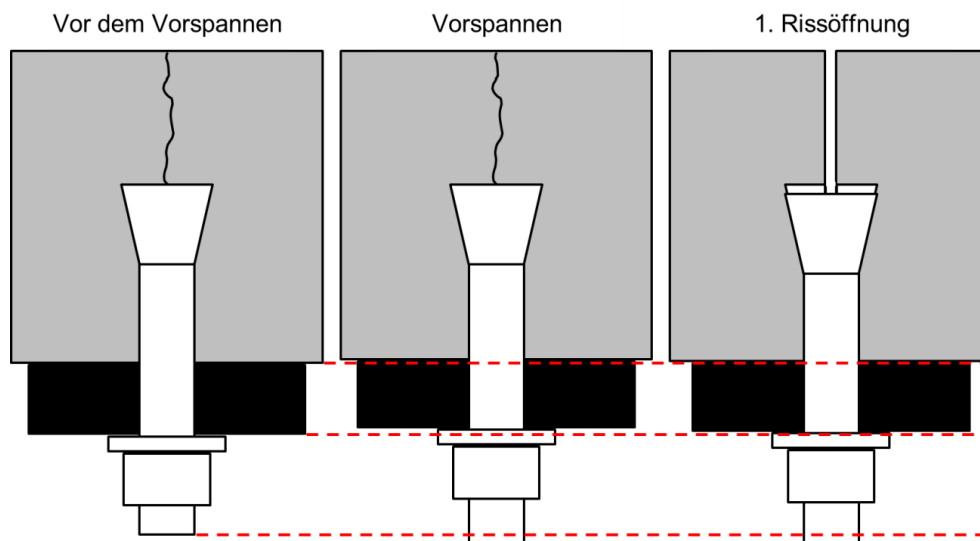


Bild 112: Verschiebungsverhalten eines Hinterschnittdübels beim Vorspannen und bei der ersten Rissöffnung

Anhand von Versuchsergebnissen wird in [Lot1993] gezeigt, dass bei Hinterschnitt- und Spreizdübeln durch fortschreitende Relaxation und Kriechvorgänge ein signifikanter Vorspannkraftabbau auch in der Praxis zu erwarten ist. Durch das Öffnen und Schließen von Rissen verstärkt sich der Vorspannkraftverlust, sodass ein vollständiger Verlust der Vorspannung nach vielen Betriebsjahren zu erwarten ist. Der nahezu vollständige Vorspannkraftverlust bei Hinterschnittdübeln infolge Rissöffnung konnte darüber hinaus anhand von numerischen Studien in [Dwe2017] gezeigt werden. Der Vorspannkraftverlust kann auch durch mehrmaliges Nachspannen des Dübels nicht verhindert werden. Bei einem Erdbeben nach mehreren Betriebsjahren eines Kernkraftwerks kann deshalb davon ausgegangen werden, dass in den Befestigungen keine technisch nutzbare Vorspannung in den Dübeln mehr vorliegt.

4.6.6 Anpassung und Vereinfachung des Rechenmodells von Lotze

In Kapitel 4.6.4 wurde gezeigt, dass das Verschiebungsverhalten der untersuchten Hinterschnittdübel von der Rissöffnungsamplitude und der damit verbundenen elastischen Rückfederung im Verankerungsbereich abhängt. Die Berücksichtigung ist insbesondere dann wichtig, wenn kleine Rissöffnungs-

amplituden wie bei einem Erdbeben auftreten. Deshalb wird im Folgenden eine rechnerische Abschätzung der Dübelverschiebung infolge Rissöffnen und -schließen anhand des Rechenmodells von Lotze durchgeführt. Zur Vereinfachung der Berechnungsgleichungen wird angenommen, dass ein vollständiger Vorspannkraftverlust vorliegt, vgl. Kapitel 4.6.5.

Bei Rissöffnung im Verankerungsbereich wird die Verschiebungszunahme pro Zyklus nach [Lot1993] folgendermaßen berechnet:

$$\Delta s_n = \frac{\Delta E_{s,n}}{\tan \alpha_S} \quad (4.7)$$

mit

$$\Delta E_{s,n} = 0,5 \cdot (w_{o,n} - w_{u,n}) - \Delta E_{el,n} \quad (4.8)$$

und

$$\Delta E_{el,n} = \frac{Spa_{G,n-1} - Spa_d}{C_{el}} \quad (4.9)$$

Die Spaltkraft infolge Dauerlast Spa_d kann analytisch nach [Hof2004] und [Lot1993] berechnet werden:

$$Spa_d = U_{zs} \cdot N = k_1 \cdot \frac{N^2}{A_H \cdot f_{ck,cube}} = k_1 \cdot \frac{N^2}{b_{Sch} \cdot h_{Sch} \cdot f_{ck,cube}} \quad (4.10)$$

Die Gesamtverschiebung im n-ten Zyklus ergibt sich aus:

$$s_n = s_{n-1} + \Delta s_n \quad (4.11)$$

Bei Riss-schließen wird angenommen, dass der Dübel infolge der Selbsthemmung im Verankerungsbereich die Verschiebung des vorangegangenen Rissöffnungshalbzyklus beibehält [Lot1993]. Bei Riss-schließen im Verankerungsbereich ist nach [Lot1993] zu prüfen, ob die Verformungen rein elastisch oder inelastisch sind:

Spaltkraft infolge elastischer Verformung:

$$Spa_{G,n}^{(el)} = Spa_d + C_{el} \cdot 0,5 \cdot (w_{o,n} - w_{u,n}) \quad (4.12)$$

Spaltkraft infolge inelastischer Verformung:

$$Spa_{G,n}^{(inel)} = \frac{C_{ges} \cdot f_{ck,cube}}{(b_{Sch} \cdot h_{Sch})^{0,25}} \cdot b_{Sch} \cdot \sqrt{s_n \cdot \tan \alpha_S - \frac{w_{u,n}}{2}} \cdot \left(h_{Sch} - \frac{s_n}{3} - \frac{w_{u,n}}{3 \cdot \tan \alpha_S} \right) \quad (4.13)$$

Für den anschließenden Rissöffnungshalbzyklus gilt dann:

$$Spa_{G,n} = \min(Spa_{G,n}^{(el)}, Spa_{G,n}^{(inel)}) \quad (4.14)$$

Mit den obigen Berechnungsgleichungen steht nun ein Rechenmodell zur Verfügung, mit dem anhand eines Rissbreitenkollektivs eine Ermittlung der Dübelverschiebung erfolgen kann.

4.6.7 Probabilistische Abschätzung der maximalen Rissbreite während eines Erdbebens

Die in Kapitel 4.6.2 vorgestellten Rechenmodelle sind direkt oder indirekt abhängig von der maximalen Rissbreite während eines Rissöffnungszyklus. Eine realitätsnahe Abschätzung der maximalen Rissbreite während eines Erdbebens ist deshalb entscheidend für die Berechnung der Dübelverschiebung infolge Rissöffnen und –schließen. Die Rissbreite in einem Stahlbetonbauteil ist von verschiedenen Parametern abhängig. Die Parameterkombination, die zu einer bestimmten Rissbreite führt, ist je nach Bauteil unterschiedlich, sodass sich für jeden Parameter ein gewisser Streubereich ergibt. Um beliebige Parameterkombinationen berücksichtigen zu können, eignen sich stochastische Methoden wie z. B. Monte-Carlo-Simulationen. Dadurch kann eine probabilistische Aussage über die zu erwartenden Rissbreiten in einem Stahlbetonbauteil getroffen werden. Um eine Monte-Carlo-Simulation für die zu erwartenden Rissbreiten durchführen zu können, sind analytische Zusammenhänge zwischen der Rissbreite und den Einflussparametern erforderlich.

Die charakteristische Rissbreite w_k darf nach [DIN2011] und [DIN2013] folgendermaßen berechnet werden:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.15)$$

mit

$$s_{r,max} = \frac{\emptyset}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \emptyset}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (4.16)$$

und

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.17)$$

mit

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (4.18)$$

Mit diesen Gleichungen steht ein Berechnungsmodell für die Abschätzung der maximalen Rissbreite zur Verfügung, das von 7 Parametern abhängig ist. Der Parameterraum kann weiter eingeschränkt werden, wenn für den E-Modul des Bewehrungsstahls E_s der in [DIN2011] vorgeschlagene Wert 200000 N/mm² eingesetzt wird.

Gegenüber der Gesamtnutzungsdauer eines Kernkraftwerks stellt ein Erdbeben eine kurzzeitige Lasteinwirkung dar, deshalb kann nach [DIN2011] für k_t der Wert 0,6 gesetzt werden.

Eine weitere Reduzierung der Parameteranzahl kann erfolgen, wenn die Abhängigkeit der Rissbreite vom Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ und dem mittleren E-Modul des Betons E_{cm} in eine Abhängigkeit von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} überführt wird [DIN2011]:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (4.19)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad (4.20)$$

mit

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (4.21)$$

ergibt

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{cm} - 8)^{(2/3)} \quad (4.22)$$

Damit ergeben sich folgende Berechnungsgleichungen für die charakteristische Rissbreite:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.23)$$

mit

$$s_{r,max} = \frac{\emptyset}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \emptyset}{3,6 \cdot 0,30 \cdot (f_{cm} - 8)^{(2/3)}} \quad (4.24)$$

und

$$\begin{aligned} & \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \\ &= \frac{\sigma_s - 0,6 \cdot \frac{0,30 \cdot (f_{cm} - 8)^{(2/3)}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{200000 \text{ N/mm}^2}{22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}} \cdot \rho_{p,eff} \right)}{200000 \text{ N/mm}^2} \\ &\geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{200000 \text{ N/mm}^2} \end{aligned} \quad (4.25)$$

4.6.7.1 Definition der Parameterstrebereiche und Verteilungsfunktionen

Um die Monte-Carlo-Simulation durchführen zu können, müssen die Streubereiche und Verteilungsfunktionen für die vier verbliebenen Parameter definiert werden.

In [IAEA2016] wird als Streubereich für die Betondruckfestigkeiten f_{cm} in Kernkraftwerken 13 - 55 MPa mit einem Mittelwert von 35 MPa angegeben. Es wird deshalb angenommen, dass die Betonfestigkeiten normalverteilt sind, siehe Bild 113.

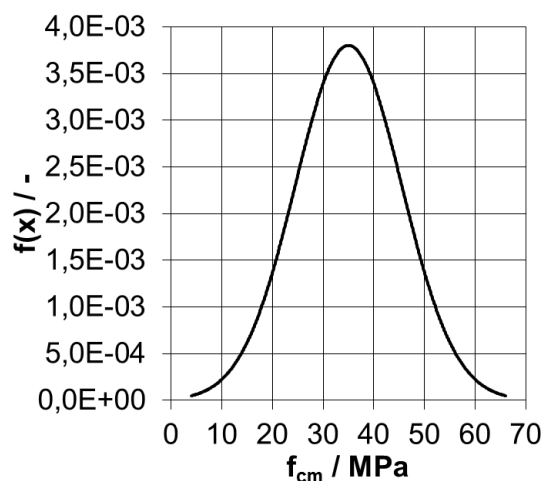


Bild 113: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung der Betonfestigkeit

In deutschen Kernkraftwerken kann angenommen werden, dass die Bewehrung der Betonbauteile entsprechend den gültigen deutschen Normen ausgeführt wurde. Um Anhaltspunkte für den Streubereich der vorzufindenden Betonstabdurchmesser \varnothing zu erhalten, können die Normen [DIN2009a] und [DIN2009b] herangezogen werden. Die Normen umfassen den Durchmesserbereich 6 - 40 mm. Da in der Praxis zum einen sehr große Stabdurchmesser zu größeren Rissbreiten führen und andererseits sehr kleine Stabdurchmesser mit einem höheren Aufwand bei der Bewehrungsverlegung verbunden sind, um einen ausreichenden Bewehrungsgrad zu erreichen, wird beim Stabdurchmesser von einer Normalverteilung ausgegangen, siehe Bild 114. Für die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion wird der Mittelwert 16 mm gesetzt und die Verteilung durch den Mindestdurchmesser 6 mm und den Maximaldurchmesser 40 mm begrenzt.

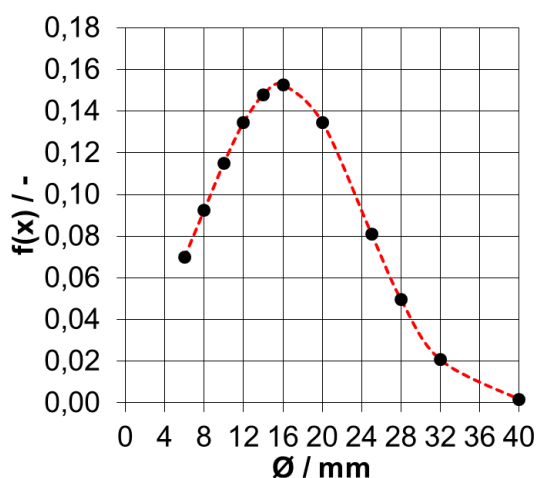


Bild 114: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung des Stabdurchmessers

Der Streubereich des effektiven Bewehrungsgrads $\rho_{p,eff}$ kann anhand praktischer Gesichtspunkte gewählt werden. Untere Grenzwerte für die Mindestbewehrung von biegebeanspruchten Bauteilen sind in [Baa2013] angegeben. Der niedrigste Wert beträgt 0,00086. Als obere Grenzwerte kommen Bewehrungsgrade in Frage, die ein Durchstanzen z. B. von Geschossen oder Flugzeugen durch die Reaktorgebäudehülle verhindern. In [Dan1997] und [Tha2014] sind Bewehrungsgrade für Durchstanzbewehrungen angegeben, die bei experimentellen oder numerischen Untersuchungen angenommen wurden. Die angegebenen Werte schwanken zwischen 0,0012 und 0,0182. Als obere Grenze wird deshalb abdeckend 0,019 gewählt. Bild 115 zeigt die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung des Bewehrungsgrads.

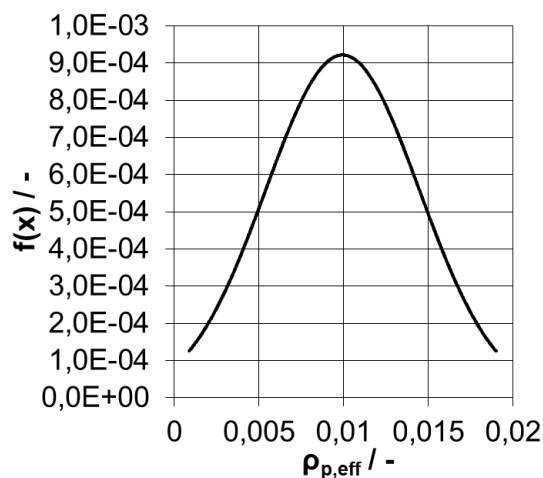


Bild 115: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung des Bewehrungsgrads

Für die Festlegung der Streubreite und Verteilungsfunktion der Stahlspannung σ_s müssen verschiedene Aspekte berücksichtigt werden. Die Stahlspannung in einem Stahlbetonbauteil ergibt sich aus der Überlagerung von ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Während eines Erdbebens überlagern sich die ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht oder Zwang und die dynamischen Einwirkungen, die aus den Schwingungen des Bauwerks und den angeschlossenen Komponenten resultieren. Die Stahlspannung besitzt somit während eines Erdbebens einen zeitlich veränderlichen Verlauf, der um eine bestimmte Mittelspannung schwankt. Auf der Widerstandsseite wird die Stahlspannung durch die Streckgrenze des Betonstahls begrenzt. Bei Betonstahl der Sorte B500 nach [DIN2009a] und [DIN2009b] beträgt die zulässige Spannung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_d = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1,0$ nach [KTA2013b]). Für die Festlegung der unteren Grenze für die Stahlspannung wird angenommen, dass die dynamischen Einwirkungen nicht größer sind als die ständigen Einwirkungen. Deshalb wird als unterer Grenzwert 0 MPa angenommen. Bei der Auslegung von baulichen Anlagen nach [KTA2013b] muss

außerdem der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt werden. Die zulässige Stahlspannung beträgt nach [DIN2011] und [DIN2013] $C_d = 400 \text{ MPa}$ ($k_3 = 0,8$). Im Falle eines Erdbebens wird deshalb angenommen, dass die am häufigsten auftretende Stahlspannung 400 MPa beträgt. In Bild 116 ist die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung der Stahlspannung dargestellt, die durch die Grenzen 0 MPa und 500 MPa begrenzt wird.

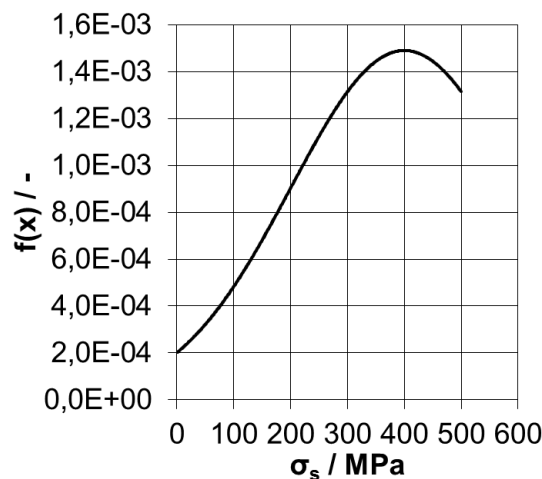


Bild 116: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion für die Normalverteilung der Stahlspannung

4.6.7.2 Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation

Die im vorherigen Kapitel gezeigten Verteilungsfunktionen werden nun dazu verwendet, um mithilfe stochastisch kombinierter Parametermengen $\{f_{cm}^{(i)}, \phi^{(i)}, \rho_{p,eff}^{(i)}, \sigma_s^{(i)}\}$ die dazugehörige Rissbreite $w_k^{(i)}$ zu berechnen. Führt man dies für eine große Anzahl N von Parameterkombinationen durch, erhält man N Rissbreiten $w_k^{(i)}$. Aus Testrechnungen mit einer unterschiedlichen Anzahl von Parameterkombinationen ergab sich ein optimaler Wert $N = 10000$. Die berechneten Rissbreiten $w_k^{(i)}$ werden für die Ermittlung der Häufigkeitsverteilung anschließend in Klassen mit einer Klassenbreite von $0,05 \text{ mm}$ eingruppiert. Bild 117 zeigt die relative und kumulative Häufigkeit der Rissbreite. Die häufigsten Rissbreiten befinden sich im Bereich $0,3 - 0,5 \text{ mm}$, vgl. Bild 117 oben. Rissbreiten in diesem Bereich werden auch in [EOTA2013a] als häufig vorzufindende Rissbreiten bei Gebrauchsbedingungen identifiziert. Bei Betrachtung der kumulativen Häufigkeit in Bild 117 unten fällt auf, dass etwa 94% der Rissbreiten während eines Erdbebens kleiner als $0,8 \text{ mm}$ und ca. $99,5 \%$ kleiner als $1,5 \text{ mm}$ sind. Die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation spiegeln somit die konservativen Annahmen bei den maximalen Rissbreiten wider, die in den Zulassungsrichtlinien [DIBt2010] und [EOTA2013d] getroffen werden.

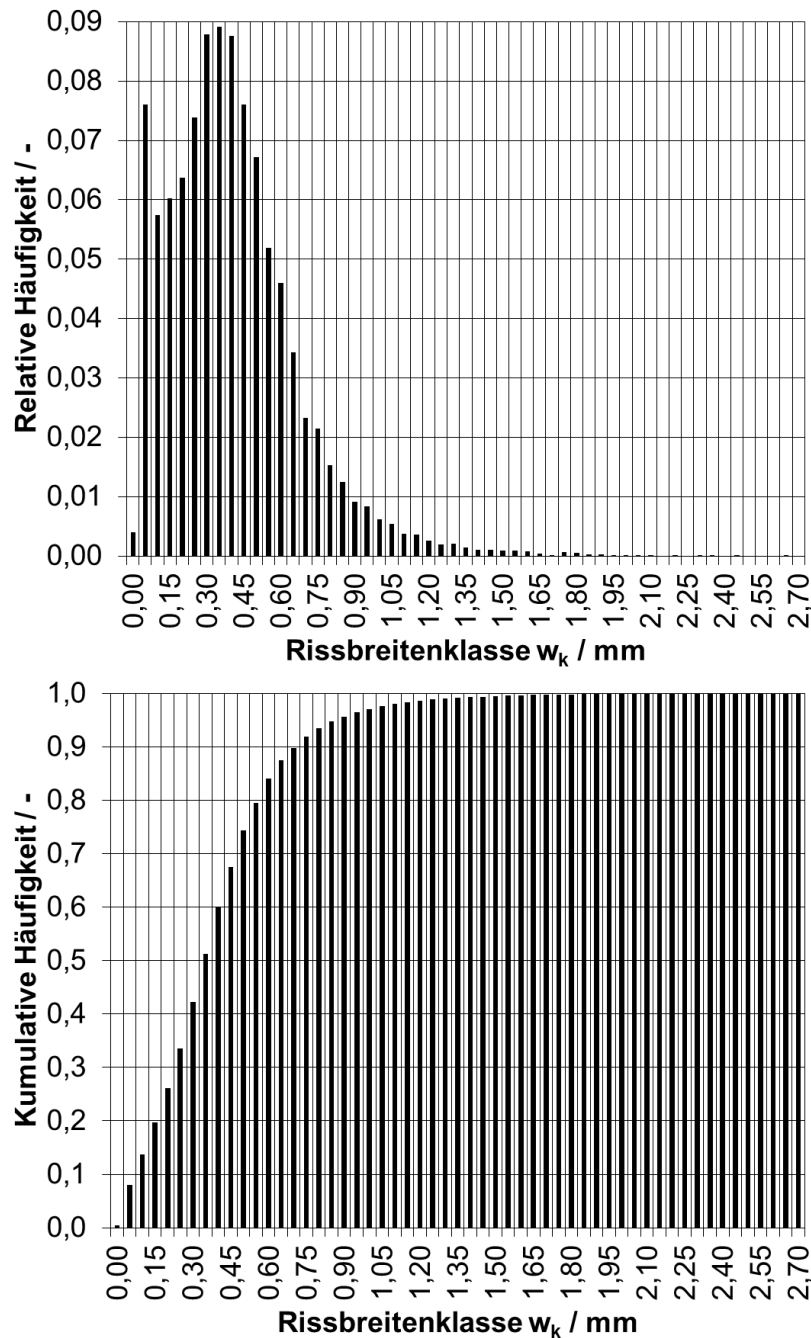


Bild 117: Relative (oben) und kumulative Häufigkeitsverteilung (unten) der Rissbreite

Die Monte-Carlo-Simulation für die zu erwartenden Rissbreiten zeigt, dass auch während eines Erdbebens statistisch betrachtet sehr selten große Rissbreiten in den Stahlbetonbauteilen eines Kernkraftwerks auftreten. Für eine realistische Berechnung der Dübelverschiebung infolge Rissöffnen und -schließen können deshalb Rissöffnungskollektive mit geringeren Rissöffnungsamplituden als in aktuell gültigen deutschen und europäischen Zulassungsrichtlinien zugrunde gelegt werden.

4.6.8 Berechnung der Dübelverschiebung mit erdbebenähnlichen Risskollektiven

Die Abschätzung der Dübelverschiebung soll anhand des in Kapitel 4.6.6 angepassten und vereinfachten Rechenmodell von Lotze vorgenommen werden. Für die Berechnung ist ein Risskollektiv notwendig, bei dem für jeden Rissöffnungszyklus die obere und untere Rissbreite angegeben werden muss. Darüber hinaus darf die obere Rissbreite mit jedem Zyklus nur zunehmen oder konstant bleiben [Lot1993]. Mit der im vorangegangenen Kapitel ermittelten Häufigkeitsverteilung der Rissbreiten kann nun ein erdbebenähnliches Risskollektiv definiert werden. Entsprechend der zu erwartenden 60 Risszyklen, vgl. Kapitel 4.6.1, müssen 60 obere und 60 untere Rissbreiten festgelegt werden. Bild 118 zeigt die Häufigkeiten der oberen Rissbreiten für das zugrunde gelegte Risskollektiv. Als untere Rissbreite wurde für jeden Zyklus der Wert 0 mm gesetzt.

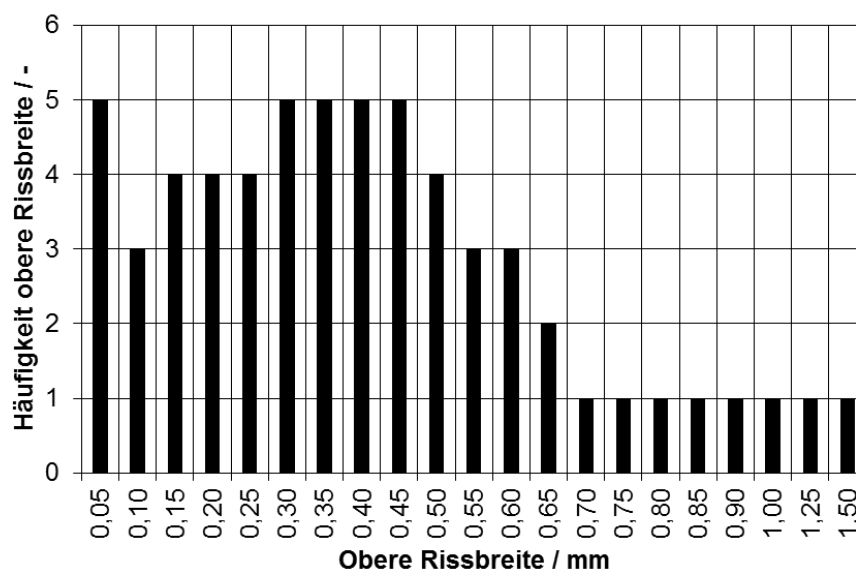


Bild 118: Häufigkeiten der oberen Rissbreiten für das erdbebenähnliche Risskollektiv

Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Hinterschnittdübel sind bei Anwendung des Modells von Lotze verschiedene Eingabeparameter zu ermitteln. Die in Tabelle 24 gezeigten Eingabeparameter wurden aus CAD-Daten der Hinterschnittdübel entnommen bzw. in [Lot1993] angegebene Richtwerte für Hinterschnittdübel übernommen.

Parameter	HDA	FZA	Einheit
C_{el}	300000	300000	N/mm
C_{ges}	25,6	25,6	-
$f_{ck,cube}$	37	37	MPa
k	3,8	2,15	mm
f_V	0	0	N
N_{Rd}	28500	12200	N
U_{zs}	0,433	0,054	-
α_S	33,62	6,37	°
d_B	22	22,5	mm
C_f	190000	297000	N/mm

Tabelle 24: Eingabeparameter für die Berechnungen

Die berechneten Dübelverschiebungen nach jedem Zyklus sind in Bild 119 dargestellt. Die beiden Verläufe zeigen bei beiden Dübeln einen progressiven Verlauf aufgrund der zunehmenden Rissbreitenamplitude. Beim Hinterschnittdübel „HDA“ beträgt die Verschiebung nach dem 60. Zyklus 7,3 mm, beim Hinterschnittdübel „FZA“ 12,8 mm.

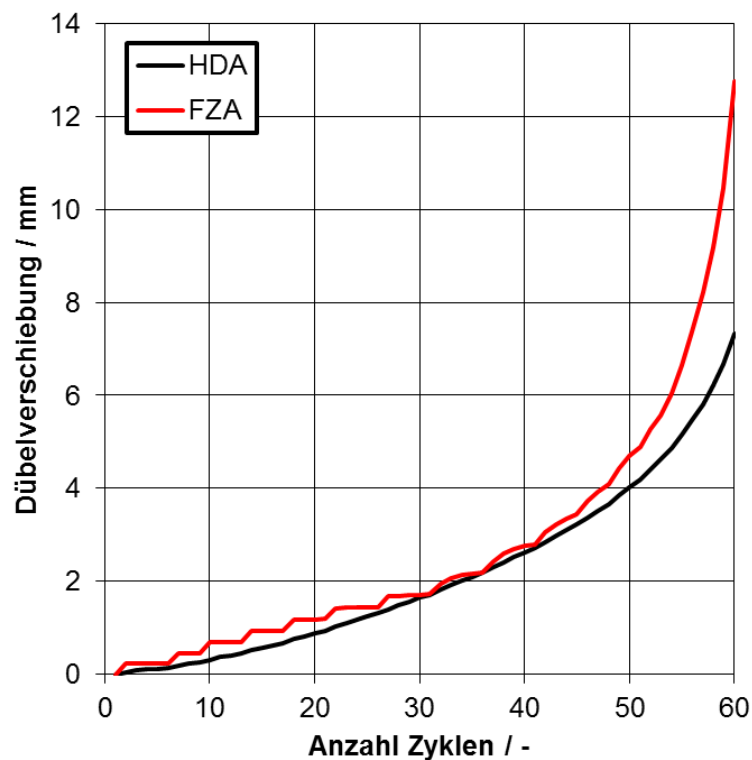


Bild 119: Berechnete Dübelverschiebungen infolge Rissöffnen und –schließen

4.7 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden für verschiedene Lastfälle vereinfachte Rechenmodelle entwickelt bzw. vorgestellt, mit denen das strukturelle Verhalten ei-

ner Gruppenbefestigung oder das Last-Verschiebungsverhalten eines Hinterschnittdübels beschrieben bzw. berechnet werden kann. Im ersten Schritt wurden Modelle für das strukturdynamische Verhalten einer Gruppenbefestigung während erdbebenähnlichen Belastungen vorgestellt. Wesentliche zu berücksichtigende Modelleigenschaften sind neben dem Last-Verschiebungsverhalten der Einzeldübel auch die Kontaktbedingungen zwischen Dübel und Ankerplatte sowie zwischen Ankerplatte und Beton. Durch wechselnde Lasten können schlagartige Belastungen auftreten, wenn Spalte in vertikaler oder horizontaler Richtung existieren. Um die Kontaktbedingungen in einem vereinfachten Rechenmodell berücksichtigen zu können, wurden dazu nichtlineare Federn verwendet, die jeweils nur in eine Belastungsrichtung Kräfte übertragen. Der Lastübertragungsmechanismus in der Befestigung während wechselnder Zug- oder Querbelastungen wird durch die separate Modellierung der Ankerplatte und der Einzeldübel realisiert.

Das zyklische Last-Verschiebungsverhalten der Einzeldübel wird durch ein elastisch-plastisches Verhalten modelliert. Als „Fließkurve“ des Einzeldübels dient ein hexaliner Kurvenansatz für die monotone Last-Verschiebungskurve, der eine Erweiterung des pentalinen Ansatzes von [Maa2016] darstellt. Mithilfe des vereinfachten Kurvenansatzes ist es möglich, die Last-Verschiebungskurve aus dem Versuch auf 7 Stützstellen zu reduzieren und in Abhängigkeit von der Rissbreite zu parametrisieren.

Aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung von Zug- und Quertragverhalten bei kombinierter Belastung wurden auf Basis von Versuchen an Hinterschnittdübeln Interaktionsdiagramme für die Belastungen und die Verschiebungen abgeleitet. Ähnlich zur Vorgehensweise bei der Parametrisierung der monotonen Last-Verschiebungskurven bei einachsiger Belastung wurden Multiplikationsfaktoren in Abhängigkeit vom Belastungswinkel ermittelt. Mithilfe der abgeleiteten Multiplikationsfaktoren können die Last-Verschiebungskurven für einachsige Belastung in Abhängigkeit vom Belastungswinkel an das Last-Verschiebungsverhalten bei kombinierter Belastung angepasst werden.

Mithilfe eines analytischen Rechenmodells von [Hoe2006] wurde die bei einem Erdbeben zu erwartende Dübelverschiebung infolge Zugschwell- oder Querwechselbelastung abgeschätzt. Auf Basis von künstlich generierten Lastzeitverläufen wurden repräsentative Lastkollektive für die Berechnung der Dübelverschiebung ermittelt. Die Dübelverschiebung in Zugrichtung ist nach der Erdbebenbelastung für beide untersuchten Dübel kleiner als 0,8 mm. In Querrichtung sind die Verschiebungen aufgrund der Schub- und Biegebelastung im Ankerbolzen und aufgrund des wechselseitigen Eindrückens in den Beton größer.

Das Rechenmodell von [Lot1993] wurde herangezogen, um die zu erwartende Dübelverschiebung bei erdbebenrelevanten Rissbreitenamplituden zu berechnen. Durch Vorgabe von dübel- und werkstoffspezifischen Eingabeparametern kann die Dübelverschiebung für jeden Risszyklus berechnet werden. Zur Ermittlung des Rissöffnungskollektivs wurde eine Monte-Carlo-Simulation der charakteristischen Rissbreite durchgeführt, bei dem die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Rissbreite stochastisch kombiniert werden. Daraus ergab sich eine Häufigkeitsverteilung der zu erwartenden oberen Rissbreiten, die für die Berechnung zugrunde gelegt werden kann. Die Berechnungen ergaben für beide Hinterschnittdübel signifikante Verschiebungen („HDA“: 7,3 mm, „FZA“: 12,8 mm), die wesentlich größer als die Verschiebungen infolge Zugschwellbelastung waren. Das Öffnen und Schließen von Betonrissen während eines Erdbebens stellt somit für die betrachteten Hinterschnittdübel das kritische Belastungsszenario in Zugrichtung dar.

5 Numerische Untersuchungen mit entkoppelter Nachweisführung

Um den Einfluss des nichtlinearen Tragverhaltens einer Dübelbefestigung auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkungen numerisch untersuchen zu können, sind zunächst für die Teilsysteme Bauwerk und Rohrleitung Modelle zu entwickeln, mit denen anschließend eine gekoppelte Analyse durchgeführt werden kann. Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen beschränken sich auf kerntechnische Anlagen in Deutschland, sodass die betrachteten Teilsysteme anhand der bestehenden Anlagen in Deutschland abgeleitet werden können. Die nachfolgend entwickelten Modelle sollen keine Teilsysteme abbilden, wie sie bei bestimmten Anlagen vorzufinden sind. Das Bauwerk und die Rohrleitung sollen lediglich häufig auftretende Eigenschaften realer Systeme besitzen. Für die Teilsysteme Bauwerk und Rohrleitung werden deshalb generische Modelle erstellt. Anschließend werden entsprechend der Vorgehensweise nach den Regeln der KTA, vgl. Kapitel 3.1 und 3.2, jeweils für das Bauwerk und die Rohrleitung separate Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt, um das Schwingungsverhalten und die Beanspruchungen aus Normalbetrieb und Erdbeben zu ermitteln. Dies entspricht der entkoppelten Nachweisführung, bei dem die Rückwirkung des Untersystems Rohrleitung auf das Hauptsystem Bauwerk vernachlässigt wird.

5.1 Modellierung und Simulation eines Reaktorgebäudes

5.1.1 Entwicklung eines generischen Reaktorgebäudemodells

Für die Entwicklung eines generischen Reaktorgebäudemodells kommen insbesondere die gegenwärtig im Betrieb befindlichen Kernkraftwerke in Deutschland in Frage. In Tabelle 25 sind die derzeit in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke aufgelistet. Derzeit sind sechs der acht in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke Druckwasserreaktoren (DWR). Die beiden Siedewasserreaktoren (SWR) gehören zu den ältesten noch im Betrieb befindlichen Reaktoren. Die aktuellste Generation von DWR in Deutschland ist die Baulinie 4/Konvoi, die auch als Grundlage für die Entwicklung des „European Pressurized Water Reactor“ (EPR) diente [Lau2013].

Standort	Typ	Baulinie	In Betrieb seit
Gundremmingen B (KRB II B)	SWR	72	1984
Philippsburg 2 (KKP 2)	DWR	3/Vor-Konvoi	1985
Grohnde (KWG)	DWR	3/Vor-Konvoi	1985
Gundremmingen C (KRB II C)	SWR	72	1985
Brokdorf (KBR)	DWR	3/Vor-Konvoi	1986
Isar 2 (KKI 2)	DWR	4/Konvoi	1988
Emsland (KKE)	DWR	4/Konvoi	1988
Neckarwestheim 2 (GKN 2)	DWR	4/Konvoi	1989

Tabelle 25: Derzeit in Betrieb befindliche Kernkraftwerke in Deutschland (nach [BMUB2015b])

Weltweit befinden sich nach [DAfF2016] mehr DWR im Betrieb als SWR, so dass im Folgenden ein generisches Reaktorgebäudemodell auf Basis eines Kernkraftwerks mit DWR entwickelt wird.

Die sicherheitstechnisch wichtigsten Komponenten sind bei einem DWR der Baulinie 4/Konvoi im Reaktorgebäude aus Stahlbeton (1) untergebracht, siehe Bild 120. Not-, Zwischen- und Nachkühlsysteme (20, 21, 22, 23) sind im Ringraum untergebracht. Die Primärkreiscomponenten Reaktordruckbehälter (4), Dampferzeuger (8), Hauptkühlmittelpumpen (11) sowie das Brennelementlagerbecken (6) befinden sich innerhalb des Sicherheitsbehälters aus Stahl (2).

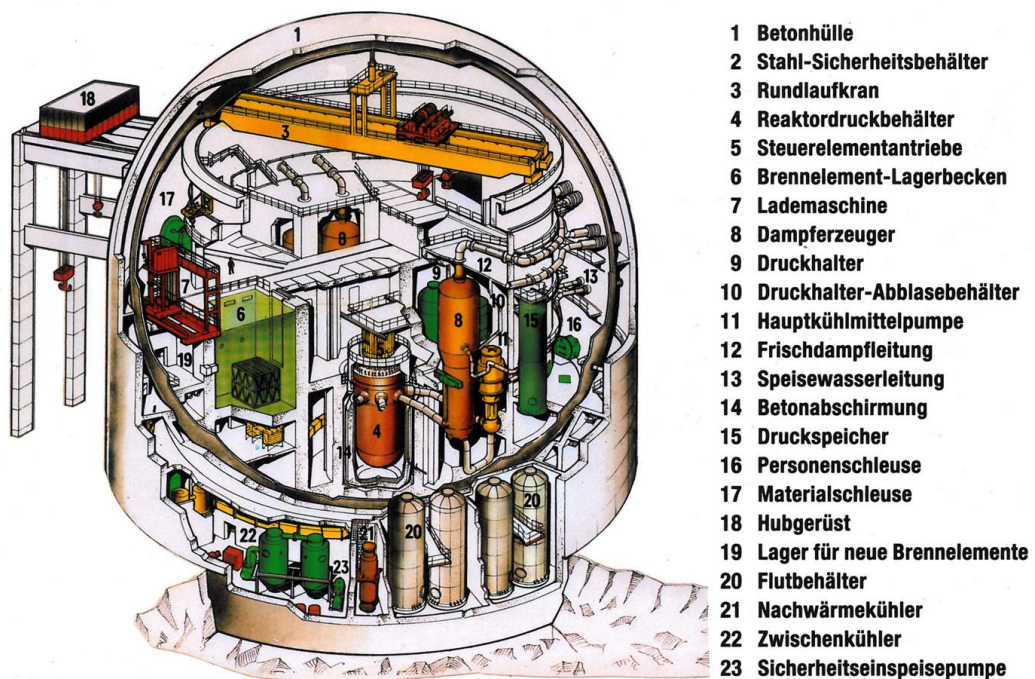


Bild 120: Schnittansicht eines Reaktorgebäudes [Kus2011]

Die Stahlbetonstruktur des Reaktorgebäudes wird zum einen entsprechend der (Trag-)Lastanforderungen der Komponenten ausgelegt und zum anderen auf Basis von sicherheitstechnischen Anforderungen zum Schutz gegen Einwirkun-

gen von innen (z. B. anlageninterne Explosion) oder außen (z. B. Erdbeben, Flugzeugabsturz). Die räumliche Anordnung der Stahlbetonstrukturen richtet sich nach der Redundanz und der räumlichen Trennung sowie Entkoppelung der sicherheitstechnisch wichtigen Komponenten [Lau2013].

Auf Basis von zur Verfügung stehenden Zeichnungsunterlagen eines DWR der Baulinie 4/Konvoi wurde ein generisches Modell eines Reaktorgebäudes entworfen, siehe Bild 121. Die Reaktorgebäudehülle (1), der Sicherheitsbehälter aus Stahl (2) und die Ringraumstrukturen (3) wurden mit Schalenelementen und die Innenraumstrukturen (4) mit Balkenelementen modelliert. Die Stockwerksmassen im Innenraum wurden als konzentrierte Massen berücksichtigt. Die vereinfachte Modellierung des Innenraums wurde vorgenommen, da die Mehrzahl an Befestigungen mit nachträglichen montierten Dübeln außerhalb des Sicherheitsbehälters vorzufinden ist. Für die schweren Komponenten des Primärkreises im Innenraum werden in der Regel spezielle Stützkonstruktionen und Verankerungen entworfen, vgl. dazu [Wör1985]. Für die weiteren Untersuchungen ist es deshalb zweckmäßig, nur die Tragwerke außerhalb des Sicherheitsbehälters detailliert durch Schalenelemente abzubilden.

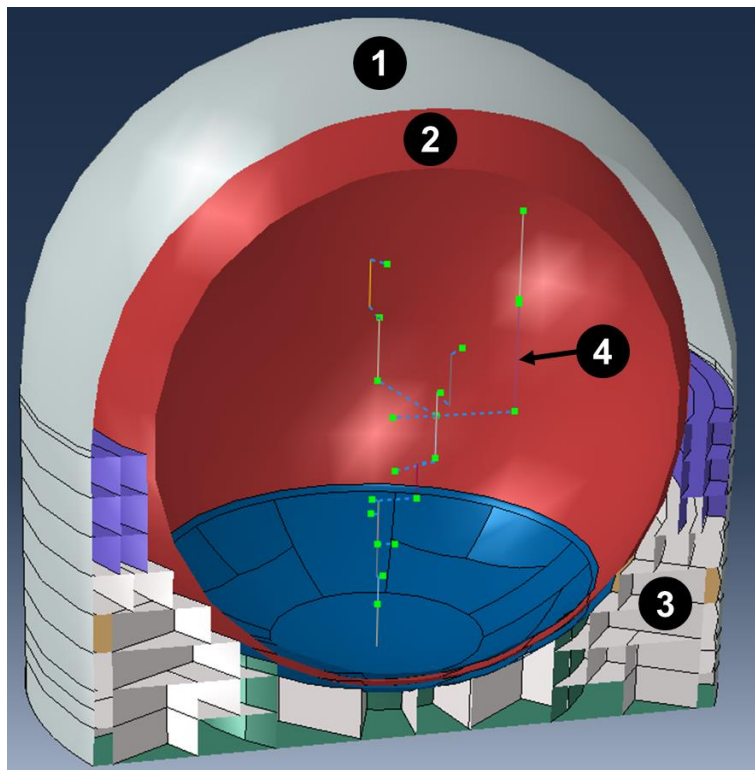


Bild 121: Generisches Modell des Reaktorgebäudes

Für die erforderlichen Materialkennwerte Dichte, Elastizitätsmodul, Poissonzahl und Dämpfungsgrad wurden die in [DIN2002], [DIN2011], [KTA2012b] und [KTA2013b] angegebenen Richtwerte verwendet, siehe Tabelle 26.

Tragwerk	Dichte / kg/m ³	E-Modul / MPa	Poissonzahl / -	Dämpfungsgrad / %
Stahlbeton (C30/37)	2500	33000	0,2	7
Stahlbühnen	7850	200000	0,3	7
Sicherheitsbehälter	7850	200000	0,3	7

Tabelle 26: Materialkennwerte für Werkstoffe des Reaktorgebäudemodells

5.1.2 Definition des Baugrundmodells

Für die Simulation der Erdbebenantwort des Reaktorgebäudes ist die Definition eines für die Aufgabenstellung angemessenen Baugrundmodells erforderlich, um die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung und die Schwingungsübertragung zwischen Baugrund und Bauwerk ausreichend genau abbilden zu können. Für die Untersuchung der Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkung ist es ausreichend, ein Feder-Dämpfer-System mit jeweils sechs Freiheitsgraden für die Modellierung des Baugrunds zu verwenden. Zur Festlegung der Federsteifigkeiten und Dämpfungsgrade wird auf Ergebnisse einer Analyse der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung in [Ker2015] zurückgegriffen, bei der die Wechselwirkung zwischen einem sandigen und kiesigen Baugrund im Rheintal und einem Reaktorgebäude simuliert wurde. Das Rheintal wurde als repräsentativer Standort ausgewählt aufgrund der hohen seismischen Gefährdung, vgl. Bild 7 und Bild 10. In Tabelle 27 sind die Federsteifigkeiten K_{trans} und K_{rot} sowie die Dämpfungsgrade D_{trans} und D_{rot} zusammengefasst. Das Feder-Dämpfer-System wurde auf Höhe der Fundamentunterkante über starre Verbindungen (in Abaqus FEA: „MPC Beam“) mit den Knoten der Fundamentplatte verknüpft.

Richtung	K_{trans} / N/mm	K_{rot} / Nmm/rad	D_{trans} / %	D_{rot} / %
Horizontal 1	$2,66 \cdot 10^7$	$1,78 \cdot 10^{16}$	15	36
Horizontal 2	$2,66 \cdot 10^7$	$1,79 \cdot 10^{16}$	15	36
Vertikal	$2,23 \cdot 10^6$	$2,60 \cdot 10^{16}$	30	35

Tabelle 27: Federsteifigkeiten und Dämpfungsgrade des gewählten Baugrunds (nach [Ker2015])

5.1.3 Definition der Erdbebenanregung

5.1.3.1 Festlegung der ingenieurseismologischen Kenngrößen

Wie bereits in Kapitel 3.2.3 erläutert, müssen für die Erdbebenanregung folgende ingenieurseismologischen Kenngrößen definiert werden:

- Amplitudenverlauf des Bodenantwortspektrums an der Geländeoberfläche, auf dem das Kernkraftwerk errichtet wird

- Maximale Bodenbeschleunigung („peak ground acceleration“ (PGA)), die während des Erdbebens zu erwarten ist
- Starkbewegungsdauer: Zeitdauer im Seismogramm mit hohen Beschleunigungs-, Schwinggeschwindigkeits- oder Verschiebungsamplituden
- Bei künstlichen Zeitverläufen zusätzlich die Zeitverlauf-Hüllfunktion

Entsprechend der Auslegung deutscher Kernkraftwerke, vgl. [BMU2011], kommen als Amplitudenverläufe des Bodenantwortspektrums die NRC-Spektren in [NRC2014] oder standortspezifische Spektren aus der Datenbank des GFZ in [GFZ2013] in Frage. In Bild 122 ist der Vergleich der NRC-Spektren und den standortspezifischen Spektren deutscher Kernkraftwerke dargestellt. Die Form der standortspezifischen Spektren ist untereinander ähnlich, jedoch unterscheiden sich die Amplitudenüberhöhungen im Periodenbereich 0,2 s bis 2 s. Die NRC-Spektren für die horizontale und vertikale Richtung hüllen die standortspezifischen Spektren im relevanten Periodenbereich 0,02 s bis 2 s ein. Für eine konservative Berechnung der Erdbebenantwort werden deshalb die NRC-Spektren aufgrund der größeren Amplitudenüberhöhung ausgewählt.

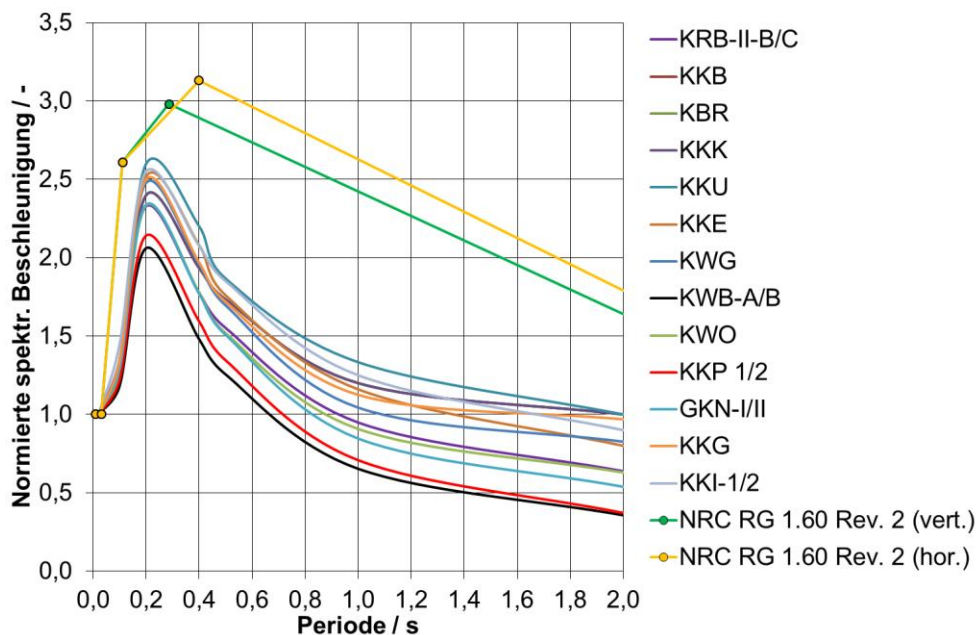


Bild 122: Vergleich der normierten NRC-Bodenspektren mit den normierten Bodenspektren von deutschen Kernkraftwerksstandorten (nach [NRC2014] [GFZ2013])

Auf Basis von probabilistischen Gefährdungsanalysen wurde für den Standort Philippsburg (KKP 1/2) die höchste maximale Bodenbeschleunigung $2,1 \text{ m/s}^2$ für die Auslegung angenommen [RSK2011] [BMU2011]. Dieser Bodenbeschleunigung wurde die Standortintensität VII – VIII ($\text{VII } \frac{3}{4}$) nach MSK-Skala zugeordnet. Die Zuordnung eines Erdbebens zu einer Intensitätsstufe wird von

verschiedenen lokalen Effekten am Standort beeinflusst, deshalb werden die Richtwerte nach [Med1969] verwendet. Als obere Grenze für die maximale Bodenbeschleunigung bei Intensität VIII wird 2 m/s^2 angegeben.

Im nächsten Schritt wird das Verhältnis von maximaler Bodenbeschleunigung in horizontaler Richtung zur vertikalen Richtung festgelegt. Bei den Auslegungen deutscher Kernkraftwerke wurde für die vertikale maximale Bodenbeschleunigung überwiegend die Hälfte der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung angesetzt, vgl. [BMU2011].

Mit diesen Parametern können die Bodenantwortspektren für die horizontale und vertikale Richtung definiert werden, siehe Bild 123.

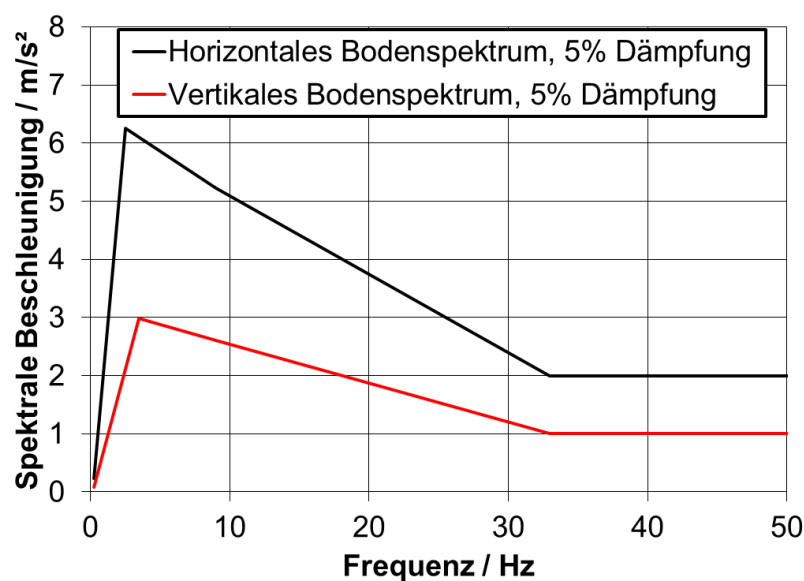


Bild 123: Gewähltes horizontales und vertikales Bodenspektrum

Die Starkbewegungsdauer hängt wiederum von verschiedenen Parametern wie Magnitude, Epizentraldistanz und Untergrundklasse ab, vgl. Kapitel 3.2.3.3. Die Starkbewegungsdauer wird in der vorliegenden Arbeit anhand einer statistischen Auswertung von registrierten Erdbebenzeitverläufen ermittelt, die in der „PEER Ground Motion Database“ [PEER2013] online abrufbar sind. Durch Anpassung der Suchkriterien wurden 100 Erdbeben ausgewählt, die bei vergleichbaren Untergrundbedingungen wie im Rheingraben auftraten und ähnliche Magnituden besaßen. Der Intensität VIII nach der EMS-Skala [ESC1998], die eine vergleichbare Einteilung hat wie die MSK-Skala, entspricht der Magnitudenbereich 5 – 6 nach [SED2016]. Als Suchbereich für die Scherwellengeschwindigkeit $v_{S,30}$ wurde entsprechend den Angaben im „U. S. Geological Survey“ [USGS2016] für den Rheingraben 180 – 360 m/s vorgegeben. Von den gefundenen Erdbeben wurden die Starkbewegungsdauer D_S und die $D_{5-75\%}$ -Dauer ausgewertet und klassiert, um Häufigkeitsverteilungen zu ermitteln. In Bild 124 sind die Häufigkeitsverteilungen für die Starkbewegungsdauer

D_S und $D_{5-75\%}$ angegeben. $D_{5-75\%}$ entspricht nach [Sal1992] ungefähr der stationären Dauer t_S , vgl. Kapitel 3.2.3.3. 62 % der gefundenen Erdbeben besitzen eine $D_{5-75\%}$ -Dauer $< 5,5$ s und 60 % eine Starkbewegungsdauer $D_S < 13,2$ s.

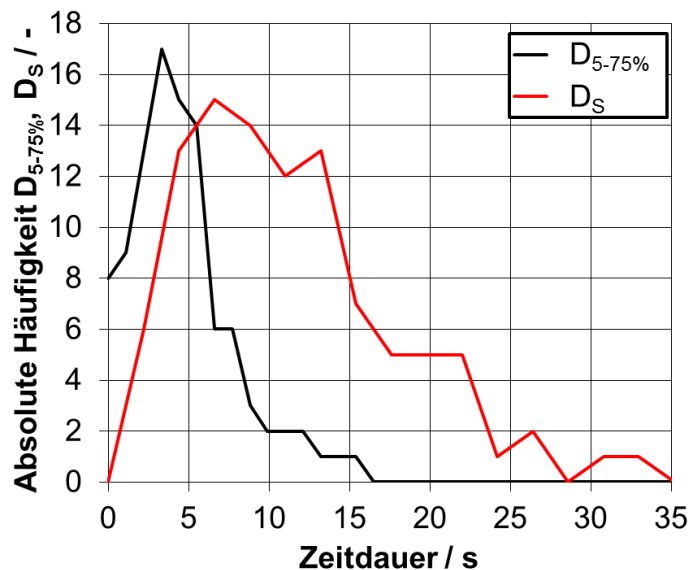


Bild 124: Verteilungen der absoluten Häufigkeit der Starkbewegungsdauer und $D_{5-75\%}$ für eine Stichprobe von 100 Erdbeben

Für Erdbeben im Magnitudenbereich 5 – 6 werden in [ASCE2000] für $D_{5-75\%}$ bzw. t_S Werte zwischen 5 -6 s empfohlen. Für die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen wird $t_S = 5$ s gewählt. Die Empfehlungen für die Anstiegszeit t_A und die Abfallzeit t_F gelten für einen Zeitverlauf im Freifeld, d. h. in großer Entfernung vom Reaktorgebäude. In der Nähe des Reaktorgebäudes wird jedoch der Zeitverlauf der Erdbebenerregung durch die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung beeinflusst. Aufgrund der hohen Systemdämpfung des Reaktorgebäudes, vgl. Tabelle 26, wird die Anstiegszeit t_A gegenüber den Empfehlungen in [ASCE2000] von 1 s auf 2 s erhöht, um eine längere Einschwingdauer zu ermöglichen. Durch die hohe Systemdämpfung tritt ein schnelleres Abklingen der Gebäudeschwingung auf, deshalb wird die Abfallzeit t_F gegenüber den Empfehlungen in [ASCE2000] von 4 s auf 3 s reduziert. In Bild 125 sind die beiden Zeitverlauf-Hüllfunktionen dargestellt.

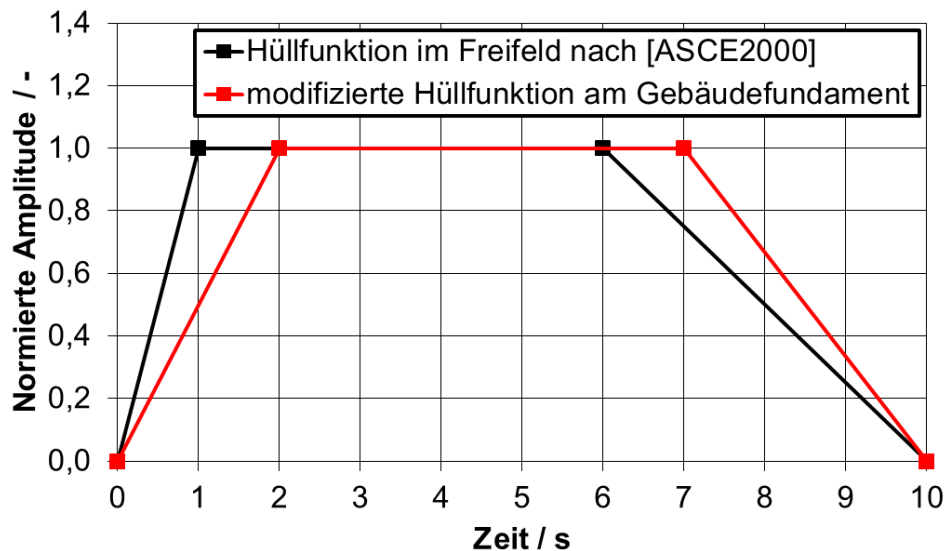


Bild 125: Vergleich der Zeitverlauf-Hüllfunktionen für das Freifeld und Gebäudefundament

5.1.3.2 Generierung spektrumkompatibler Zeitverläufe

Mit den im vorherigen Kapitel definierten ingenieurseismologischen Kenngrößen können nun künstliche Erdbebenzeitverläufe generiert werden. Hierfür wurde das Programm SIMQKE-I [Van1976] verwendet. Unter Verwendung der Bodenspektren, vgl. Bild 123, und der modifizierten Zeitverlauf-Hüllfunktion, vgl. Bild 125 als Eingabeparameter ergaben sich die in Bild 126 gezeigten statistisch unabhängigen Zeitverläufe für die drei Raumrichtungen.

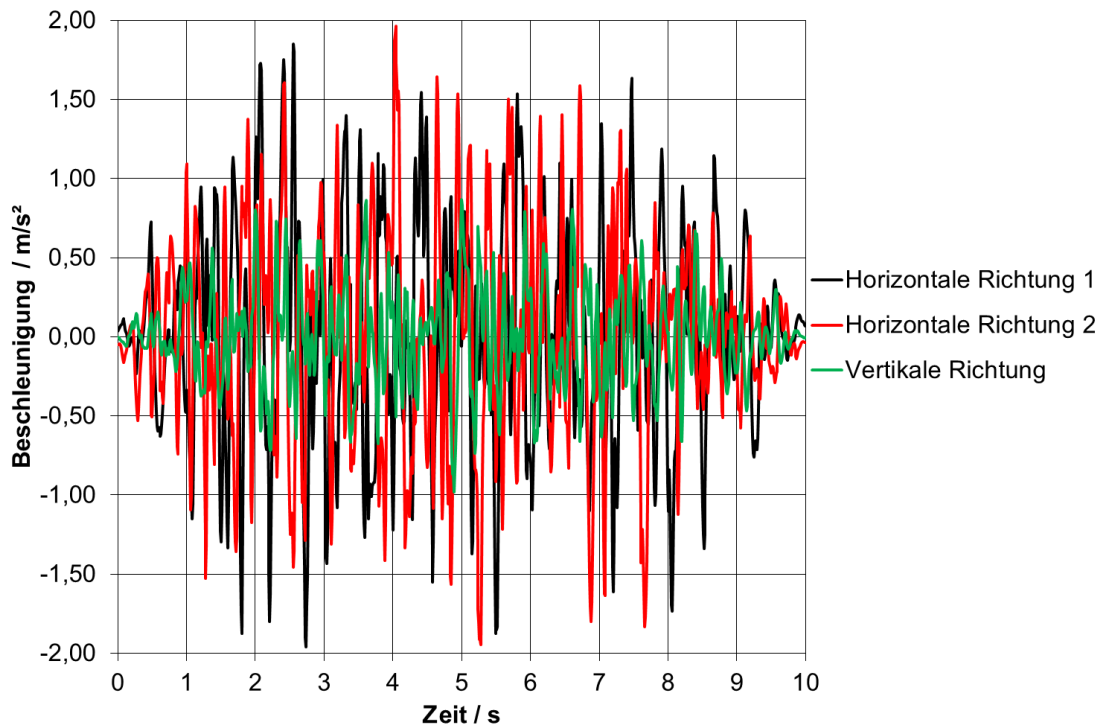


Bild 126: Künstlich generierte Erdbebenzeitverläufe

In Tabelle 28 sind die wesentlichen Eigenschaften der drei Zeitverläufe zusammengefasst. Die Werte für die Starkbewegungsdauern befinden sich im angestrebten Bereich $< 13,2$ s, vgl. Kapitel 5.1.3.1.

Richtung	Arias-Intensität / m/s	D_s / s	t_A / s	t_s / s	t_F / s
Horizontal 1	0,71	7,1	2	5	3
Horizontal 2	0,66	6,6	2	5	3
Vertikal	0,14	7,0	2	5	3

Tabelle 28: Wesentliche Eigenschaften der künstlich generierten Erdbebenzeitverläufe

5.1.4 Ergebnisse der Reaktorgebäudesimulation

Die Reaktorgebäudesimulation umfasste eine statische Berechnung für die Eigengewichtsbelastung (ständige Einwirkung) sowie eine Zeitverlaufsberechnung für die Simulation der Gebäudeantwort infolge Erdbebenerregung (außergewöhnliche Einwirkung). Die in Bild 126 gezeigten Erdbebenzeitverläufe wurden als Fußpunkterregung simultan über das Feder-Dämpfer-Modell des Bauwerks in das Modell des Reaktorgebäudes eingeleitet. Die Simulation erfolgte mithilfe des Zeitverlaufverfahrens mit modaler Superposition aufgrund des linearen Systemverhaltens. Die Annahme eines linearen Verhaltens des Reaktorgebäudes ist nach [DIN2010b] zulässig, da durch die erhöhte Systemdämpfung von 7 %, vgl. Tabelle 26, das Dissipationsvermögen des Tragwerks bereits berücksichtigt wurde.

Folgende Ergebnisse der Reaktorgebäudesimulation wurden ausgewertet:

- Modale Masse als Maß für die Relevanz einer Eigenform
- Relevante Eigenfrequenzen und –formen
- Zeitverläufe an ausgewählten Punkten im Reaktorgebäude:
 - a) Verschiebungen in Bereichen, wo Befestigungen möglich sind
 - b) 1. Hauptspannung als Bewertungskriterium für Rissbildung im Beton

5.1.4.1 Ergebnisse der Modalanalyse

In Tabelle 29 bis Tabelle 31 sind die modalen Massen für die relevanten Eigenformen aufgelistet. Für jede Richtung sind die maßgeblichen Eigenformen grün unterlegt. Die relevanten Eigenformen in der horizontalen Richtung 1 und 2 liegen aufgrund der identischen Boden-Federsteifigkeiten in den horizontalen Richtungen und der zyklischen Symmetrie des Reaktorgebäude-Ringraums sehr nahe beieinander. Die relativen Summen der modalen Masse zeigen, dass mit den ersten sechs Eigenformen, die die sechs Starrkörperbewegungen des

Bauwerks umfassen, bereits über 99 % der Gesamtmasse bzw. des Gesamtträgheitsmoments des Reaktorgebäudes abgedeckt sind. Die ersten sechs Eigenformen des Reaktorgebäudes sind in Anhang A dargestellt.

		Horizontale Richtung 1 / x-Richtung			
Eigenform Nr.	Frequenz / Hz	Modale Masse / t	Relative Summe / %	Modales Trägheitsmoment / t·m ²	Relative Summe / %
1	1,39	121424	73,3	11470	0,01
2	1,40	12,5	73,3	111617442	83,1
3	1,84	0,1	73,3	428	83,1
4	2,60	0,6	73,3	13,1	83,1
5	3,13	44236	99,99	8,1	83,1
6	3,14	0,02	99,99	22631198	99,9

Tabelle 29: Modale Massen und Trägheitsmomente des Reaktorgebäudes für die horizontale Richtung 1

		Horizontale Richtung 2 / y-Richtung			
Eigenform Nr.	Frequenz / Hz	Modale Masse translatorisch / t	Relative Summe / %	Modales Trägheitsmoment / t·m ²	Relative Summe / %
1	1,39	12,5	0,01	112604857	83,0
2	1,40	121755	73,5	11517	83,0
3	1,84	102	73,6	0,6	83,0
4	2,60	0,01	73,6	21496	83,0
5	3,13	0,02	73,6	22923920	99,9
6	3,14	43794	99,98	8,4	99,9

Tabelle 30: Modale Massen und Trägheitsmomente des Reaktorgebäudes für die horizontale Richtung 2

		Vertikale Richtung / z-Richtung			
Eigenform Nr.	Frequenz / Hz	Modale Masse translatorisch / t	Relative Summe / %	Modales Trägheitsmoment / t·m ²	Relative Summe / %
1	1,39	0,2	0	83964	0,1
2	1,40	93,4	0,1	169	0,1
3	1,84	165574	99,98	0,0005	0,1
4	2,60	0	99,98	94799021	99,93
5	3,13	0,01	99,98	6775	99,94
6	3,14	12,4	99,99	0,8	99,94

Tabelle 31: Modale Massen und Trägheitsmomente des Reaktorgebäudes für die vertikale Richtung

5.1.4.2 Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung

Um das globale Verschiebungsverhalten der Gebäudebereiche abschätzen zu können, in denen Befestigungen montiert werden können, wurde eine Zufallsstichprobe von 200 Gebäudenoten generiert. Die ausgewählten Knoten zeigt Bild 127. Die Reaktorgebäudehülle, Stahlbühnen, der Sicherheitsbehälter und dessen Einbettung wurden für die Stichprobenauswahl ausgeschlossen, da hier keine Befestigungen im Beton erlaubt oder möglich sind.

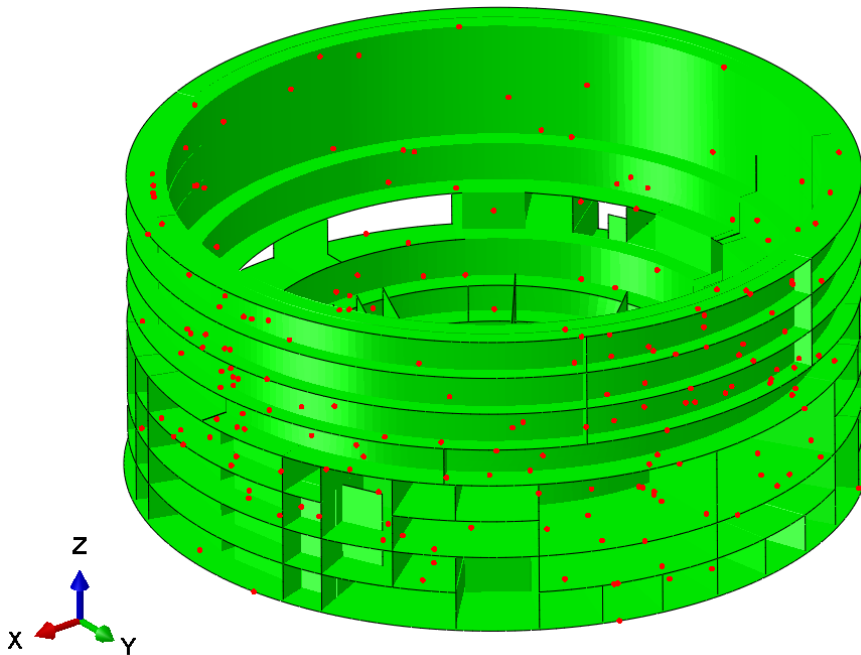


Bild 127: Ausgewählte Gebäudemodellknoten (rote Punkte) aus einer Zufallsstichprobe für die Auswertung des globalen Verschiebungsverhaltens

Bild 128 zeigt die Kurvenschar der 200 Verschiebungszeitverläufe für die x-, y- und z-Richtung. In x- und y-Richtung ist erkennbar, dass sich die Verschiebungsamplituden in einem relativ kleinen Streuband befinden und keine signifikante Phasenverschiebung zwischen den einzelnen Knoten auftritt. Die Relativverschiebungen zwischen den Knoten sind somit in x- und y-Richtung klein. Die maximale Verschiebung in x-Richtung beträgt 27,5 mm und in y-Richtung 32 mm. In z-Richtung hingegen treten große Amplitudenstrebereiche und signifikante Phasenverschiebungen auf. Die Relativverschiebungen zwischen den Knoten sind deshalb in z-Richtung größer als in horizontaler Richtung. Die maximale Verschiebung von 23 mm in z-Richtung ist geringer als in horizontaler Richtung.

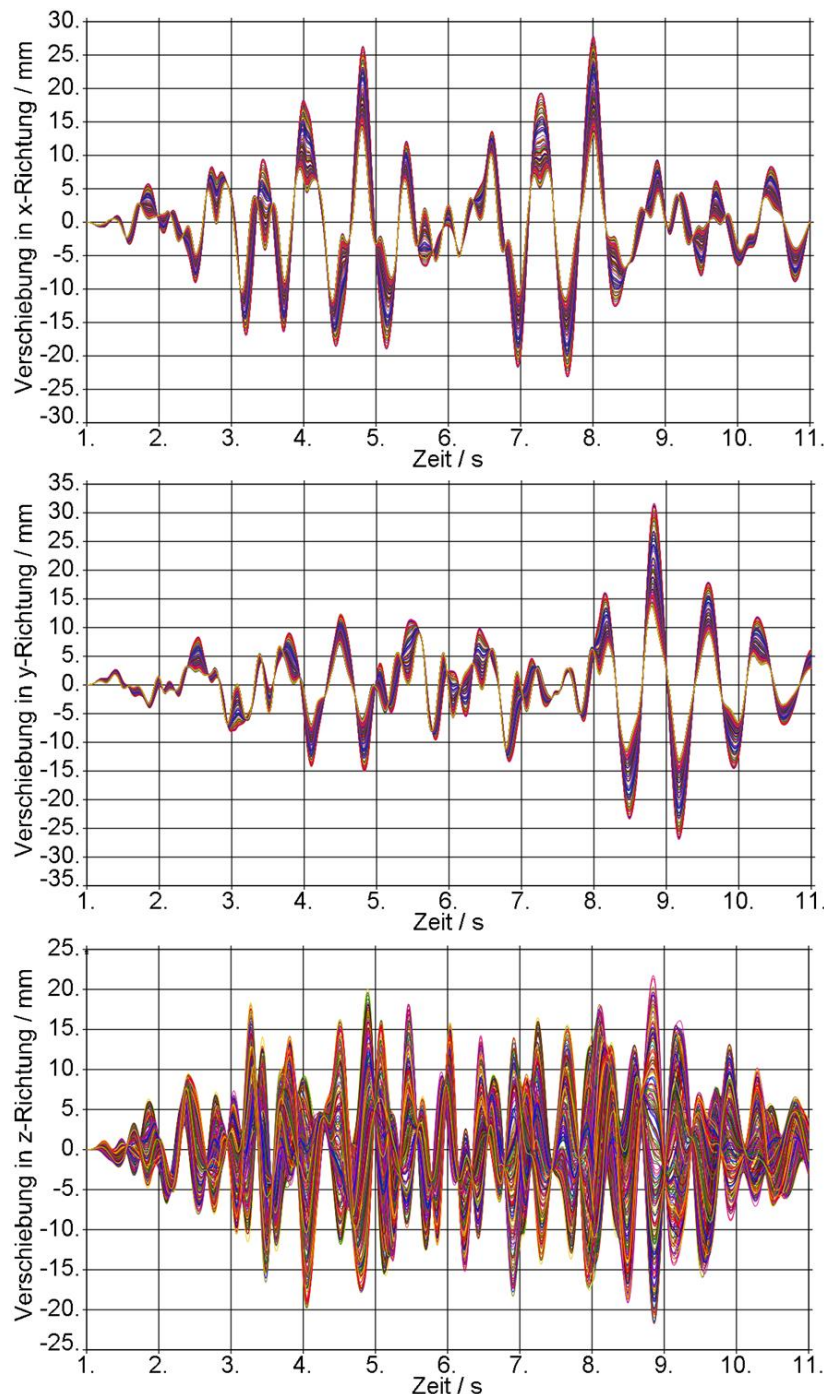


Bild 128: Kurvenschar der 200 Verschiebungszeitverläufe für die x- (oben), y- (Mitte) und z-Richtung (unten)

Zur Ermittlung kritischer Bereiche für Rissbildung im Beton wird die Normalspannungshypothese aufgrund des spröden Werkstoffverhaltens von Beton herangezogen. Deshalb werden die Ergebnisse der 1. Hauptspannung ausgewertet, mit denen eine Abschätzung der möglichen Rissbildung im Beton getroffen werden kann. Die Auswertung der 200 zufällig ausgewählten Knoten für den Lastfall „Eigengewicht“ ergibt eine maximale Spannung von $\sigma_{1m,max} = 1,3 \text{ MPa}$. Eine Rissbildung infolge der ständigen Einwirkung ist in den ausgewählten Bereichen des Reaktor Gebäudes sehr unwahrscheinlich, da die Spannung gerin-

ger als das 5 %-Quantil der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$ nach [DIN2011] ist. Für den Lastfall „Erdbeben“ ergibt sich eine maximale Spannungsamplitude von $\sigma_{1a,max} = 1,3 \text{ MPa}$ zum Zeitpunkt 7,83 s. Die Summe der 1. Hauptspannungen beträgt somit $\sigma_{1m,max} + \sigma_{1a,max} = 2,6 \text{ MPa}$. Eine Rissbildung in isolierten Bereichen des Reaktorgebäudes ist daher zu erwarten, wenn der Beton eine niedrigere Festigkeit besitzt. Eine detaillierte Betrachtung der Spannungsergebnisse in den kritischen Bereichen ergibt, dass die Zugfestigkeit des Betons in Bereichen von aufeinandertreffenden Wänden und in Wand-Decken-Übergängen überschritten wird. In diesen kritischen Bereichen sollte aufgrund der möglichen Ausbildung plastischer Gelenke und der entsprechend großen Rissbreiten keine Befestigungen mit den untersuchten Hinterschnittdübeln montiert werden [DIBt2009] [DIBt2015c].

5.2 Modellierung und Simulation einer Rohrleitungskomponente

5.2.1 Entwicklung eines generischen Rohrleitungsmodells

Rohrleitungssysteme werden im Anlagenbau zum Transport flüssiger und gasförmiger Medien eingesetzt, siehe Bild 129, z. B. zum Transport von Kühlwasser von einer Pumpe zu einem (Druck-)behälter. Dabei können größere Distanzen und Höhendifferenzen aufgrund der räumlichen Trennung der sicherheitsrelevanten Komponenten überwunden werden.

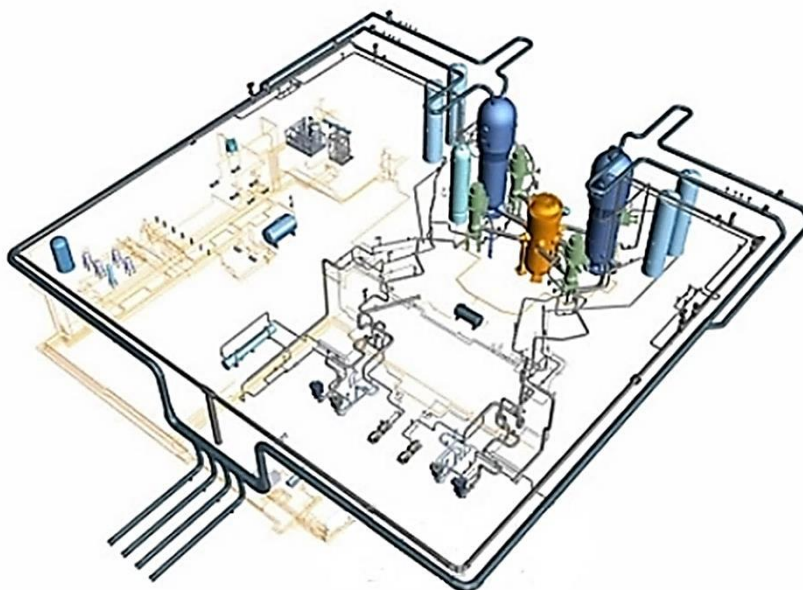


Bild 129: Rohrleitungssysteme in einem Druckwasserreaktor [RSG2014]

5.2.1.1 Statistische Auswertung realer Rohrleitungsgeometrien

Trotz der Vielzahl an verschiedenen vorzufindenden Rohrleitungssystemen kann deren Geometrie in häufig auftretende Elemente untergliedert werden:

- Geometrieelement:
 - Geradrohr
 - Formstück:
 - Rohrbogen
 - T-Stück
 - Reduzierstück
- Ein-/Anbauteil:
 - Flansch
 - Armatur
 - Rohrdurchführung
 - Kompensator
 - Isolierung

Die Geometrieelemente können wiederum mit einzelnen Geometrieparametern charakterisiert werden, siehe Tabelle 32.

Geometrieelement	Geometrieparameter
Geradrohr	Außendurchmesser D_a
	Wanddicke t
	Rohrlänge L
Rohrbogen	Außendurchmesser D_a
	Wanddicke t
	Bogenwinkel φ
T-Stück	Außendurchmesser D_a
	Wanddicke t
	Baulänge F
Reduzierstück	Außendurchmesser D_{a1} und D_{a2}
	Wanddicke t
	Rohrlänge L

Tabelle 32: Charakteristische Geometrieparameter für Geometrieelemente

Auf Basis zur Verfügung stehender Zeichnungsunterlagen mit Isometrien von Rohrleitungssystemen in deutschen Kernkraftwerken wurden die auftretenden Geometrieelemente und Geometrieparameter klassiert und statistisch ausgewertet. In Bild 130 ist die Verteilung der relativen Häufigkeit für die Geradrohrlänge dargestellt. Die meisten der ausgewerteten Rohrleitungssysteme besitzen Geradrohre mit einer Länge zwischen 1000 und 2000 mm. Sehr selten treten Geradrohrlängen über 10000 mm auf.

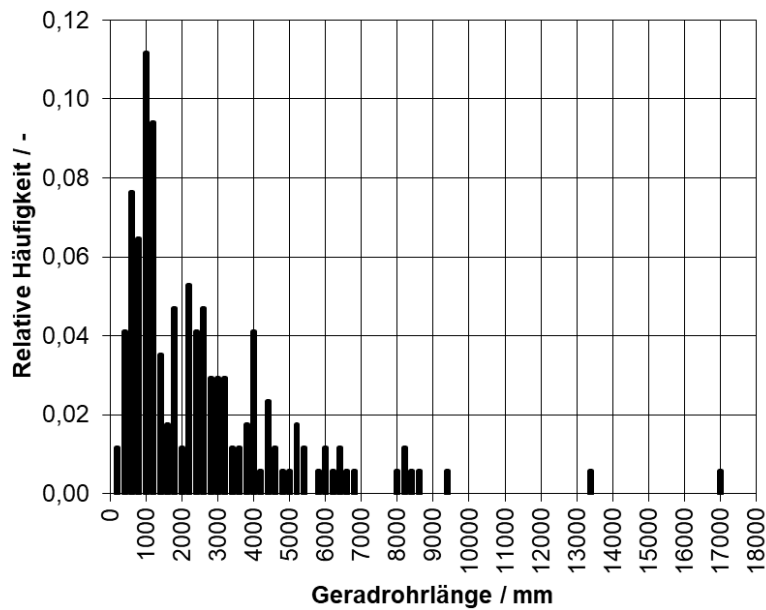


Bild 130: Verteilung der relativen Häufigkeit für die Geradrohrlänge

Bild 131 zeigt die Verteilung der relativen Häufigkeit für den Rohrbogenwinkel. Die meisten Rohrbogen besitzen einen Rohrbogenwinkel von 90° , andere Rohrbogenwinkel sind wesentlich seltener.

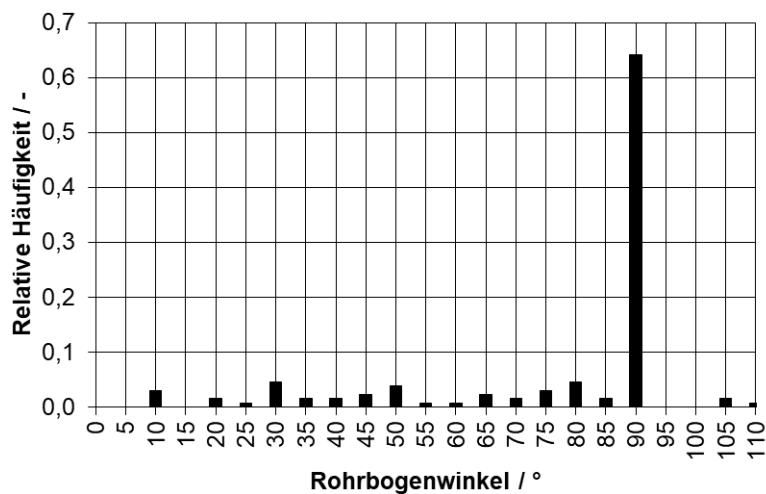


Bild 131: Verteilung der relativen Häufigkeit für den Rohrbogenwinkel

Die Nenndurchmesser der ausgewerteten Rohrleitungen variierten zwischen DN 25 und DN 600. In der Praxis orientiert sich der Durchmesser hauptsächlich am erforderlichen Volumenstrom des Mediums. In der vorliegenden Arbeit wird der Durchmesser hingegen nach strukturdynamischen Gesichtspunkten gewählt, um möglichst hohe Massenträgheitskräfte infolge der Erdbebenerregung zu realisieren. Die größten Rohrleitungen außerhalb des Sicherheitsbehälters besaßen einen Nenndurchmesser DN 250. Nach [DIN2008b] entspricht diesem Nenndurchmesser ein Außendurchmesser $D_a = 273$ mm.

T-Stücke und insbesondere Reduzierstücke sind bei den ausgewerteten Rohrleitungssystemen selten aufgetreten. Die von einer Hauptleitung abzweigenden

Rohrleitungen besaßen meist einen geringeren Durchmesser und eine kürzere Gesamtlänge, der Einfluss der abzweigenden Rohrleitungen auf die Schwingungsantwort der Hauptleitung ist somit gering. Für die folgenden Untersuchungen werden deshalb T-Stücke und Reduzierstücke nicht weiter berücksichtigt.

5.2.1.2 Rohrleitungsverlegung und Geometrievereinfachungen

Bei der Definition der Rohrleitungsverlegung müssen verschiedene Randbedingungen bzw. konstruktive Aspekte berücksichtigt werden:

- Einhaltung der Grundsätze für eine funktionsgerechte und beanspruchungsgünstige Konstruktion nach den Regeln der KTA, vgl. Kapitel 3.1.2.2
- Vermeidung von Kollisionen zwischen Rohrleitung und Bauwerk
- Einhaltung von Abständen zum Bauwerk für die Unterbringung von Rohrleitungshalterungen
- Orientierung der Verlegung an der Rohrleitungsverlegung in deutschen Kernkraftwerken mit DWR

Unter Berücksichtigung der Häufigkeitsverteilungen für die Geradrohrlängen und Rohrbogenwinkel wurde iterativ eine geeignete Rohrleitungsverlegung ermittelt, die kollisionsfrei im Reaktorgebäudemodell untergebracht werden kann, siehe Bild 132. Die Rohrleitungsverlegung des generischen Rohrleitungsmodells orientiert sich wie oben erwähnt an häufig vorkommenden Verlegungen in Kernkraftwerken mit DWR, bei dem die meisten Pumpen und Kühler der Not-, Zwischen- und Nachkühlsysteme im Untergeschoss des Reaktorgebäude-Ringraums untergebracht sind. Die meisten Rohrdurchführungen durch den Sicherheitsbehälter befinden sich im dritten Obergeschoss.

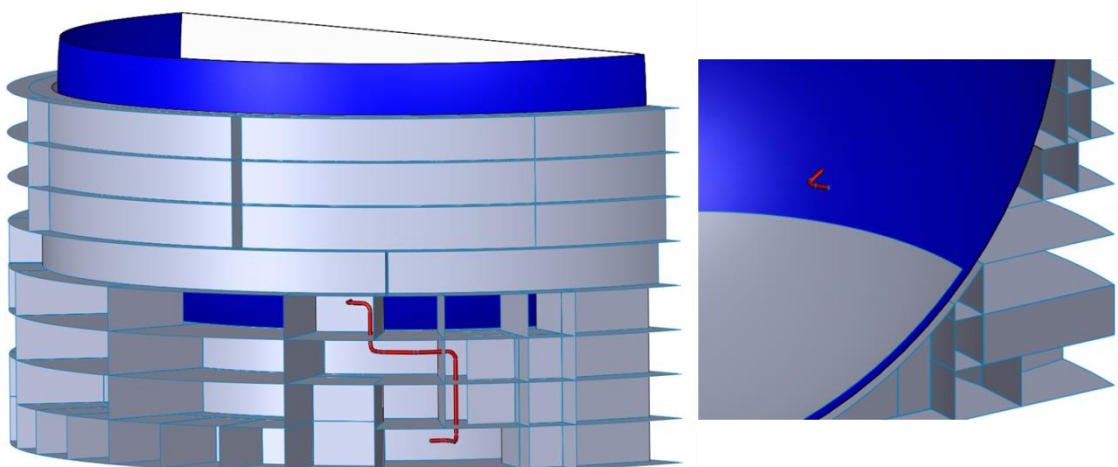


Bild 132: Rohrleitungsverlegung (rot) im Reaktorgebäude (grau) durch den Sicherheitsbehälter (blau)

Bild 133 zeigt die Isometrie des generischen Rohrleitungsmodells. Vor und hinter der Sicherheitsbehälter-Durchführung befinden sich Absperrarmaturen entsprechend den Gestaltungsvorgaben in KTA 3407 [KTA2014]. Die Gewichte der beiden Armaturen sowie die Angaben zur Isolierung wurden den zur Verfügung stehenden Rohrleitungsisometrien realer Rohrleitungssysteme entnommen. Für die Rohrbogen wurde ein Bogenradius von 650 mm nach [DIN1995a] angesetzt.

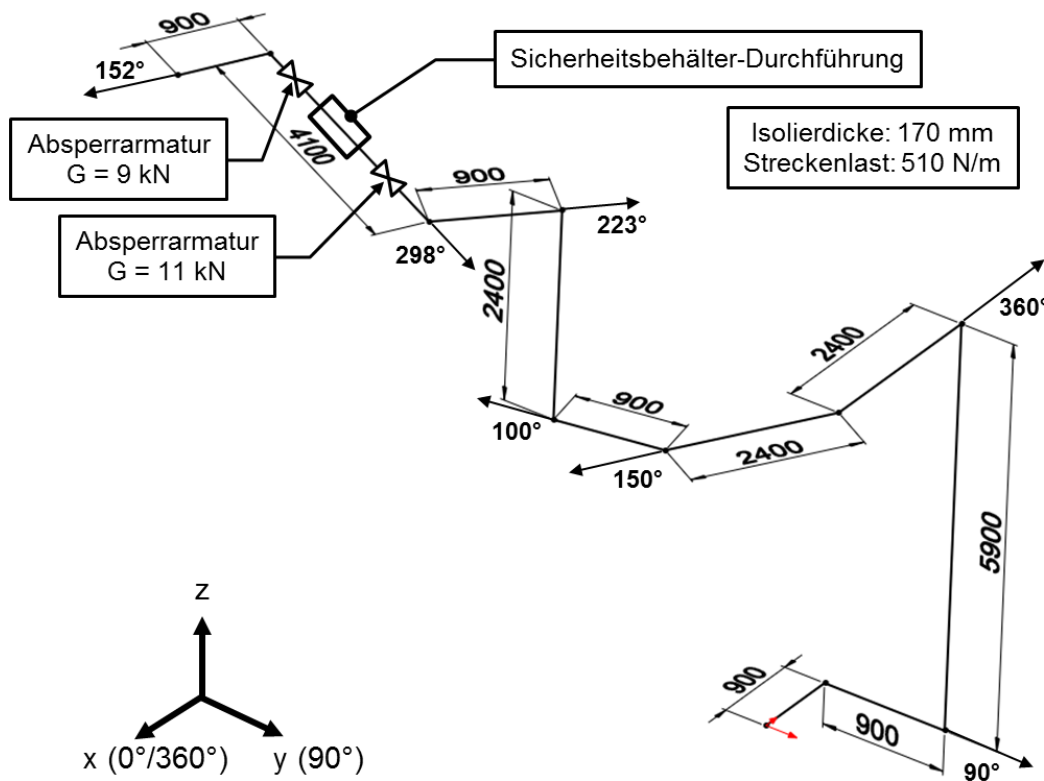


Bild 133: Isometrie des generischen Rohrleitungsmodells

Im generischen Modell der Rohrleitungskomponente können geometrische Vereinfachungen für die An- und Einbauteile getroffen werden, die das globale mechanische Verhalten nicht signifikant beeinflussen, siehe Bild 134. Flansche besitzen im Vergleich zur Rohrleitung eine wesentlich größere Steifigkeit, sodass Flansche im Modell mit Ersatzfedersteifigkeiten abgebildet werden können. Rohrdurchführungen oder Kompensatoren dienen z. B. dem elastischen Anschluss an den Sicherheitsbehälter, um Relativverschiebungen und -verdrehungen auszugleichen. Aufgrund der komplexen Bauweise wird die Rohrdurchführung im Modell vereinfachend durch elastische Federn zwischen Sicherheitsbehälter und der Rohrleitung repräsentiert. Armaturen besitzen neben einer hohen Steifigkeit eine große Masse. Dies wird durch Erhöhung der Dichte und des E-Moduls im Armaturenabschnitt der Rohrleitung berücksichtigt. Die Isolierung einer Rohrleitung besteht in der Regel aus dicht gepackten Isiermatten, die mit einem Blechmantel umschlossen werden. Da die Isolierung im Vergleich zur Rohrleitung eine wesentlich geringere Steifigkeit besitzt, kann

die Steifigkeit der Isolierung vernachlässigt und die Masse durch eine Dichteerhöhung der Rohrleitung berücksichtigt werden.

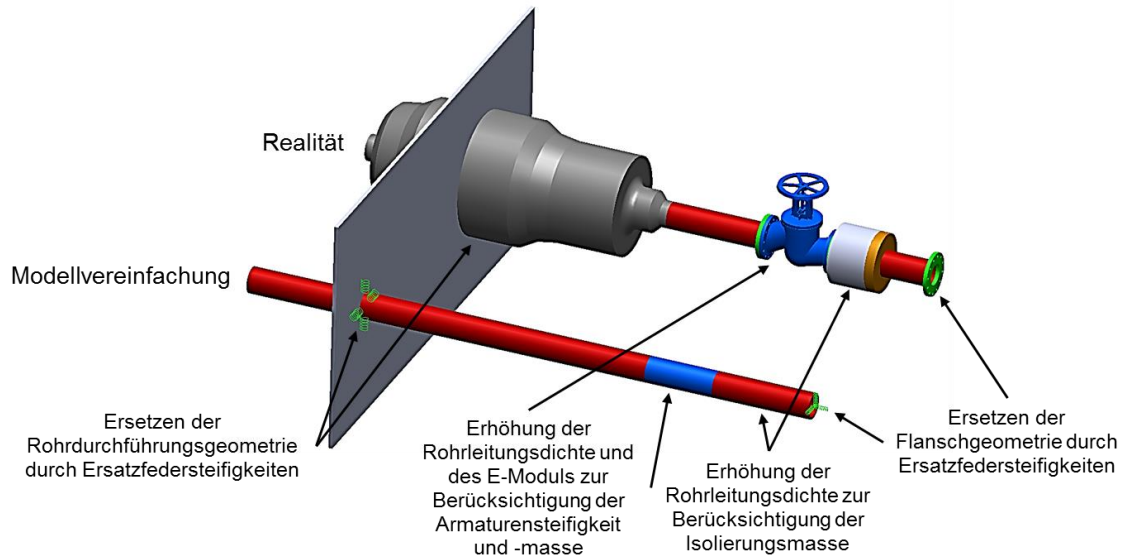


Bild 134: Modellvereinfachungen für An- und Einbauteile

5.2.1.3 Statische Belastungen und Auswahl des Rohrleitungswerkstoffe

Rohrleitungen sind einer ständigen Einwirkung infolge des Eigengewichts ausgesetzt. Im Normalbetrieb eines Kernkraftwerkes setzen sich die Beanspruchungen bei druckführenden und warm- oder kaltgehenden Rohrleitungen aus Beanspruchungen infolge Eigengewicht und Innendruck und evtl. aus Beanspruchungen infolge behinderter Wärmedehnung zusammen, vgl. Kapitel 3.1.2. Die für die jeweilige Rohrleitung auslegungsrelevanten Betriebsdrücke und -temperaturen sind je nach Betriebsanforderung unterschiedlich. In der vorliegenden Arbeit werden Betriebsdrücke und -temperaturen ausgewählt, die häufig außerhalb des Primärkreises vorkommen und zu einer hohen Beanspruchung der Rohrleitung und der Halterungen führen. Nach [Vol2007] ergeben sich im Kernkraftwerk Brokdorf (DWR-Anlage) als obere Grenzwerte Drücke von 70 bar und Temperaturen von 300 °C im Sekundärkreis.

Die für Rohrleitungen zulässigen Werkstoffe sind in [KTA1998] und [KTA2000] geregelt, vgl. Kapitel 3.1.2.2. Die physikalischen Kennwerte Dichte und E-Modul unterscheiden sich nicht signifikant wohingegen der mittlere Wärmeausdehnungskoeffizient bei den austenitischen Werkstoffen höher ist als bei den ferritischen Werkstoffen. Um die Temperaturdehnungen der Rohrleitung im Modell zu minimieren und somit Spannungen infolge behinderter Wärmedehnung zu verringern, wird der ferritische Werkstoff 15 MnNi 6 3 verwendet. In Tabelle 33 sind die verwendeten Werkstoffkennwerte zusammengefasst.

Kennwert	Einheit	Temperatur / °C						
		20	100	145	200	250	300	350
Dichte	kg/m ³	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
Poissonsche Zahl	-	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E-Modul	10 ³ MPa	211	206		198		191	187
mittlerer Wärmeausdehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ °C ⁻¹		12,4		12,9		13,3	13,6
(Warm-)Streckgrenze	MPa	330	285	275	245	220	210	190
(Warm-)Zugfestigkeit	MPa	490	420	415	400	400	400	390

Tabelle 33: Kennwerte des Rohrleitungswerkstoffes 15 MnNi 6 3 (nach [KTA2000])

5.2.1.4 Berechnung der erforderlichen Mindestwanddicke

Die Mindestwanddicke der Rohrleitung wird mithilfe der Innendruckbelastung ermittelt. Für Zylinderschalen und Rohrbogen unter innerem Überdruck sind in [KTA2013c] und [KTA2013d] Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der erforderlichen Wanddicken angegeben:

Spannungsvergleichswert:

$$S_m = \min \left\{ \frac{R_{mRT}}{3}, \frac{R_{mT}}{2,7}, \frac{R_{p0,2T}}{1,5} \right\} \quad (5.1)$$

$$= \min \left\{ \frac{490 \text{ MPa}}{3}, \frac{400 \text{ MPa}}{2,7}, \frac{210 \text{ MPa}}{1,5} \right\} = 140 \text{ MPa}$$

Mindestwanddicke Geradrohr:

$$s_0 = \frac{D_a \cdot p}{2 \cdot S_m + p} = \frac{273 \text{ mm} \cdot 7 \text{ MPa}}{2 \cdot 163 \text{ MPa} + 7 \text{ MPa}} = 6,7 \text{ mm} \quad (5.2)$$

Mindestwanddicke Rohrbogeninnenseite:

$$s_{0i} = s_0 \cdot B_i \quad (5.3)$$

$$= s_0 \cdot \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} + \frac{r}{s_0} - \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} + \frac{r}{s_0} - 1 \right) \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{r}{s_0}\right)^2 - \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0}\right)^2}{\left(\frac{r}{s_0}\right)^2 - \frac{D_a}{2 \cdot s_0} \cdot \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} - 1\right)}} \right) \quad (5.4)$$

$$= 6,7 \text{ mm} \cdot 1,132 = 7,5 \text{ mm (mit } r = 650 \text{ mm)}$$

Mindestwanddicke Rohrbogenaußenseite:

$$s_{0a} = s_0 \cdot B_a \quad (5.5)$$

$$= s_0 \cdot \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} - \frac{r}{s_0} - \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} + \frac{r}{s_0} - 1 \right) \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{r}{s_0}\right)^2 - \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0}\right)^2}{\left(\frac{r}{s_0}\right)^2 - \frac{D_a}{2 \cdot s_0} \cdot \left(\frac{D_a}{2 \cdot s_0} - 1\right)}} \right) \quad (5.6)$$

$$= 6,7 \text{ mm} \cdot 0,912 = 6,1 \text{ mm (mit } r = 650 \text{ mm)}$$

Um schroffe Wanddickenübergänge zwischen Geradrohren und Rohrbogen zu vermeiden, wird eine einheitliche Wanddicke gewählt. Gemäß den zulässigen Wanddicken nach [DIN1995a] wird die nächstgrößere Rohrwanddicke 8,8 mm ausgewählt.

5.2.1.5 Randbedingungen und statisches Halterungskonzept

Rohrleitungen im Anlagenbau verbinden üblicherweise Pumpen, Armaturen, Behälter und andere Rohrleitungen miteinander. Die meisten Pumpen und Großarmaturen befinden sich im Untergeschoss des Reaktorgebäudes, weshalb im Modell am unteren Ende der Rohrleitung ein Anschluss an eine Pumpe bzw. eine Armatur angenommen wurde. Die Rohrleitungen, die vom Reaktorgebäude-Ringraum in den Innenraum führen, schließen meist an einen Behälter oder an eine andere Rohrleitung an. In den zur Verfügung stehenden Unterlagen werden die Rohrleitungsanschlüsse als sogenannte „Festpunkte“ angegeben und durch Ersatzsteifigkeiten für die drei translatorischen und rotatorischen Freiheitsgrade repräsentiert. In Bild 135 sind die Ersatzfedersteifigkeiten für die beiden Festpunkte und die Sicherheitsbehälter-Durchführung angegeben. Die Richtungen für die Ersatzsteifigkeiten entsprechen den lokalen Koordinatensystemen, bei denen die x' -Achse in Richtung der Rohrachse und die z' -Achse in die vertikale Richtung nach oben zeigt.

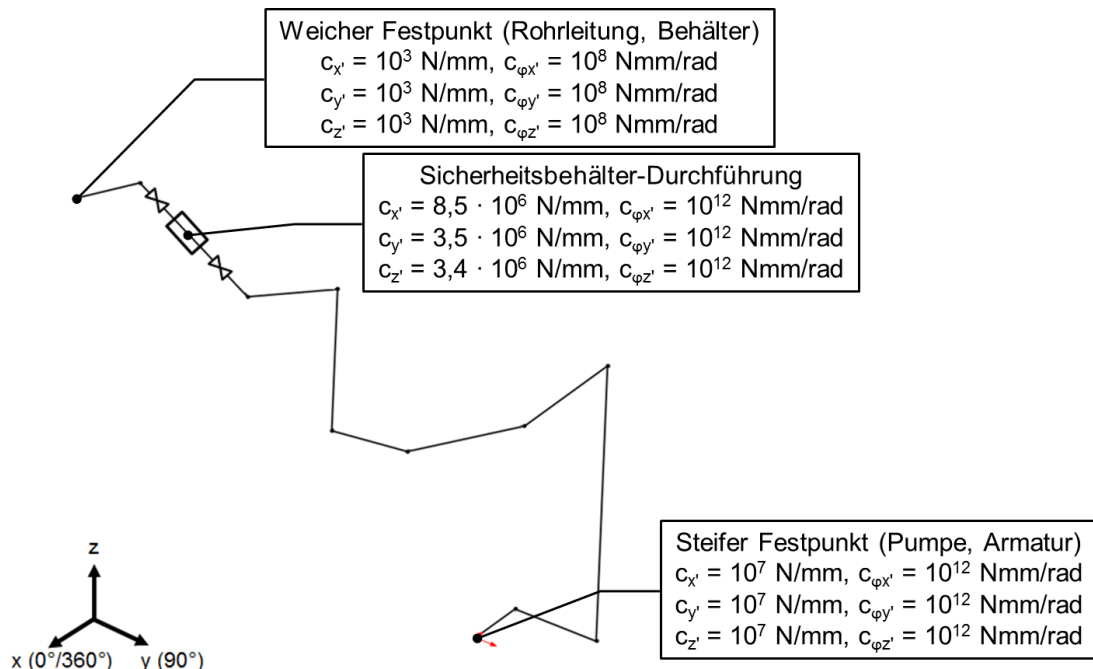


Bild 135: Ersatzfedersteifigkeiten für Festpunkte und Sicherheitsbehälter-Durchführung

Um die ständigen Lasten aus dem Eigengewicht der Rohrleitung abzutragen, werden statische Halterungsbauteile eingesetzt. Die statischen Halterungen verhindern große Durchbiegungen und vermeiden dadurch Pfützenbildung und

zu hohe Biegemomente auf Rohrleitungsflansche. Darüber hinaus können durch die statischen Halterungen zusätzliche Lasten durch Wärmedehnung und Biegemomente infolge innendruckbelasteter Rohrbogen aufgenommen werden.

Nach [LIS2015] gehören zu den statischen Halterungsbauteilen:

- Konstanthänger, -stützen
- Federhänger, -stützen
- sowie deren Anschlusskomponenten (Zug- und Gewindestangen, Gewindeösen und -bügel etc.)

Konstanthänger werden bei großen vertikalen Verschiebungen infolge thermischer Bewegungen von Rohrleitungen eingesetzt [LIS2015]. In der vorliegenden Arbeit sind die vertikalen thermischen Bewegungen gering, sodass Federhänger eingesetzt werden können. Aufgrund der einfachen Konstruktion und der geringen Wartungsanforderungen sind Federhänger auch in der Praxis Konstanthängern vorzuziehen, sofern die Rohrleitung unempfindlich gegenüber Laständerungen ist [LIS2015].

Neben dem Halterungstyp sind auch die zulässigen Stützweiten zwischen den statischen Halterungen festzulegen, um unzulässige Durchbiegungen zu vermeiden. Zulässige Stützweiten für metallische Rohrleitungen sind im AD 2000-Regelwerk [TÜV2009] zu finden. Um die maximale Durchbiegung der untersuchten Rohrleitung auf 5 mm zwischen zwei Halterungen zu begrenzen, ist eine Stützweite von maximal 8,5 m vorzusehen. Um eine möglichst gleichmäßige Belastung der Federhänger unter Berücksichtigung der maximal zulässigen Stützweite zu erreichen, werden die Federhänger wie in Bild 136 gezeigt positioniert. Die Federsteifigkeiten der Federhänger wurden entsprechend den Angaben in [LIS2015] ausgewählt.

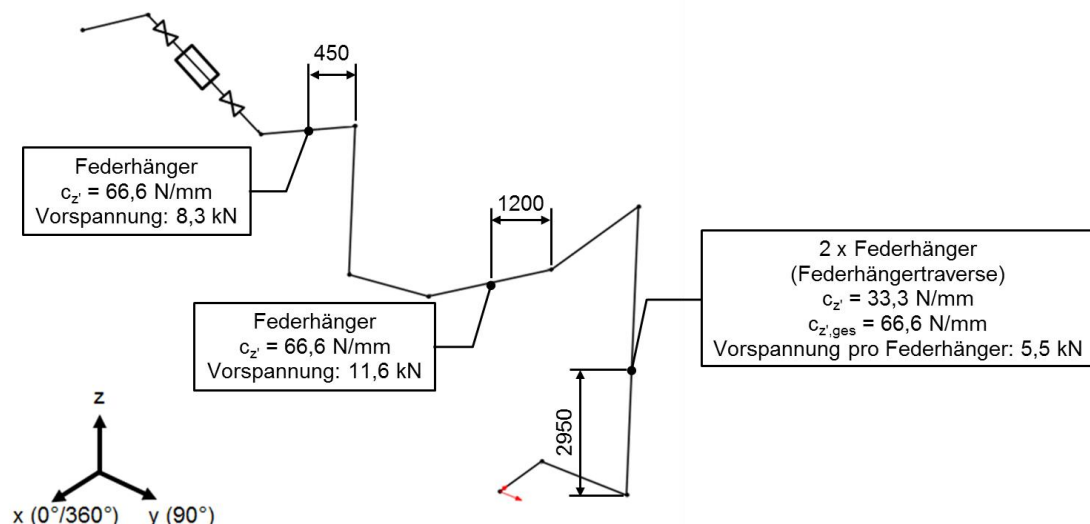


Bild 136: Positionierung und Vorspannung der Federhänger

5.2.1.6 Modellierung im Simulationsprogramm

Die in Kapitel 5.2.1.1 bis 5.2.1.5 dargestellte Modell der Rohrleitung kann nun in das Simulationsprogramm Abaqus FEA implementiert werden. Das Finite-Elemente-Modell der Rohrleitung ist in Bild 137 dargestellt. Die Rohrleitung wurde mit Schalenelementen vernetzt. Für die beiden Festpunkte, die Sicherheitsbehälter-Durchführung und die Federhänger wurden sogenannte „Connector“-Elemente mit einer linearelastischen Federsteifigkeit (vgl. Bild 135 und Bild 136) für die jeweiligen Freiheitsgrade verwendet.

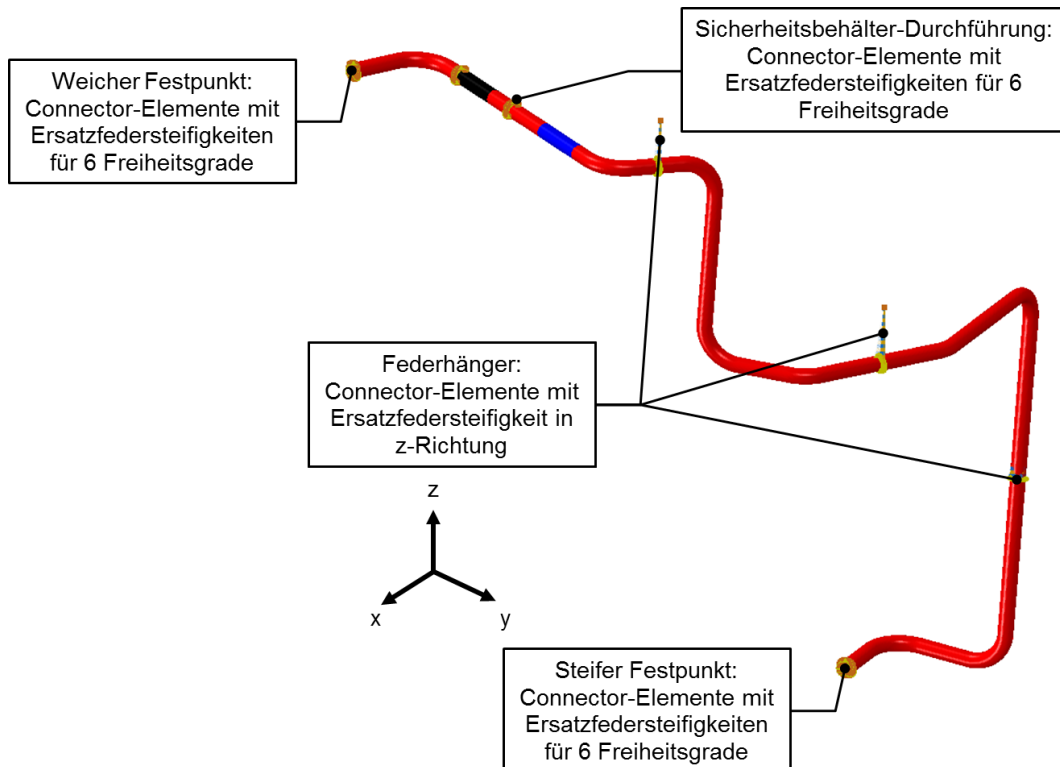


Bild 137: Finite-Elemente-Modell der Rohrleitung

In Tabelle 34 sind die Werte für die Material- und in Tabelle 35 die Werte für die Querschnittsparameter im Finite-Elemente-Modell der Rohrleitung zusammengefasst. Die Farben in den Tabellen korrespondieren mit der Farbzuordnung der Rohrleitungsabschnitte in Bild 137. Die große Steifigkeit der Armaturenabschnitte wurde durch eine Erhöhung des E-Moduls um den Faktor 1000 erzielt.




Abschnitt	Materialparameter	Einheit	Temperatur / °C				
			20	100	200	300	350
 (Rohr)	Dichte (Rohr + Isolierung)	kg/m ³	14968				
	Poissonzahl	-	0,3				
	E-Modul	10 ³ MPa	211	206	198	191	187
	mittl. Wärmeausdehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ °C ⁻¹		12,4	12,9	13,3	13,6
 (Armatur)	Dichte	10 ³ kg/m ³	125,6				
	Poissonzahl	-	0				
	E-Modul	10 ⁶ MPa	211	206	198	191	187
	mittl. Wärmeausdehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ °C ⁻¹		12,4	12,9	13,3	13,6
 (Armatur)	Dichte	10 ³ kg/m ³	153,5				
	Poissonzahl	-	0				
	E-Modul	10 ⁶ MPa	211	206	198	191	187
	mittl. Wärmeausdehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ °C ⁻¹		12,4	12,9	13,3	13,6

Tabelle 34: Werte für Materialparameter im Rohrleitungsmodell




Abschnitt	Querschnittsparameter	Wert / mm
 (Rohr)	Außendurchmesser	273
	Wanddicke	8,8
 (Armatur)	Außendurchmesser	273
	Wanddicke	8,8
 (Armatur)	Außendurchmesser	273
	Wanddicke	8,8

Tabelle 35: Werte für Querschnittsparameter im Rohrleitungsmodell

5.2.2 Primärspannungsnachweis für die statischen Belastungen

Für die Auslegungslastfälle Eigengewicht, Auslegungsdruck und –temperatur ist nach [KTA2013c] und [KTA2013d] ein Primärspannungsnachweis zu führen. Folgende Festigkeitsbedingungen müssen bei Auslegungsstufe 0 eingehalten werden:

Primäre Membranspannungen:

$$P_m \leq S_m = 140 \text{ MPa} \quad (5.7)$$

Lokale Primärspannungen:

$$P_l \leq 1,5 \cdot S_m = 210 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

Primäre Membran- und Biegespannung:

$$P_m + P_b \leq 1,5 \cdot S_m = 210 \text{ MPa} \quad (5.9)$$

Die Beanspruchungen infolge Eigengewicht, Innendruck und Wärmedehnung wurden mithilfe von statischen Berechnungen in Abaqus FEA berechnet. In Tabelle 36 sind die Belastungen aufgelistet.

Lastschritt	Lastart in Abaqus FEA	Wert
Eigengewicht	Erdbeschleunigung	9,81 m/s ²
Auslegungsdruck	Innendruck	70 bar
Auslegungstemperatur	Temperatur	300 °C

Tabelle 36: Statische Belastungen für die Auslegungsstufe 0

Infolge des Eigengewichts und hauptsächlich aufgrund der Wärmedehnung der Rohrleitung treten höhere Beanspruchungen auf, die in der überschlägigen Wanddickenberechnung in Kapitel 5.2.1.4 nicht berücksichtigt wurden. Um die zulässigen Primärspannungen einzuhalten, ist eine Wanddickenerhöhung auf 16 mm nach der Wanddickentabelle in [DIN2008b] erforderlich, siehe Bild 138. Zusätzlich muss eine Wanddickenerhöhung auf 22,2 mm für den Rohrbogen im Reaktorgebäude-Innenraum und ein Führungslager vorgesehen werden, um das Biegemoment infolge des Innendrucks aufzunehmen. Dadurch kann die Sicherheitsbehälter-Durchführung entlastet werden.

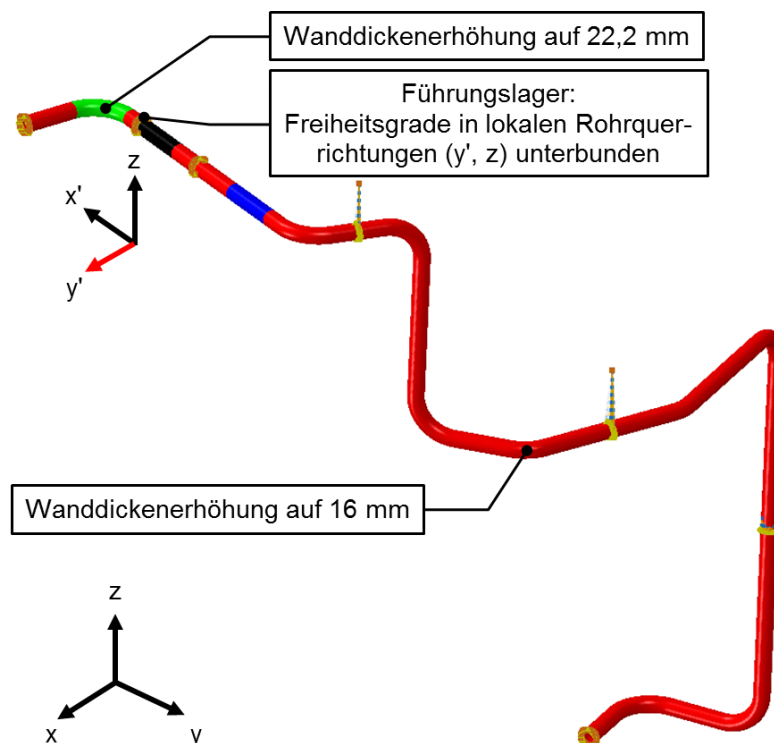


Bild 138: Anpassung des Rohrleitungsmodells für die Einhaltung der zulässigen Primärspannungen

Durch die Wanddickenerhöhungen verändern sich die rechnerischen Materialdichten der Rohrleitungs- und Armaturenabschnitte, siehe Tabelle 37.





Abschnitt	Rechnerische Dichte / kg/m ³
	11874
	71018
	86800
	10822

Tabelle 37: Angepasste rechnerische Materialdichten

5.2.3 Modell- und Berechnungsannahmen für die Erdbebensimulationen

5.2.3.1 Dynamische Entkoppelung von Rohrleitungsabschnitten

Unter bestimmten Voraussetzungen ist eine Unterteilung von Anlagenteilen beim Erdbebennachweis nach KTA-Regelwerk zulässig. Folgende Bedingungen müssen für eine Unterteilung der untersuchten Rohrleitung nach [KTA2012b] eingehalten werden:

- a) Bemessungsgrößen, z. B. Spannungen und Verformungen, oder Eigenfrequenzen dürfen sich bei Unterteilung der Rohrleitung nicht um mehr als 10 % verändern
- b) Anwendung des Überlappungsverfahrens durch Berücksichtigung von mindestens einem Axialstopp und zwei orthogonal zueinander angeordnete Radiallagern im unterteilten System
- c) Das Verhältnis der Flächenträgheitsmomente von abzukoppelndem Teilsystem und betrachtetem Hauptsystem ist kleiner oder gleich 0,01

Bedingung c) ist beispielsweise bei Abzweigen anzuwenden, wenn der Durchmesser der Hauptleitung wesentlich größer ist als der Durchmesser der Nebenleitung. Bei der untersuchten Rohrleitung sind keine Abzweige vorhanden, so dass nur die Bedingungen a) und b) überprüft werden müssen.

Aufgrund der hohen Ersatzfedersteifigkeiten der Sicherheitsbehälter-Durchführung wird überprüft, ob die beiden Bedingungen an dieser Stelle erfüllt werden und somit eine Unterteilung der Rohrleitung erfolgen kann. Aufgrund der hohen Steifigkeiten in translatorischer Richtung, vgl. Kapitel 5.2.1.5, sind die Bedingungen für einen Axialstopp und zwei orthogonal zueinander angeordnete Radiallager als erfüllt anzusehen. Im nächsten Schritt wird anhand einer numerischen Modalanalyse überprüft, wie sich die Eigenfrequenzen des nicht unterteilten und unterteilten Rohrleitungsmodells verändern. In Bild 139 ist das nicht unterteilte und unterteilte Rohrleitungsmodell dargestellt. Im unterteilten Rohrleitungsmodell werden die Ersatzfedersteifigkeiten der Sicherheitsbehälter-Durchführung als Randbedingung berücksichtigt.

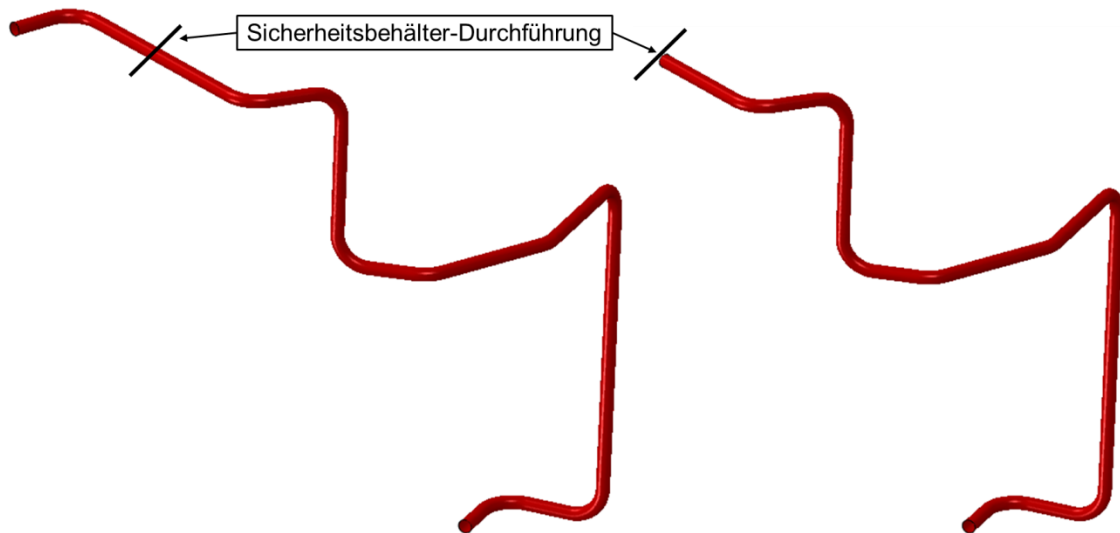


Bild 139: Nicht unterteiltes (links) und unterteiltes Rohrleitungsmodell (rechts)

Der Vergleich der am nicht unterteilten und unterteilten Rohrleitungsmodell berechneten Eigenfrequenzen im Frequenzbereich 0 – 100 Hz sind in Anhang B tabellarisch zusammengefasst. Die größte Frequenzabweichung zwischen nicht unterteiltem und unterteiltem Modell beträgt 3,213 %, Bedingung a) ist somit im relevanten Frequenzbereich eingehalten. Im Folgenden werden deshalb die Erdbebennachweise für den außerhalb des Sicherheitsbehälters liegenden Rohrleitungsabschnitt durchgeführt. Der Rohrleitungsabschnitt im Reaktorgebäude-Innenraum besitzt Eigenfrequenzen > 50 Hz, die bereits im Starrkörperbereich der Erdbebenerregung liegen. Signifikante Erdbebenbeanspruchungen sind deshalb nicht zu erwarten.

5.2.3.2 Berechnungsmethodik bei den Erdbebensimulationen

Um die Ergebnisse der Simulationen bei entkoppelter Nachweisführung mit denen bei gekoppelter Nachweisführung vergleichen zu können, wird für die Simulation der Erdbebenantwort einheitlich das Zeitverlaufverfahren mit direkter Integration angewendet. Dadurch können Einflüsse des Berechnungsverfahrens auf die Simulationsergebnisse vermieden und das nichtlineare Verhalten der Befestigung bei gekoppelter Nachweisführung berücksichtigt werden. Bei der entkoppelten Nachweisführung wird die Erdbebenerregung des Rohrleitungsmodells über Antwortzeitverläufe der Reaktorgebäudeknoten realisiert, siehe Bild 140. Die Verschiebungszeitverläufe werden an den Randbedingungen der Festpunkte und Halterungen des Rohrleitungsmodells eingeleitet.

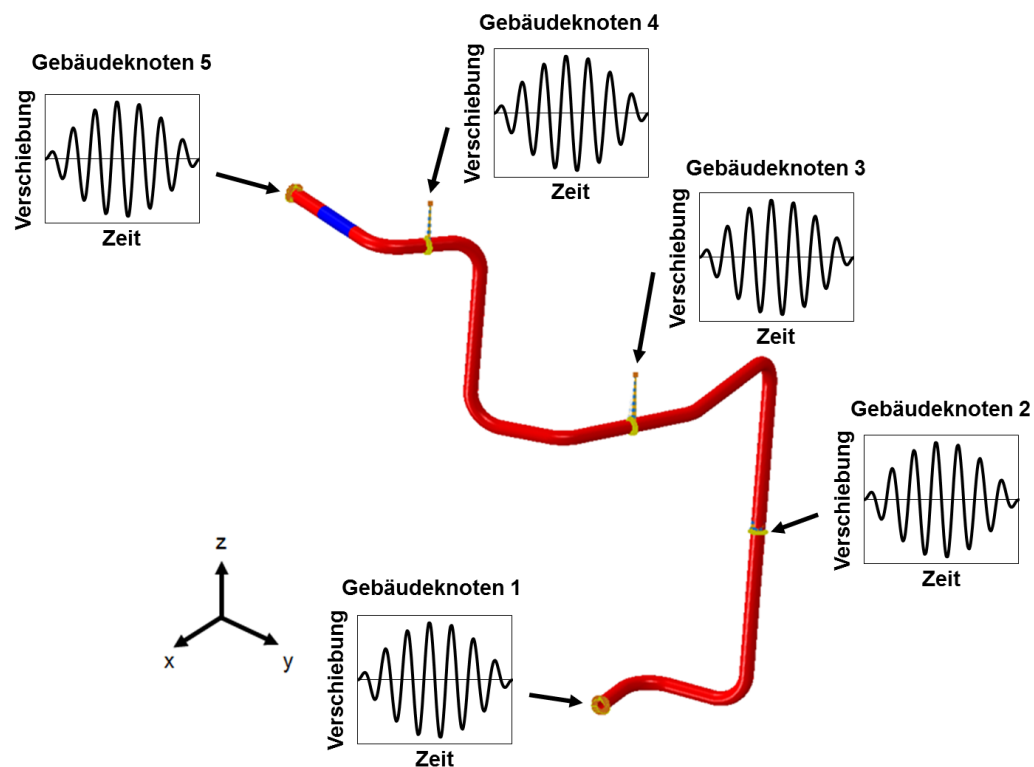


Bild 140: Erdbebererregung des Rohrleitungsmodells bei entkoppelter Nachweisführung

Als Verschiebungszeitverläufe werden die zu den Festpunkten und Halterungen nächstgelegenen Gebäudeknoten ausgewählt. In Bild 141 sind die Verschiebungszeitverläufe der jeweiligen Gebäudeknoten in den drei translatorischen Richtungen dargestellt. Wie bereits in Kapitel 5.1.4.2 gezeigt unterscheiden sich die Verschiebungszeitverläufe an den Gebäudeknoten kaum voneinander, sodass für die Festpunkte und Halterungen dieselben Verschiebungszeitverläufe angesetzt werden könnten. Kleine Relativbewegungen im Gebäude können jedoch zusätzliche Beanspruchungen in der Rohrleitung hervorrufen, deshalb werden die exakten Zeitverläufe an jedem Gebäudeknoten verwendet.

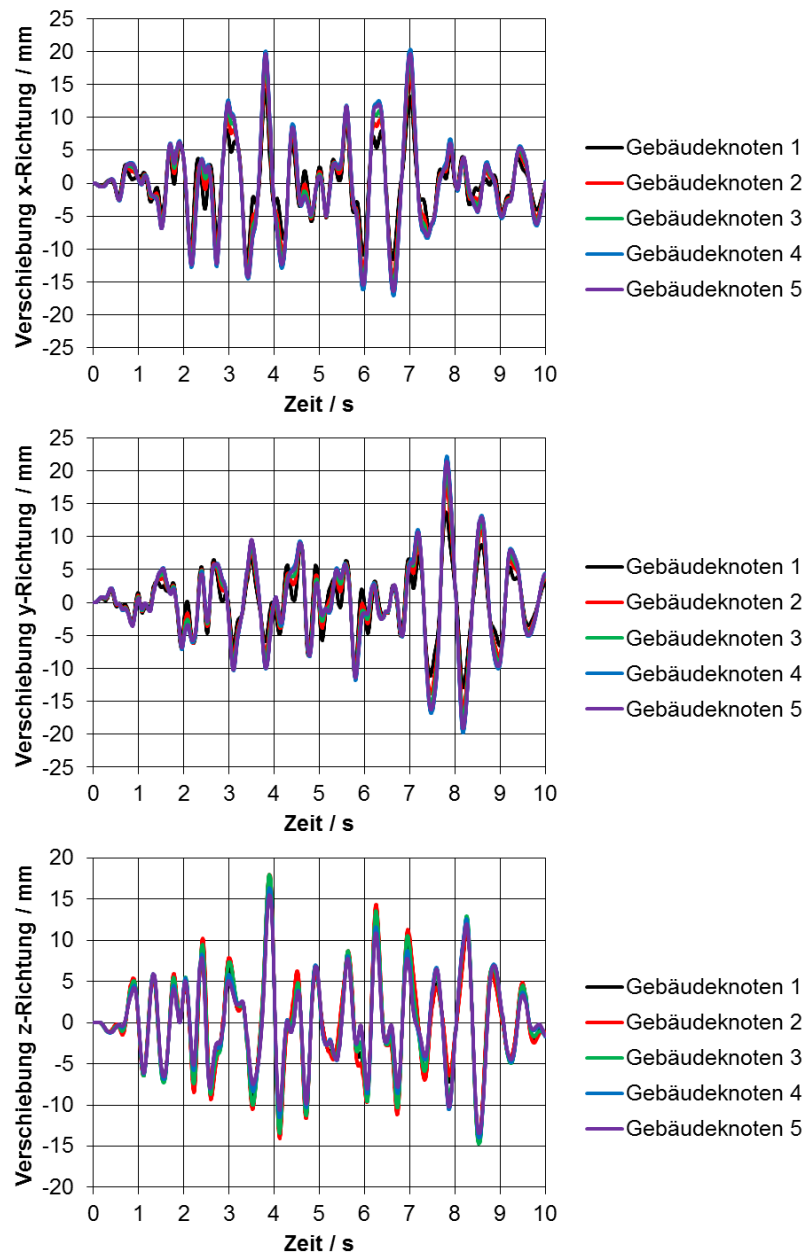


Bild 141: Verschiebungszeitverläufe für Erdbebenerregung des Rohrleitungsmodells

5.2.3.3 Dämpfungsmodell

Wie bei der Erdbebensimulation des Reaktor Gebäudes muss auch für das Rohrleitungsmodell ein geeignetes Dämpfungsmodell gewählt werden. In Abaqus FEA steht für Zeitverlaufverfahren mit direkter Integration das Rayleigh-Dämpfungsmodell zur Verfügung, das auf der Annahme einer massen- und steifigkeitsproportionalen Dämpfungsmatrix beruht [Ray1877]. Nach [KTA2013b] kann der Dämpfungsgrad D in Abhängigkeit von den Faktoren α , β und der Kreisfrequenz ω bzw. der Frequenz f berechnet werden:

$$D = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega} + \frac{\beta \cdot \omega}{2} = \frac{\alpha}{4 \cdot \pi \cdot f} + \beta \cdot \pi \cdot f \quad (5.10)$$

Die Rayleigh-Dämpfungsparameter α und β müssen entsprechend den Dämpfungsgraden der jeweiligen Eigenformen angepasst werden. In [Spe2009] wird ein Ansatz für die Ermittlung der Rayleigh-Dämpfungsparameter anhand der effektiven modalen Massen des Systems vorgestellt. Hierbei werden die Parameter so angepasst, dass der Dämpfungsgrad des Rayleigh-Dämpfungsmodells bei den Eigenformen mit hoher modaler Masse mit der vorgegebenen modalen Dämpfung übereinstimmt. Durch diese Vorgehensweise kann gewährleistet werden, dass die relevanten Eigenformen eines Systems Dämpfungsgrade besitzen, die nach den Regelwerken anzunehmen sind. Nach [KTA2012b] sind für Rohrleitungen Dämpfungsgrade von 4 % oder 2 % (abgeminderte Werte) anzusetzen. In Bild 142 ist die ermittelte Rayleigh-Dämpfungskurve für die Erdbebensimulationen des Rohrleitungsmodells dargestellt. Zusätzlich sind die Magnitude der effektiven modalen Masse und die nach [KTA2012b] vorgegebenen Dämpfungsgrade als horizontale grüne und rote Linie abgebildet. Die Rayleigh-Dämpfungsparameter wurden so angepasst, dass der Dämpfungsgrad bei den ersten drei Eigenfrequenzen zwischen 2 % und 4 % liegt. Aus [Mor1973] und [Scr1990] ist bekannt, dass die Systemdämpfung eine ausgeprägte Abhängigkeit von der Schwingungsamplitude bzw. von der Spannungsamplitude besitzt. Im höheren Frequenzbereich sind aufgrund der schmalbandigen Erdbebenerregung geringere Schwingungsamplituden und somit auch niedrigere Dämpfungsgrade zu beobachten. Die in der vorliegenden Arbeit gewählte Rayleigh-Dämpfungskurve unterschreitet deshalb im Frequenzbereich > 6 Hz die in [KTA2012b] vorgegebenen Dämpfungsgrade.

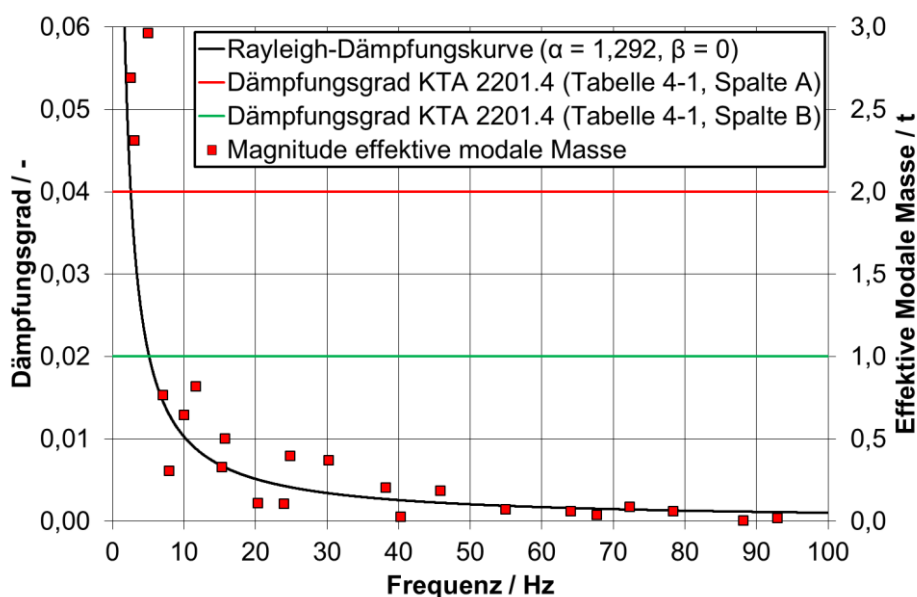


Bild 142: Rayleigh-Dämpfungskurve für die Erdbebensimulationen der Rohrleitung

5.2.4 Ergebnisse der Erdbebensimulation für das statische Halterungskonzept

Die aus dem Lastfall Bemessungserdbeben resultierenden Beanspruchungen werden nach [KTA2013c] und [KTA2013d] der Beanspruchungsstufe D zugeordnet. Für den Primärspannungsnachweis sind folgende Spannungen zulässig:

Primäre Membranspannungen:

$$\text{KTA 3201.2:} \quad (5.11)$$

$$P_m \leq 0,7 \cdot R_{mT} = 0,7 \cdot 400 \text{ MPa} = 280 \text{ MPa}$$

$$\text{KTA 3211.2:} \quad (5.12)$$

$$P_m \leq \min\{0,7 \cdot R_{mT}, 2,4 \cdot S_m\} = 280 \text{ MPa}$$

Lokale Primärspannungen:

$$\text{KTA 3201.2:} \quad (5.13)$$

$$P_l \leq R_{mT} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{KTA 3211.2:} \quad (5.14)$$

$$P_l \leq \min\{R_{mT}, 3,6 \cdot S_m\} = 400 \text{ MPa}$$

Primäre Membran- und Biegespannung:

$$\text{KTA 3201.2:} \quad (5.15)$$

$$P_m + P_b \leq R_{mT} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{KTA 3211.2:} \quad (5.16)$$

$$P_m + P_b \leq \min\{R_{mT}, 3,6 \cdot S_m\} = 400 \text{ MPa}$$

Der Primärspannungsnachweis für die Erdbebensimulation ergab, dass die zulässigen Primärspannungen eingehalten werden. Bild 143 zeigt die höchstbeanspruchten Bereiche der Rohrleitung. Neben den Bereichen in der Nähe der beiden Festpunkte sind hauptsächlich die Rohrbogen hochbeansprucht. Im Folgenden wird deshalb bei der Spannungsauswertung der Schwerpunkt auf die Rohrbogen gesetzt.

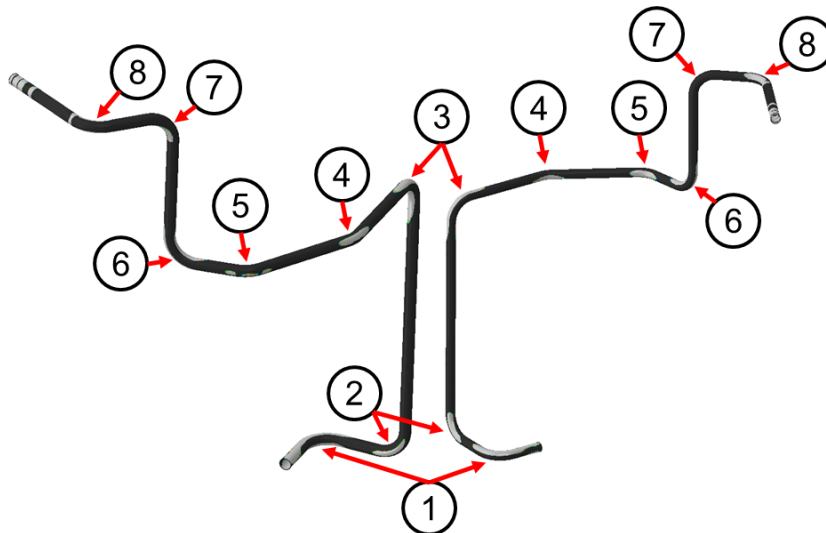


Bild 143: Höchstbeanspruchte Bereiche der Rohrleitung (grau) und Rohrboegennummerierung

In Bild 144 sind die Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrboegen 1 und 6 dargestellt. Durch die Nähe von Rohrboegen 1 zum steifen Festpunkt werden die Trägheitskräfte vom Festpunkt aufgenommen, sodass die Spannungsamplituden während des Erdbebens verringert werden. Rohrboegen 6 weist hingegen aufgrund der großen Entfernung von den beiden Festpunkten die größten dynamischen Spannungsamplituden auf. Die übrigen Rohrboegen sind entweder geringer beansprucht oder weisen geringere Spannungsamplituden auf. Die Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung für die übrigen Rohrboegen sind in Anhang C aufgeführt.

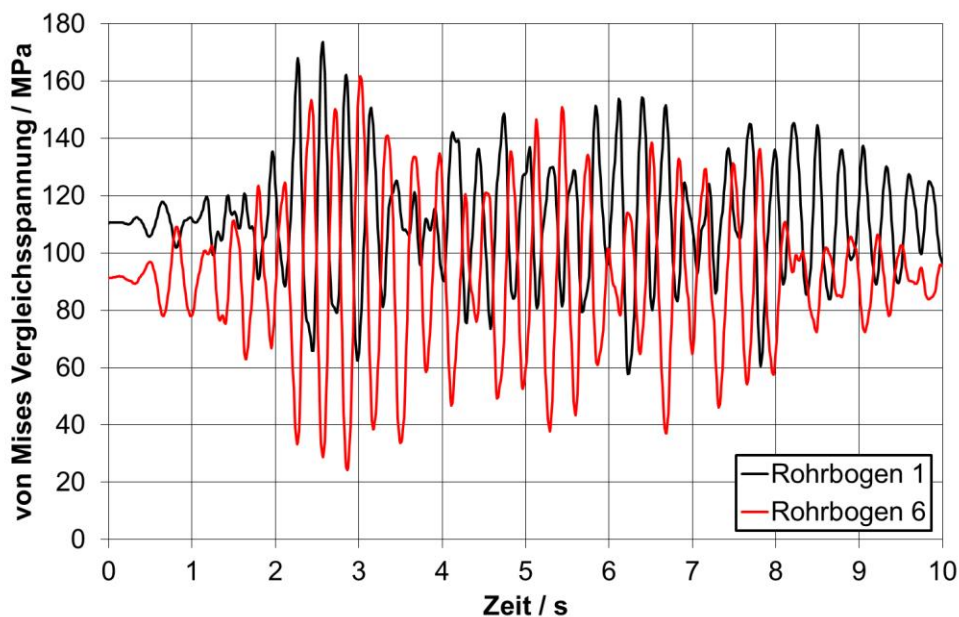


Bild 144: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrboegen 1 und Rohrboegen 6

Aufgrund des statischen Halterungskonzepts mit Federhängern werden nur geringe dynamische Lastamplituden von den Federhängern aufgenommen. In Bild 145 sind die Zeitverläufe der Federhängerlasten in vertikaler Richtung und die im Folgenden verwendeten Bezeichnungen für die Federhänger dargestellt. Durch die Federsteifigkeit nehmen die Federhänger zwar dynamische Lastamplituden auf, die Amplituden sind im Verhältnis zur statischen Vorspannung jedoch gering.

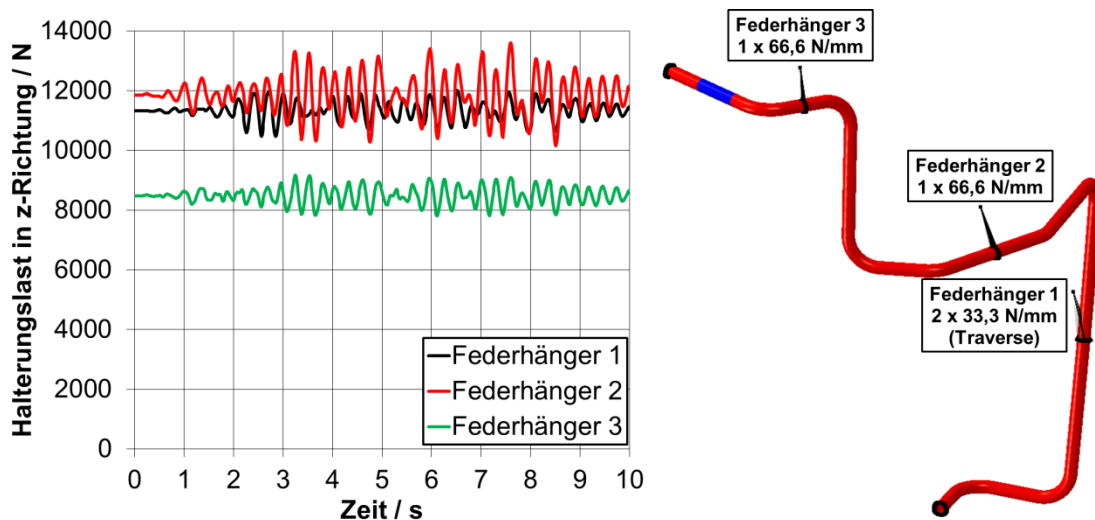


Bild 145: Zeitverläufe der Federhängerlasten (links) und Zuordnung der Federhängerbezeichnungen (rechts)

Der größte Anteil der dynamischen Lasten wird durch die beiden Festpunkte abgetragen. In Bild 146 sind die Magnituden der Reaktionskräfte und -momente an den beiden Festpunkten dargestellt. Die statischen Belastungen führen zu hohen Reaktionskräften, die jedoch zwischen den beiden Festpunkten gleichmäßig aufgeteilt werden. Im Verhältnis zu den statischen Reaktionskräften sind die dynamischen Lastamplituden gering. Anders verhält es sich bei den Reaktionsmomenten. Der größte Anteil der statischen und dynamischen Reaktionsmomente wird von der Sicherheitsbehälter-Durchführung abgetragen. Im Verhältnis zu den statischen Reaktionsmomenten sind die dynamischen Anteile größer, d. h. bei der Erdbebenbelastung der Rohrleitung werden die Trägheitskräfte hauptsächlich durch eine Biege- und Torsionsbelastung der Festpunkte abgetragen.

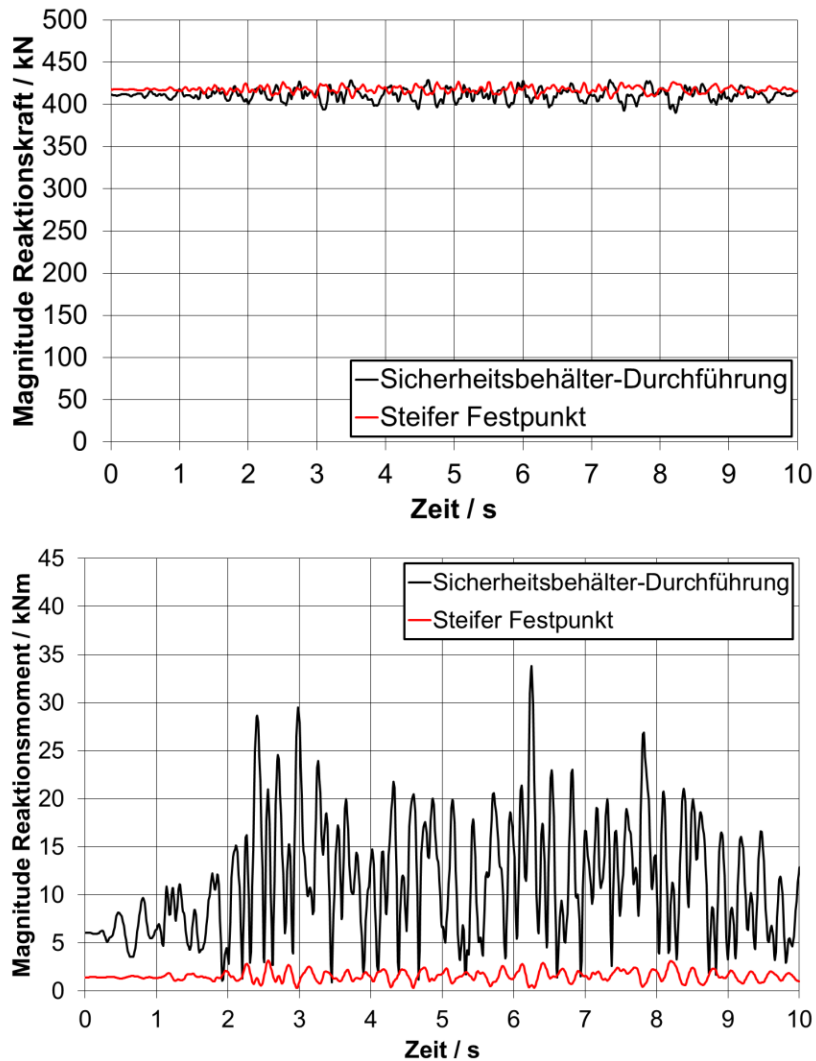


Bild 146: Magnituden der Reaktionskräfte (oben) und -momente (unten) an den Festpunkten

Aus strukturdynamischer Sicht sind neben den Beanspruchungen und Halte-
rungslasten auch die Relativbewegungen der Rohrleitung gegenüber dem Re-
aktorgebäude von Interesse. Zu große Relativbewegungen können in der Pra-
xis beispielsweise zum Anschlagen der Rohrleitung an benachbarte Komponen-
ten führen. Darüber hinaus sind große Relativbewegungen zu vermeiden, wenn
Rohrleitungen durch Gebäudewände und -decken hindurch geführt werden
müssen. Bild 147 zeigt die Zeitverläufe der Relativverschiebung bei Feder-
hänger 2, an dessen Position die größten Relativverschiebungen auftreten. Die
größten Relativverschiebungen betragen bis zu 31 mm in x-Richtung, 41 mm in
y-Richtung und 25 mm in z-Richtung. Bei den anderen Federhängerpositionen
treten geringere Relativverschiebungen auf wegen des geringeren Abstands zu
den Festpunkten. Die Zeitverläufe der Relativverschiebungen bei Feder-
hänger 1 und 3 sind in Anhang D dargestellt.

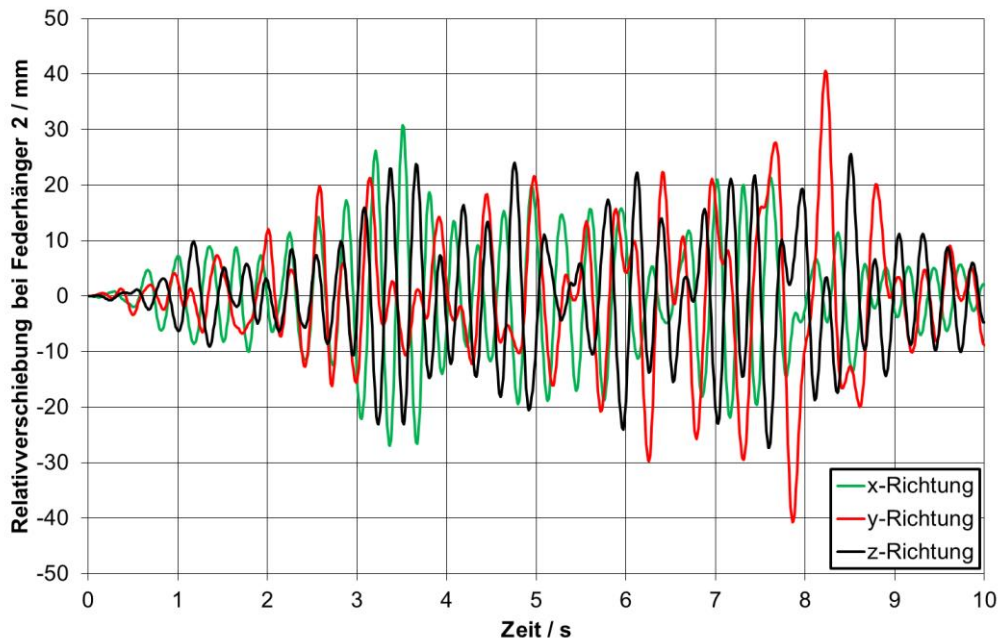


Bild 147: Relativverschiebung zwischen Rohrleitung und Gebäude bei Federhänger 2

5.2.5 Definition dynamischer Halterungskonzepte

Das in den vorangegangenen Kapiteln untersuchte Halterungskonzept war ausschließlich für die Abtragung statischer Belastungen ausgelegt, dynamische Belastungen aus der Erdbewegung wurden durch die elastische Verformung der Rohrleitung und die Festpunkte aufgenommen. Dadurch treten große Relativverschiebungen zwischen Rohrleitung und Reaktorgebäude auf, vgl. Bild 147. Bei dynamischen Lastfällen werden deshalb dynamische Halterungsbauteile eingesetzt, die die aus der Rohrleitungsbewegung resultierenden Trägheitskräfte durch Energiedissipation aufnehmen können oder in das Bauwerk übertragen.

Zu den dynamischen Halterungsbauteilen gehören nach [LIS2015]:

- Stoßbremsen
- Gelenkstreben
- Energieabsorber
- Viskoelastische Dämpfer
- Rohrausschlagsicherungen
- sowie deren Anschlusskomponenten (Anschweißböcke, Wechsellastschellen etc.)

Dynamische Halterungsbauteile werden an Positionen eingebaut, wo große Relativbewegungen zwischen der Rohrleitungskomponente und dem Reaktorgebäude auftreten bzw. zu erwarten sind. In Kapitel 5.2.4 wurde gezeigt, dass

im Bereich des Federhängers 2 die größten Relativverschiebungen auftreten. Darüber hinaus sind die Relativverschiebungen im Bereich des Federhängers 1 sind nur geringfügig kleiner, vgl. Anhang D. Im Rohrleitungsabschnitt zwischen Federhänger 1 und 2 ist es möglich, dynamische Halterungsbauteile an einer Reaktorgebäudedecke zu befestigen, vgl. Bild 132. Um gleichzeitig horizontale und vertikale Schwingungsamplituden der Rohrleitung weitestgehend zu unterbinden, wird eine 90°-Winkelanordnung von zwei dynamischen Halterungsbauteilen gewählt, siehe Bild 148. Dabei werden beide Halterungsbauteile über eine gemeinsame Wechsellastschelle mit der Rohrleitung verbunden. Aufgrund der einfachen Konstruktionsweise und der Wartungsfreiheit in der Praxis werden Gelenkstreben häufig eingesetzt. Durch die hohe Steifigkeit der Gelenkstreben wird eine annähernd starre Verbindung zwischen Bauwerk und Rohrleitung hergestellt, die die Relativverschiebungen fast vollständig unterbindet. Durch die seife Kopplung zwischen Bauwerk und Rohrleitung sind darüber hinaus hohe Reaktionskräfte in der Befestigung zu erwarten.

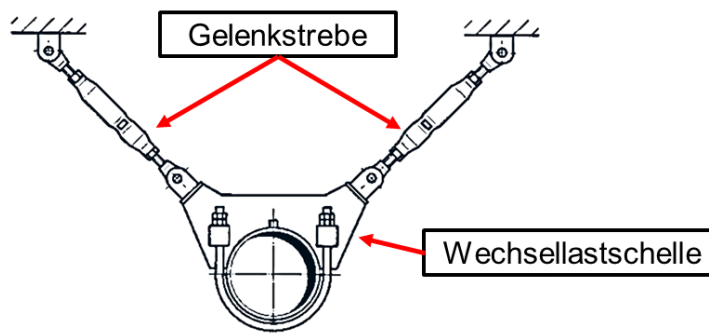


Bild 148: Winkelanordnung zweier Gelenkstreben mit gemeinsamer Wechsellastschelle (nach [LIS2015])

Bei komponentenweiser Betrachtung der Relativverschiebungen fällt auf, dass die Verschiebungen in horizontaler Richtung (x-, y-Richtung) zwischen Federhänger 1 und 2 und die Verschiebungen in z-Richtung im Bereich zwischen Federhänger 2 und 3 am größten sind. In der Praxis werden dynamische Halterungsbauteile daher so positioniert, dass jeweils die maßgebliche Bewegungsrichtung der Rohrleitung während der Erdbebenerregung unterbunden wird. Als weiteres Halterungskonzept wird deshalb eine Gelenkstrebenpositionierung an verschiedenen Positionen der Rohrleitung gewählt, siehe Bild 149.

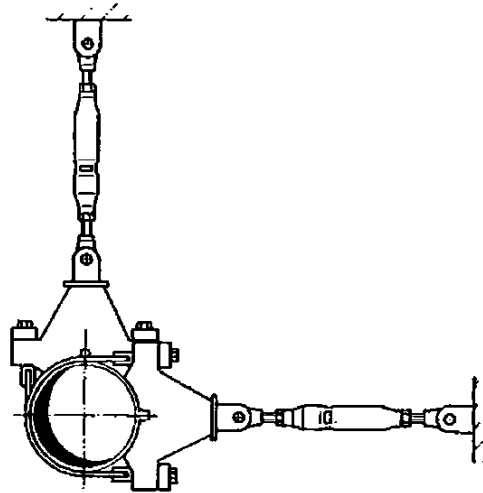


Bild 149: Horizontale und vertikale Anordnung zweier Gelenkstreben an verschiedenen Positionen der Rohrleitung [LIS2015]

Während die vertikale Gelenkstrebe direkt über eine Ankerplatte an einer Reaktorgebäudedecke befestigt werden kann, vgl. Bild 132, kann die horizontale Gelenkstrebe nicht an einer benachbarten Wand befestigt werden. In der Praxis ist es in solchen Fällen üblich, durch eine Stahlbaukonstruktion eine Befestigung am Boden oder an der Decke zu ermöglichen. Aufgrund der Nähe der Rohrleitung zur Decke wird eine Stahlbaukonstruktion mit Deckenbefestigung vorgesehen, siehe Bild 150. Die Stahlbaukonstruktion besteht aus zwei im 45° -Winkel angeordneten IPB 100-Profilen nach [DIN1995b], die miteinander verschweißt sind. Die Geometrie der IPB-Profile wurde iterativ variiert bis die maximale Verformung in allen drei Raumrichtungen < 1 mm infolge der Erdbebenerregung war. Dadurch ist eine ausreichend steife Anbindung an das Reaktorgebäude gewährleistet. Als Bauanschluss dienen zwei angeschweißte Ankerplatten, auf die in Kapitel 6 näher eingegangen wird. Die Gelenkstrebe wird über einen Anschweißbock mit der Stahlbaukonstruktion verbunden.

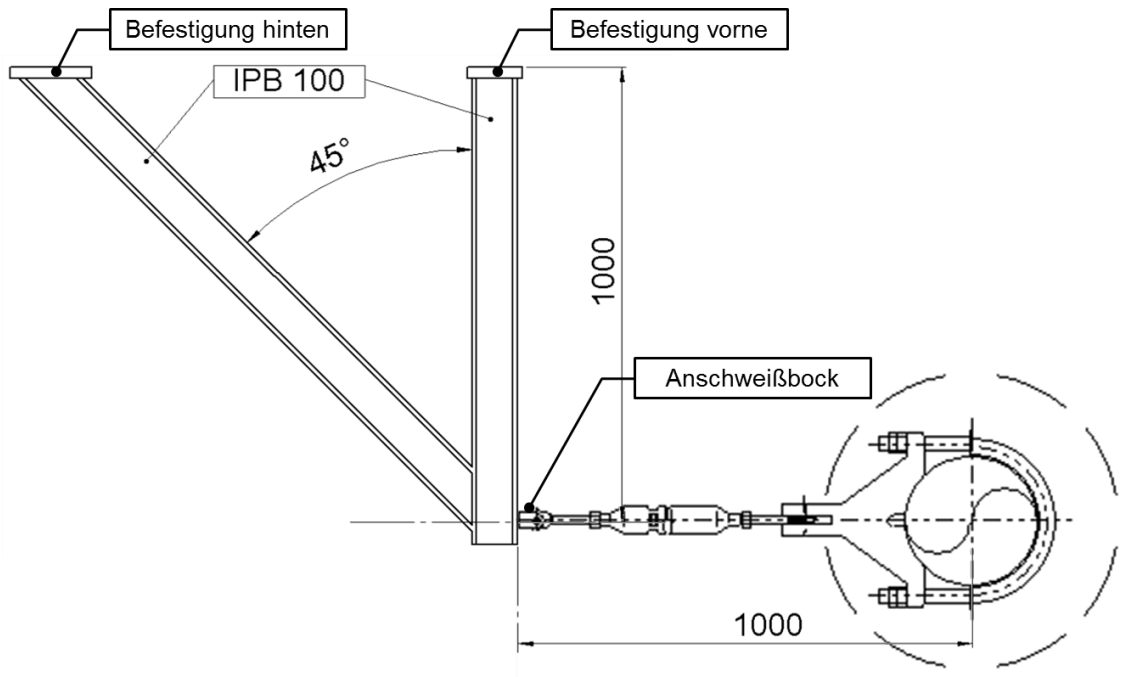


Bild 150: Stahlbaukonstruktion für horizontale Gelenkstrebe

Nachfolgend werden somit zwei Varianten eines dynamischen Halterungskonzepts untersucht. Die im Folgenden verwendeten Bezeichnungen für die unterschiedlichen Varianten sind in Tabelle 38 aufgelistet.

Variante	Kurzbezeichnung
2 Gelenkstreben in Winkelanordnung	2GW
1 horizontale und 1 vertikale Gelenkstrebe	1h1vG

Tabelle 38: Kurzbezeichnungen für die untersuchten dynamischen Halterungskonzepte

In Bild 151 und Bild 152 ist die Positionierung der statischen und dynamischen Halterungsbauteile für die zwei Konzeptvarianten dargestellt. Die Gelenkstreben sind jeweils mittig in den Geradrohrabschnitten positioniert. Die beiden Gelenkstreben bei Variante 2GW und die horizontale Gelenkstrebe bei Variante 1h1vG sind in lokaler y' -Richtung ausgerichtet, sodass die Längsachse von Rohrleitung und Gelenkstrebe einen rechten Winkel bilden.

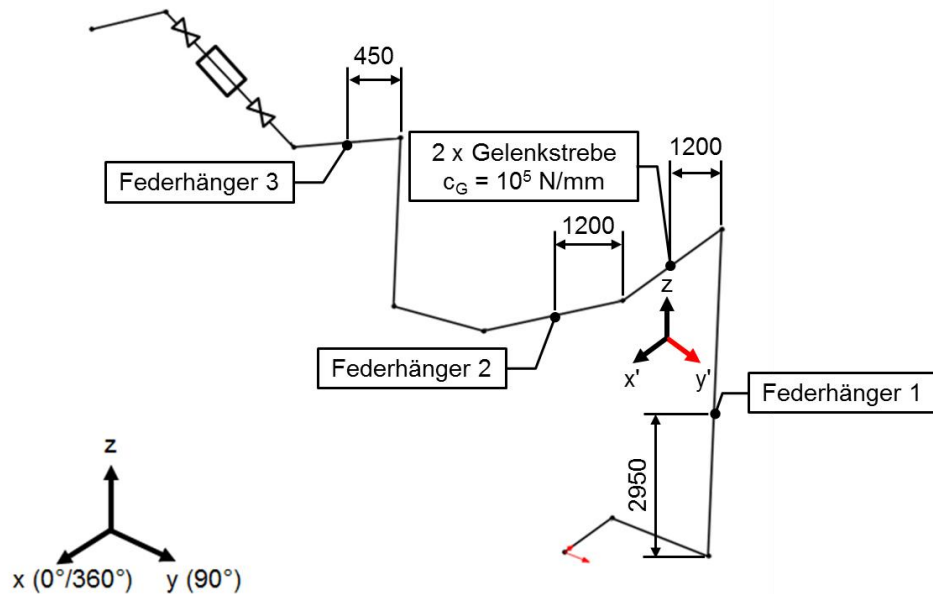


Bild 151: Positionierung der statischen und dynamischen Halterungsbauteile für Variante 2GW

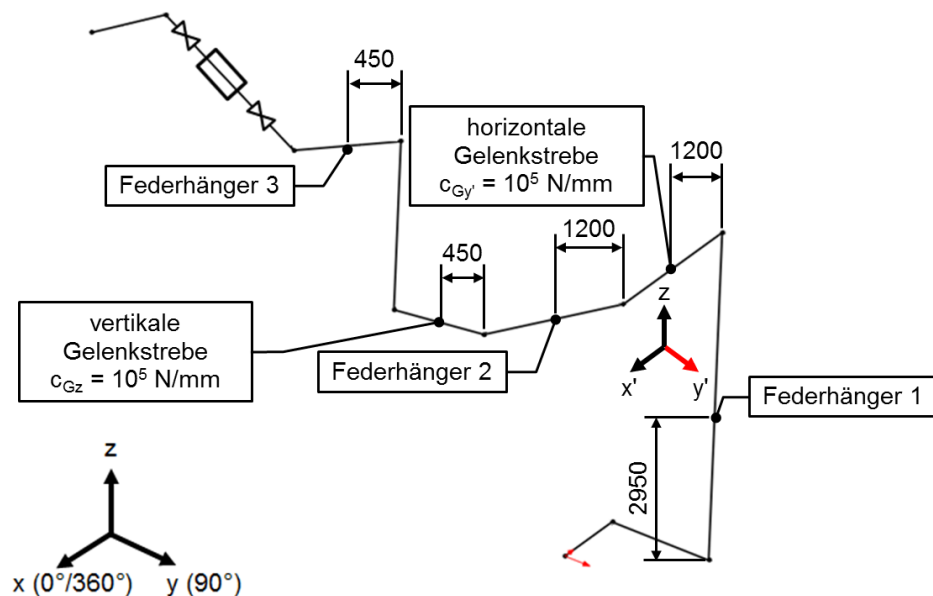


Bild 152: Positionierung der statischen und dynamischen Halterungsbauteile für Variante 1h1vG

In Abaqus FEA werden die Gelenkstreben durch Federelemente mit einer Federsteifigkeit in Längsrichtung modelliert. Als Ansatzwert für die Längssteifigkeit der Gelenkstreben wird jeweils 10^5 N/mm nach [VDI2004] für harte translatorische Halterungssteifigkeiten (Rohrinnendurchmesser DN 250) gewählt. Die Stahlbaukonstruktion wird mit Balkenelementen abgebildet.

5.2.6 Ergebnisse der Erdbebensimulationen für die dynamischen Halterungskonzepte

Wie für das statische Halterungskonzept wurde zunächst ein Primärspannungsnachweis geführt. Der Primärspannungsnachweis für Variante 2GW ergab, dass die Steifigkeit der beiden Gelenkstreben auf 90000 N/mm reduziert werden muss, um die zulässigen Spannungen einzuhalten. Bei Variante 1h1vG war keine Anpassung der Steifigkeit notwendig.

Durch die Gelenkstreben ändert sich neben dem Schwingungsverhalten der Rohrleitung während der Erdbebenerregung auch das Verformungsverhalten unter statischer Belastung. Insbesondere das Ausdehnungsverhalten der Rohrleitung infolge der erhöhten Temperatur wird durch die Gelenkstreben beeinflusst, die eine geführte thermische Verschiebung der Rohrleitung bewirken. Dadurch ändern sich die aus den statischen Belastungen resultierenden Rohrleitungsbeanspruchungen.

In Bild 153 sind exemplarisch die Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrbogen 2 für das statische Halterungskonzept (SH) und die Varianten 2GW und 1h1vG dargestellt. Durch die Führung der Rohrleitungsverformung bei thermischer Ausdehnung erhöht sich die von Mises-Vergleichsspannung bei den Varianten 2GW und 1h1vG signifikant. Die dynamischen Spannungsamplituden während der Erdbebenerregung können durch die Gelenkstreben reduziert werden. Dies zeigt sich am deutlichsten bei Rohrbogen 8, siehe Bild 154, bei dem die größte Reduzierung der dynamischen Spannungsamplituden auftritt. Die Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung für die übrigen Rohrbogen sind in Anhang E zusammengefasst.

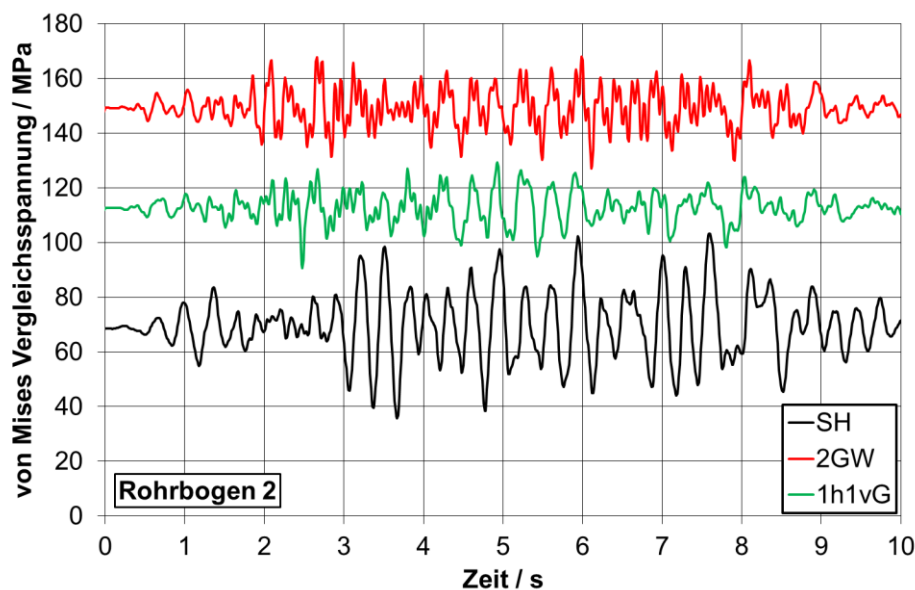


Bild 153: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrbogen 2 für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

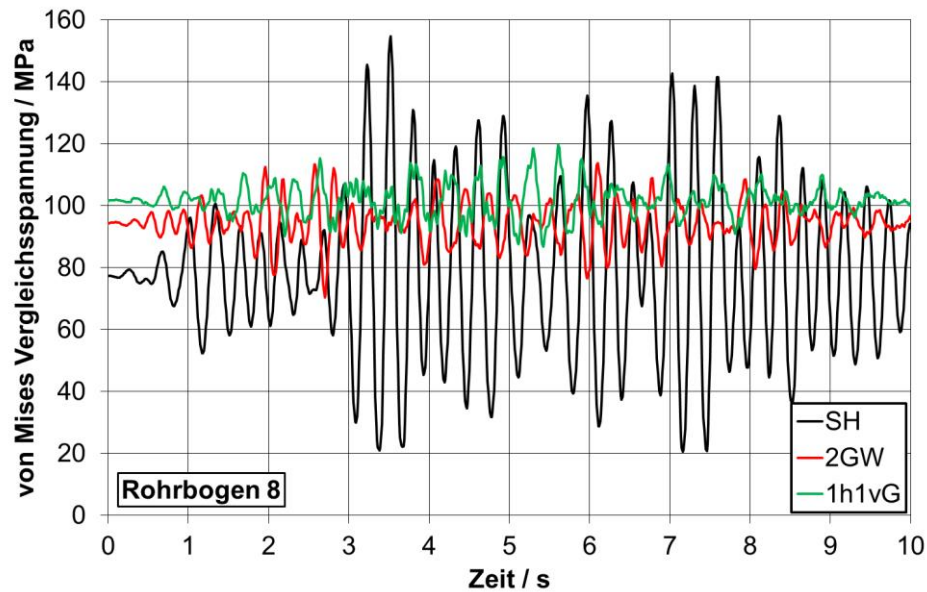


Bild 154: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrbogen 8 für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

Bild 155 zeigt die Zeitverläufe der Federhängerlasten von Federhänger 2 für die verschiedenen Halterungskonzepte. Durch die dynamischen Halterungsbauteile werden die dynamischen Lastamplituden auf ein Minimum reduziert. Die Ergebnisse für Federhänger 1 und 3, bei denen die Lastamplituden ebenfalls deutlich abgemindert werden, sind in Anhang F aufgeführt.

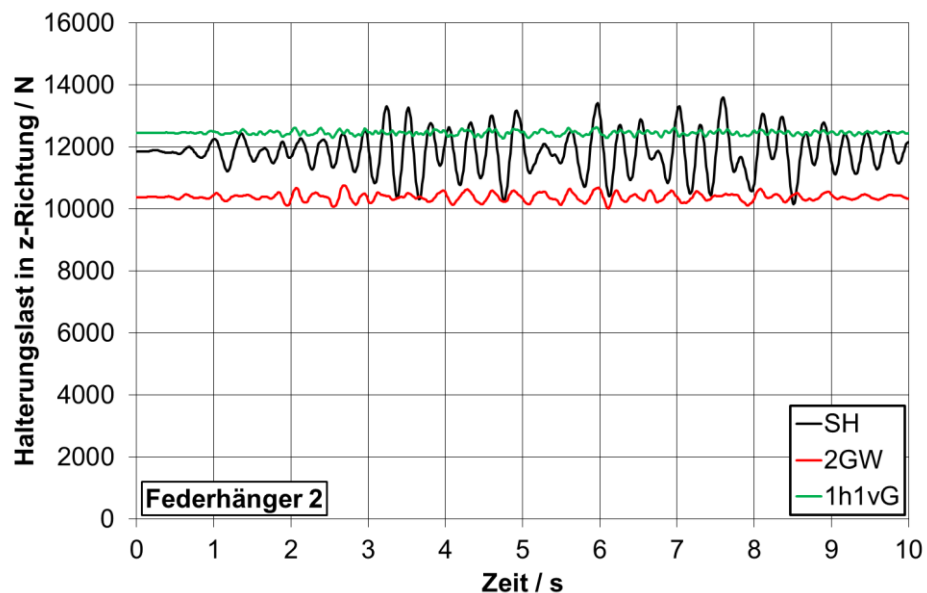


Bild 155: Zeitverläufe der Federhängerlasten von Federhänger 2 für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

In Bild 156 sind die Zeitverläufe der Reaktionskraft-Magnitude am steifen Festpunkt dargestellt. Die dynamischen Halterungsbauteile bewirken eine geringfügige Erhöhung der statischen Belastung und eine geringfügige Reduzierung der dynamischen Lastamplituden. Die Veränderungen bei der Reaktionsmo-

ment-Magnitude sind größer, siehe Bild 157. Durch die geführte Wärmeausdehnung der Rohrleitung werden höhere statische Reaktionsmomente in den Festpunkten hervorgerufen, die durch die geringeren Momentamplituden während der Erdbebenerregung nicht kompensiert werden können.

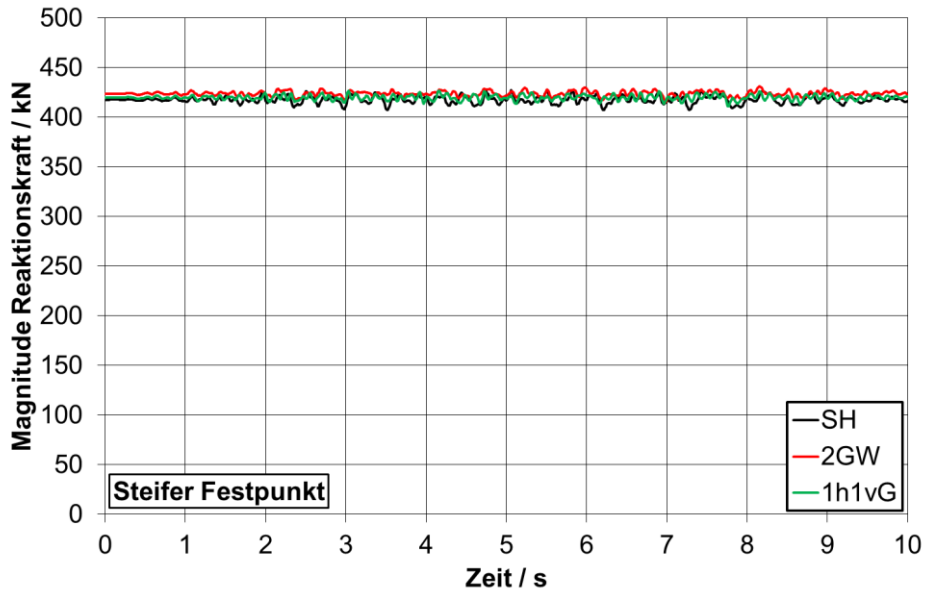


Bild 156: Zeitverläufe der Reaktionskraft-Magnitude am steifen Festpunkt für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

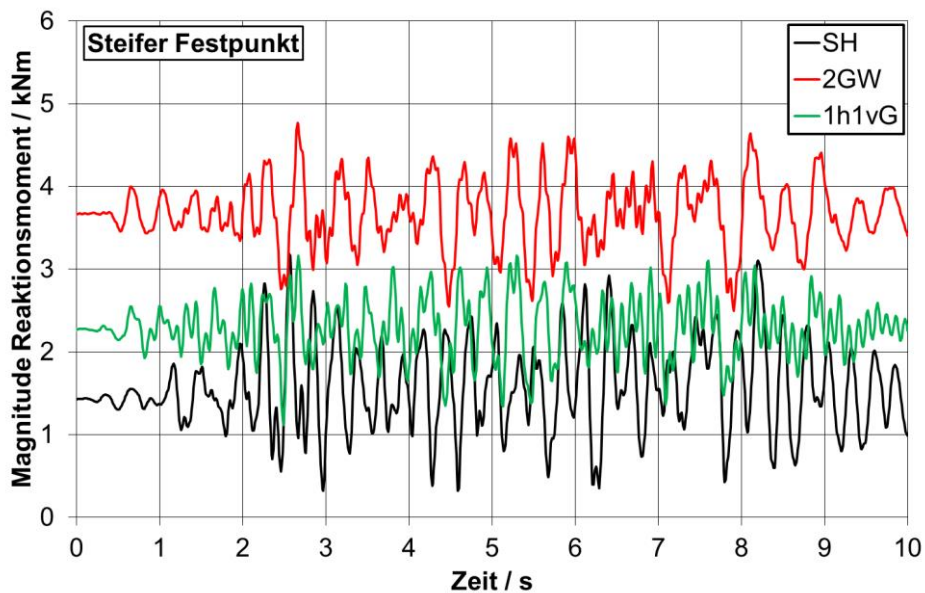


Bild 157: Zeitverläufe der Reaktionsmoment-Magnitude am steifen Festpunkt für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

Umgekehrte Verhältnisse wie beim steifen Festpunkt liegen bei der Sicherheitsbehälter-Durchführung vor, siehe Bild 158 und Bild 159. Durch die dynamischen Halterungsbauteile wird die statische Reaktionskraftmagnitude geringfügig reduziert. Außerdem kann die höhere statische Reaktionsmoment-Magnitude

durch die Reduzierung der dynamischen Momentamplitude kompensiert werden.

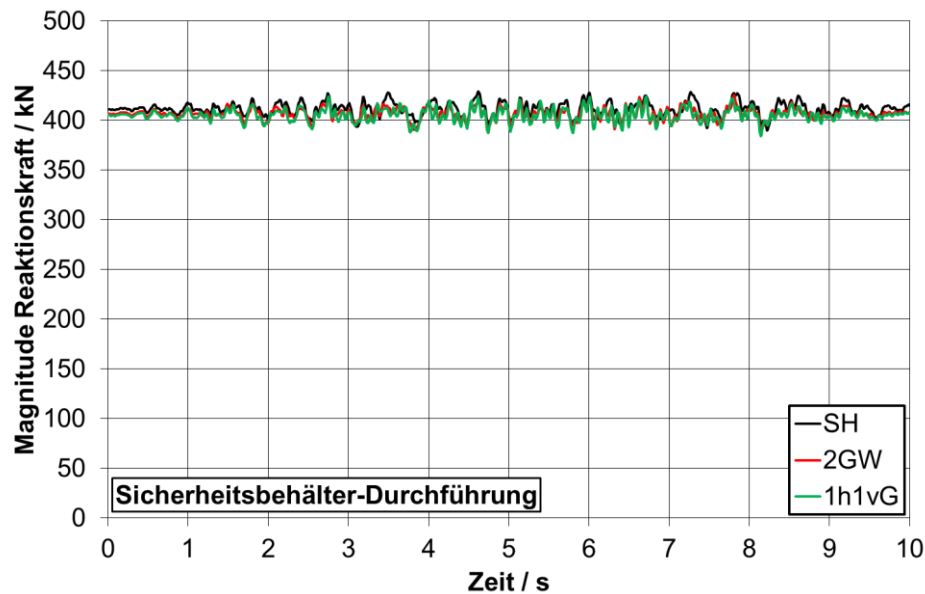


Bild 158: Zeitverläufe der Reaktionskraft-Magnitude an der Sicherheitsbehälter-Durchführung für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

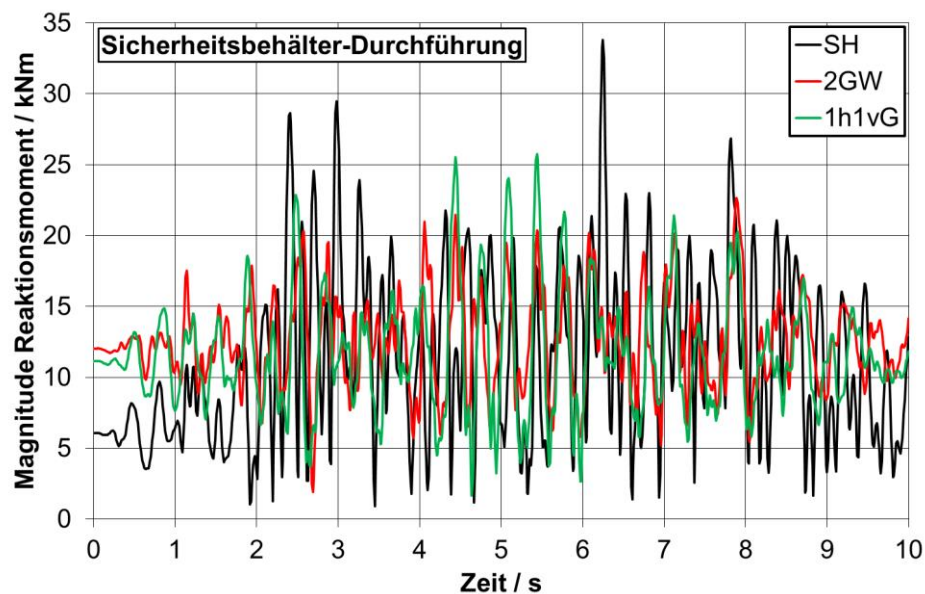


Bild 159: Zeitverläufe der Reaktionsmoment-Magnitude an der Sicherheitsbehälter-Durchführung für Halterungskonzept SH, 2GW und 1h1vG

Beim Halterungskonzept SH waren die Relativverschiebungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung bei Federhänger 2 am größten. Durch die Gelenkstreben werden die Relativverschiebungen signifikant reduziert, vgl. Bild 160 bis Bild 162. In x- und z-Richtung reduziert sich die maximale Relativverschiebung auf ± 10 mm, in y-Richtung auf ± 20 mm. Die Zeitverläufe der Relativverschiebungen für die Federhänger 1 und 3 sind in Anhang G zusammengestellt.

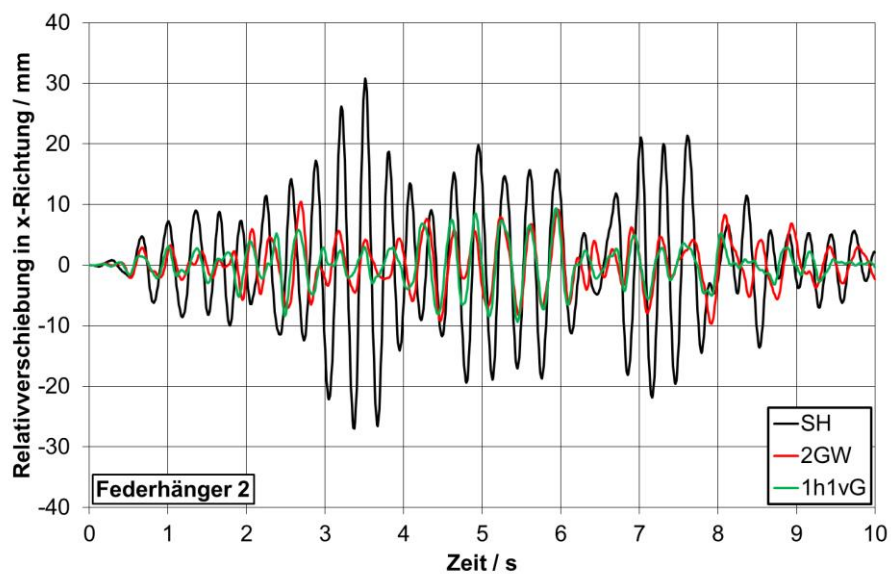


Bild 160: Relativverschiebung in x-Richtung bei Federhänger 2 für Halterungskonzepte SH, 2GW, 1h1vG

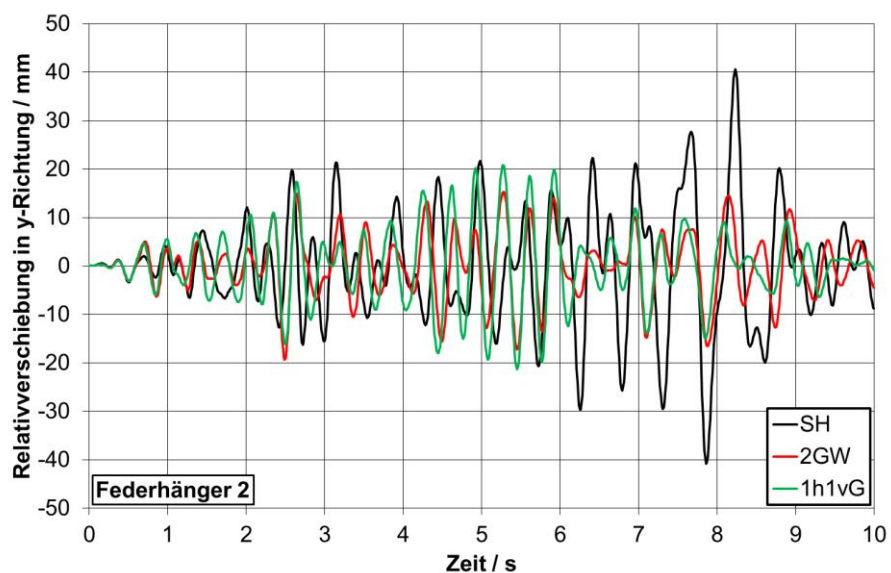


Bild 161: Relativverschiebung in y-Richtung bei Federhänger 2 für Halterungskonzepte SH, 2GW, 1h1vG

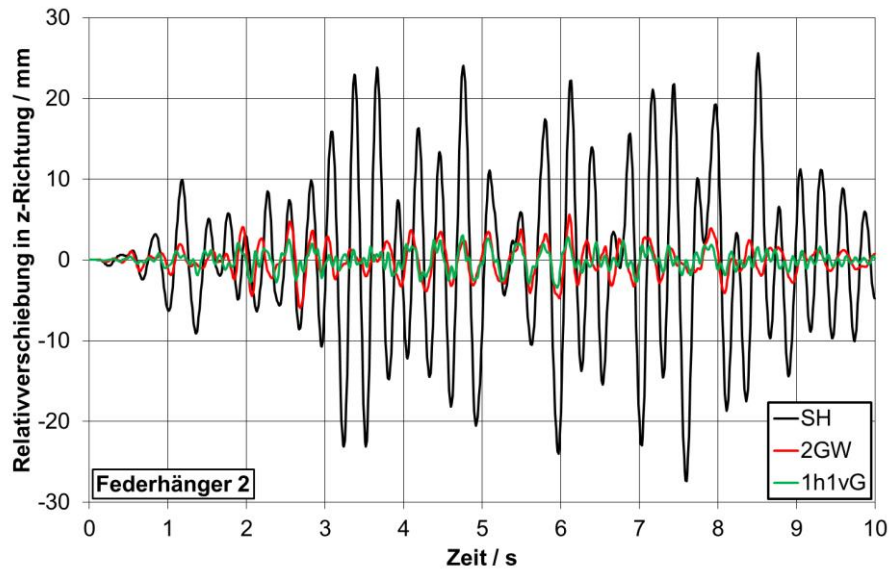


Bild 162: Relativverschiebung in z-Richtung bei Federhänger 2 für Halterungskonzepte SH, 2GW, 1h1vG

5.3 Zusammenfassung

Um den Einfluss des Tragverhaltens von Dübelbefestigungen auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkung untersuchen zu können, wurden zunächst Simulationen eines Reaktorgebäude- und eines Rohrleitungsmodells unter statischer Belastung und bei Erdbebenerregung durchgeführt, die dynamisch entkoppelt voneinander betrachtet werden. Für die beiden Teilsysteme Reaktorgebäude und Rohrleitung wurden generische Modelle erstellt, die häufig vorkommende geometrische Eigenschaften realer Reaktorgebäude und Rohrleitungen in deutschen Kernkraftwerken besitzen. Das generische Modell des Reaktorgebäudes wurde auf Basis von Zeichnungsunterlagen einer DWR-Anlage und das Rohrleitungsmodell auf Basis von Rohrleitungsisometrien von sicherheitstechnisch wichtigen Rohrleitungen entworfen.

Die Modalanalyse des Reaktorgebäudes zeigte, dass die ersten sechs Eigenformen des Reaktorgebäudes die modalen Eigenschaften maßgeblich bestimmen. Die ersten sechs Eigenformen umfassen die Starrkörperbewegungen des gesamten Bauwerks. Durch die anschließend durchgeführte Zeitverlaufsbeurteilung der Erdbebenantwort konnte gezeigt werden, dass sich die Verschiebungsverläufe an verschiedenen Gebäudeknoten im Reaktorgebäude-Ringraum in den beiden horizontalen Richtungen nur geringfügig voneinander unterscheiden. Durch die unterschiedlichen Biegesteifigkeiten der Gebäudedecken in vertikaler Richtung treten größere Relativ- und Phasenverschiebungen auf als in den beiden horizontalen Richtungen.

Um eine Abschätzung der möglichen Rissbildung im Reaktorgebäude vorzunehmen, wurde die Normalspannungshypothese herangezogen und die Zeitverläufe der 1. Hauptspannung ausgewertet. Infolge der Eigengewichtsbelastung ist keine Rissbildung zu erwarten währenddessen bei Überlagerung von Eigengewichts- und Erdbebenbelastung eine Rissbildung in isolierten Bereichen auftreten kann, wenn der Beton eine niedrige Endfestigkeit aufweist. Dabei handelt es sich jedoch um Bereiche mit aufeinandertreffenden Wänden und Wand-Decken-Übergängen, in denen laut der abZ der untersuchten Hinterschnittdübel keine Befestigungen montiert werden dürfen.

Für das erstellte generische Rohrleitungsmodell wurde ein praxisnahes statisches Halterungskonzept bestehend aus Federhängern und Führungslagern entworfen. Für dieses Halterungskonzept wurde eine Zeitverlaufsberechnung der Erdbebenantwort durchgeführt, bei der die Verschiebungszeitverläufe von Gebäudeknoten als Erdbebenerregung des Rohrleitungsmodells dienen. Mit dem Primärspannungsnachweis für die Beanspruchungsstufe D konnte gezeigt werden, dass die zulässigen Spannungen eingehalten werden. Aufgrund der großen dynamischen Spannungsamplituden treten jedoch große Relativverschiebungen zwischen Bauwerk und Rohrleitung auf, die in der Praxis aufgrund möglicher Schädigungen benachbarter Komponenten oder Baustrukturen zu vermeiden sind. Deshalb wurden zusätzlich zwei Gelenkstreben an Stellen mit großen Relativverschiebungen positioniert. Um den Einfluss der Gelenkstrebenpositionierung auf das Schwingungsverhalten und die Beanspruchungen der Rohrleitung zu zeigen, wurden zwei unterschiedliche Varianten untersucht. Bei der ersten Variante wurden die beiden Gelenkstreben in 90°-Winkelanordnung und bei der zweiten Variante an getrennten Positionen in horizontaler und in vertikaler Richtung angeordnet. Durch die hohe Steifigkeit der Gelenkstreben wird sowohl bei statischen als auch bei dynamischen Belastungen eine annähernd starre Verbindung zwischen Bauwerk und Rohrleitung hergestellt. Die Zeitverlaufsberechnungen der Erdbebenantwort für die beiden Varianten zeigten, dass die dynamischen Spannungsamplituden in den Rohrbogen reduziert werden, die Spannungen infolge der statischen Belastungen jedoch signifikant erhöht werden. Dies liegt hauptsächlich an der durch die Gelenkstreben geführten Rohrleitungsverschiebung infolge der Wärmedehnung. Der hauptsächliche Effekt der Gelenkstreben ist die Reduzierung der Relativverschiebungen zwischen Bauwerk und Rohrleitung. Bei den beiden untersuchten Varianten waren keine signifikanten Unterschiede bei den Relativverschiebungen feststellbar, die Positionierung der Gelenkstreben hat keinen signifikanten Einfluss.

6 Numerische Modellierung des Befestigungs- und Dübeltragverhaltens

Bevor das numerische Modell für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten entwickelt werden kann, ist zunächst die Konstruktion der Ankerplatten und die Bemessung der Befestigungen erforderlich. Die Bemessung wird für beide untersuchten Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ mit den entsprechenden Bemessungsprogrammen durchgeführt.

Die in Kapitel 4 entwickelten vereinfachten Rechenmodelle stellen eine theoretische Grundlage für die Implementierung im Finite-Elemente-Simulationsprogramm Abaqus FEA dar, das in der vorliegenden Arbeit für die numerischen Untersuchungen eingesetzt wird. Die Rechenmodelle können jedoch entsprechend der halterungsspezifischen Belastungen vereinfacht werden, ohne die Simulationsergebnisse wesentlich zu beeinflussen. Dies betrifft sowohl die Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei Öffnen und Schließen von Betonrissen im Verankerungsgrund als auch das Verschiebungsverhalten infolge schwingender Belastung.

6.1 Bemessung der Befestigungen

Für die Befestigungen muss im ersten Schritt eine geeignete Auswahl der Ankerplattengeometrie, Dübelanzahl und -anordnung gewählt werden. Um eine genaue Positionierung bei der Montage und eine Lagesicherheit bei dynamischer Belastung der Halterung zu gewährleisten, wird eine Gruppenbefestigung mit zwei Dübeln als erste Konstruktionsvariante für die Bemessung ausgewählt. Bei der Auswahl der Ankerplattengeometrie liefern zum einen die abZ der untersuchten Hinterschnittdübel Richtwerte zu minimalen Achsabständen sowie Angaben zur Ankerplattendicke. Zum anderen orientiert sich die Ankerplattengeometrie an der Geometrie der angeschweißten Halterungsbauteile, z. B. Anschweißböcke oder Stahlprofile. Die Zeichnungen der Ankerplatten, die den konstruktiven Anforderungen genügen, sind für die beiden Hinterschnittdübel in Anhang J aufgeführt. Die Ankerplatten der beiden Hinterschnittdübel unterscheiden sich in der Ankerplattendicke und dem Durchmesser der Durchgangslöcher.

Mit den gewählten Ankerplattengeometrien und Dübelanordnungen wird jeweils für beide Hinterschnittdübel eine Bemessung mit den entsprechenden Dübelbemessungsprogrammen durchgeführt. Dabei werden die nach den abZ

[DIBt2009] und [DIBt2011] anzusetzenden charakteristischen Widerstände der untersuchten Dübel berücksichtigt. Da eine Bildung von Rissen nicht ausgeschlossen werden kann wird gerissener Beton bei der Bemessung angenommen. Als Belastungen werden die Maximalwerte der resultierenden Halterungslasten während der Erdbebenerregung der Rohrleitung angesetzt, die sich aus den Zug- und Querlastzeitverläufen der einzelnen Halterungen ergeben. Die Bemessung wird jeweils für die Halterungskonzepte SH, 2GW und 1h1vG durchgeführt.

Aufgrund der geringeren Tragfähigkeit des Dübels „FZA“ sind die Befestigungen bei Verwendung dieses Dübels höher ausgenutzt als bei Verwendung des Dübels „HDA“. Die höchsten Ausnutzungsgrade β_N und β_V für beide Dübel sind in Tabelle 39 zusammengefasst. Die größten Ausnutzungsgrade ergeben sich bei Halterungskonzept 1h1vG bei der hinteren Befestigung der Stahlkonstruktion aufgrund der kombinierten Zug- und Querbelastung. Beim Hinterschnittdübel „FZA“ wird der Bemessungswiderstand in Zugrichtung an dieser Befestigung um 11 % überschritten.

Dübeltyp	Halterungskonzept	Halterung	$\beta_{N,max}$ / %	Halterung	$\beta_{V,max}$ / %
HDA	SH	Federhänger 2	30	Federhänger 2	1
	2GW	Federhänger 2	25	Gelenkstrebe 1	44
	1h1vG	Stahlkonstruktion Befestigung hinten	57	Stahlkonstruktion Befestigung hinten	31
FZA	SH	Federhänger 2	57	Federhänger 2	2
	2GW	Federhänger 2	49	Gelenkstrebe 1	80
	1h1vG	Stahlkonstruktion Befestigung hinten	111	Stahlkonstruktion Befestigung hinten	57

Tabelle 39: Höchste Ausnutzungsgrade in Zug- und Querrichtung

Entsprechend den Ausnutzungsgraden können die Federhänger, die beiden Gelenkstreben in Winkelanordnung und die vordere Befestigung der Stahlkonstruktion mit dem Hinterschnittdübel „FZA“ befestigt werden. Die hintere Befestigung der Stahlkonstruktion wird mit dem Hinterschnittdübel „HDA“ ausgeführt, um die Einhaltung der Bemessungswiderstände während des Erdbebens zu gewährleisten.

6.2 Vereinfachung der numerischen Modelle für die Befestigungen

6.2.1 Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei Öffnen und Schließen von Betonrissen

Die Simulation des Reaktorgebäudes während der Erdbebenerregung ergab keine signifikante Rissbildung in Bereichen, wo Dübelbefestigungen montiert werden können bzw. dürfen. Bei der Simulation wurden jedoch nur direkte Einwirkungen aus der Erdbebenerregung des Gebäudes berücksichtigt. Lokale Lasteinleitungen durch befestigte Komponenten oder indirekte Einwirkungen durch Zwangbeanspruchungen wurden vernachlässigt. Untersuchungen in [Eli2006] und [Baa2013] zeigen, dass lokale Lasteinleitungen von Befestigungen und Zwangbeanspruchungen zur lokalen Überschreitung der Betonzugfestigkeit und somit zur Rissbildung führen können. Wird unterstellt, dass zu Beginn der Erdbebenerregung Haarrisse im Verankerungsgrund der Befestigungen vorliegen, ist aufgrund der Betondeckenschwingungen mit einem Rissöffnen und -schließen im Verankerungsgrund zu rechnen. Bei gleichzeitiger Zugbelastung des Dübels infolge der Erdbebenerregung der Rohrleitung können bleibende Dübelverschiebungen auftreten. Zur groben Abschätzung der möglichen Rissöffnung werden die Biegelinien der Betondecken während der Erdbebenerregung des Reaktorgebäudes herangezogen. Die Biegelinien werden so gewählt, dass sie die Positionen der Halterungen kreuzen. Bild 163 zeigt die Biegelinien der Betondecken zum Zeitpunkt der maximalen Durchbiegung während der Erdbebenerregung. Zusätzlich sind die Positionen der Halterungen als vertikale Linien eingezeichnet. Die Halterungen der Rohrleitung sind an Positionen angebracht, an denen kein lokales Minimum der Biegelinie auftritt. Somit ist keine starke Krümmung der Biegelinie zu erwarten, d. h. ein signifikantes Öffnen und Schließen eines unterstellten Risses im Verankerungsbereich ist während des Erdbebens nicht zu erwarten. Darüber hinaus ist die maximale Durchbiegung von 0,72 mm bei Biegelinie 3 bezogen auf die Spannweite von etwa 16 m sehr gering.

Aufgrund der geringen Durchbiegung der Betondecken, an denen die Halterungen befestigt werden, ist nicht mit einem signifikanten Öffnen und Schließen von unterstellten Rissen im Verankerungsbereich zu rechnen. Für die Befestigungen muss deshalb das Verschiebungsverhalten infolge Rissöffnen und -schließen nicht modelliert werden. Wird eine bestimmte Rissbreite im Verankerungsbereich angenommen, können die Last-Verschiebungskurven der Einzeldübel entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.2 mit den Multiplika-

tionsfaktoren α_N und α_K angepasst werden. Bei der Erdbebensimulation wird die Rissbreite dann als quasistatisch betrachtet.

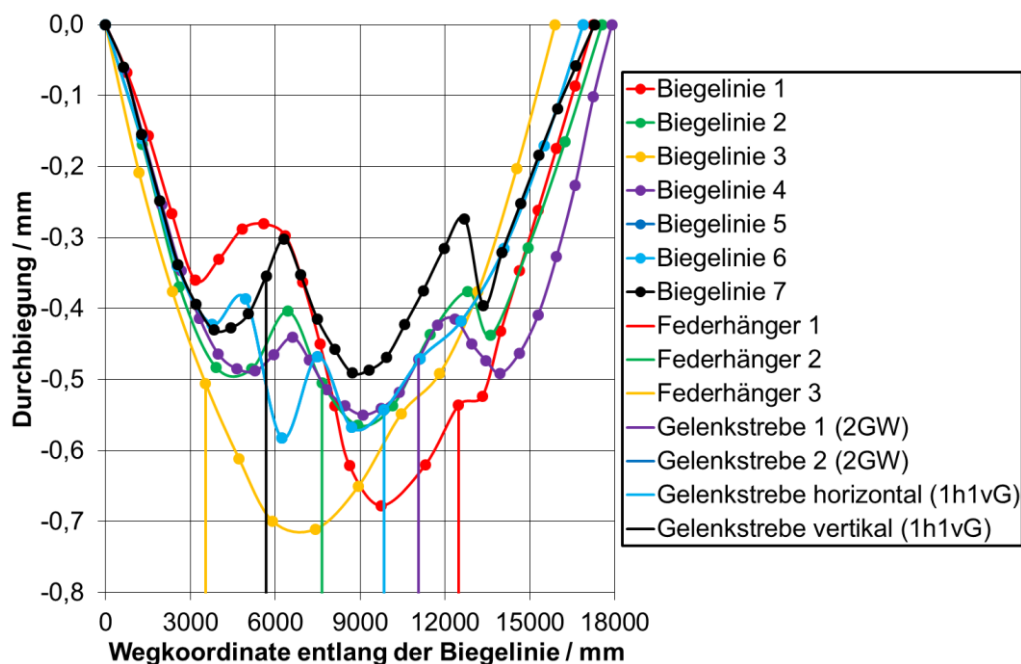


Bild 163: Biegelinien und Halterungspositionen bei maximaler Durchbiegung während der Erdbebenerregung

6.2.2 Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei schwingender Belastung

Die resultierenden Zuglast-Zeitverläufe für die Federhänger-Befestigungen sind durch eine hohe statische Vorlast und kleine dynamische Lastamplituden gekennzeichnet, siehe Anhang H. Die Befestigungen der Federhänger sind somit während des Erdbebens einer annähernd konstanten Zuglast ausgesetzt.

Die Gelenkstreben übertragen aufgrund der beidseitig angebrachten Gelenkköpfe vorwiegend Zug- und Druckkräfte in Achsrichtung. Bei größeren Auslenkungen werden jedoch auch Querkräfte übertragen. Die resultierenden Zug- und Querlast-Zeitverläufe für die Befestigungen der Gelenkstreben sind in Anhang I zusammengefasst. Bei Halterungskonzept 2GW sind beide Gelenkstreben aufgrund der Wärmedehnung der Rohrleitung während des Erdbebens mit Druck- und Querkräften belastet, in den Befestigungen der beiden Gelenkstreben werden daher die Druckkräfte zwischen Betonuntergrund und Ankerplatte übertragen und die Einzeldübel sind in Zugrichtung vollständig entlastet und müssen nur Querkräfte abtragen. Bei Halterungskonzept 1h1vG wird die Gelenkstreben-Befestigung der vertikalen Gelenkstrebe mit kurzzeitig wechselnden Zug- und Druckkräften und rein schwellenden Querlasten beaufschlagt. Die in der horizontalen Gelenkstrebe übertragenen Zug-, Druck- und Querkräfte werden über die Stahlkonstruktion in zwei Befestigungen eingeleitet vgl.

Bild 150. Die vordere Befestigung der Stahlkonstruktion wird ähnlich wie bei Halterungskonzept 2GW ausschließlich mit Druckkräften und mit geringen Querkräften beaufschlagt, die Einzeldübel sind daher in Zugrichtung vollständig entlastet. In der hinteren Befestigung werden während des Erdbebens rein schwellende Zug- und Querkräfte übertragen.

Bei der Abschätzung der Dübelverschiebung infolge schwellender Zug- und wechselnder Querbelastung in Kapitel 4.5 wurde die Dübelverschiebung bei voller Ausnutzung der Bemessungswiderstände berechnet. Aufgrund der geringeren Ausnutzungsgrade bei den untersuchten Befestigungen, vgl. Tabelle 39, und den geringeren Lastamplituden ist mit wesentlich geringeren Dübelverschiebungen infolge schwingender Zug- und Querbelastung zu rechnen. Werden die in Kapitel 4.5 vorgestellten Rechenmodelle für die Abschätzung der Dübelverschiebung auf die kritischen Befestigungen mit hoher Schwingbelastung angewendet, ergeben sich die in Tabelle 40 gezeigten Dübelverschiebungen $s_{cyc,V}$ in Quer- und $s_{cyc,N}$ in Zugrichtung. Aufgrund der sehr geringen Dübelverschiebungen muss das Verschiebungsverhalten infolge schwingender Belastung nicht modelliert werden.

Halterungskonzept	Dübel	Befestigung	$s_{cyc,V}$ / mm	$s_{cyc,N}$ / mm
2GW	FZA	Gelenkstrebe 1	0,013	0
2GW	FZA	Gelenkstrebe 2	0,009	0
1h1vG	HDA	Stahlkonstruktion Befestigung hinten	0,014	0,004
1h1vG	FZA	vertikale Gelenkstrebe	0	0,039

Tabelle 40: Berechnete Dübelverschiebungen infolge schwingender Belastung

6.3 Beschreibung des numerischen Modells der Befestigung

Mit den getroffenen Modellvereinfachungen können im nächsten Schritt die numerischen Modelle der Befestigung in Abaqus FEA entwickelt werden.

In Abaqus FEA stehen prinzipiell folgende Elementtypen für strukturdynamische Analysen zur Verfügung:

- Dreidimensionale Volumenelemente
- Zweidimensionale Schalen- oder Membranelemente
- Eindimensionale Balken- oder Stabelemente
- Lineare und nichtlineare Feder-/Dämpferelemente
- „Connector“-Elemente mit anpassbaren Elementeneigenschaften

Die Auswahl der Elementtypen hat entscheidenden Einfluss auf den Modellierungsaufwand und die benötigten Rechenkapazitäten bei Erdbebensimulationen. Um das numerische Modell für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten bei Zeitverlaufsberechnungen effizient einsetzen zu können, wird deshalb ein Optimum an Modellkomplexität und benötigten Simulationsressourcen bei gleichzeitiger Genauigkeit der Modelle angestrebt. Der Fokus liegt deshalb auf der Realisierung des numerischen Modells mithilfe von Schalen-, Balken-, Feder- und „Connector“-Elementen, die gegenüber dreidimensionalen Volumenelementen eine wesentlich vereinfachte Modellierung und Ressourceneffizienz bieten.

Bild 164 zeigt das numerische Modell der Befestigung, wie es in Abaqus FEA realisiert wurde. Das Modell ist eine Kombination von den in Bild 78 und Bild 79 gezeigten Prinzipmodellen für Zug- und Querbelastung. Das Tragverhalten des Einzeldübels wird hierbei durch eine Kombination von elastisch-plastischen „Connector“-Elementen in Zug- und in den beiden Querrichtungen repräsentiert. Für das Quertragverhalten werden pro Richtung zwei „Connector“-Elemente verwendet, um das wechselseitige Anlegen des Ankerbolzens an die Bohrlochwand bei wechselnder Querbelastung simulieren zu können. Den elastisch-plastischen „Connector“-Elementen werden jeweils die hexalinearen Kurven für das Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels in Zug- bzw. Querrichtung zugewiesen, vgl. Kapitel 4.3.1. Die hexalinearen Kurven sind für die Rissbreiten zu ermitteln, die für die Simulation zugrunde gelegt werden sollen.

Um den vorherrschenden Kontaktbedingungen zwischen dem Dübel und der Ankerplatte in Zugrichtung und zwischen dem Dübel und der Bohrlochwand in Querrichtung Rechnung zu tragen, werden nichtlinear-elastische „Connector“-Elemente eingesetzt, die jeweils nur in eine Richtung eine Kraftübertragung ermöglichen. Die Steigung der Federkennlinie wurde mittels Testrechnungen soweit gesteigert, sodass ein stabiles Konvergenzverhalten während der Simulation gewährleistet ist. Die einzelnen „Connector“-Elemente für das Einzeldübeltragverhalten werden über Balkenelemente mit einer sehr hohen Dehn- und Schubsteifigkeit verknüpft. Durch die endliche Steifigkeit und Masse der Balkenelemente wird ein stabileres Konvergenzverhalten bei den Simulationen gewährleistet. Darüber hinaus wird eine vereinfachte Aufbringung einer Vorspannkraft ermöglicht. In Abaqus FEA erfolgt dies durch die Zuweisung einer sogenannten „Bolt load“ im Querschnitt des Balkenelements.

Für Gruppenbefestigungen, bei denen die Dübel in einer Reihe angeordnet sind, kann die Modellierung der Ankerplatte wie in Bild 164 gezeigt über Balkenelemente erfolgen. Werden die Dübel in zwei Richtungen angeordnet, kann die Ankerplatte mit Schalenelementen modelliert werden. Um die Kontaktbedin-

gung zwischen Ankerplatte und Beton zu berücksichtigen, werden auch hier nichtlinear-elastische „Connector“-Elemente verwendet, um eine Lastübertragung nur in einer Richtung zuzulassen. Die grünen Linien in Bild 164 symbolisieren jeweils Randbedingungen, z. B. starre Einspannungen.

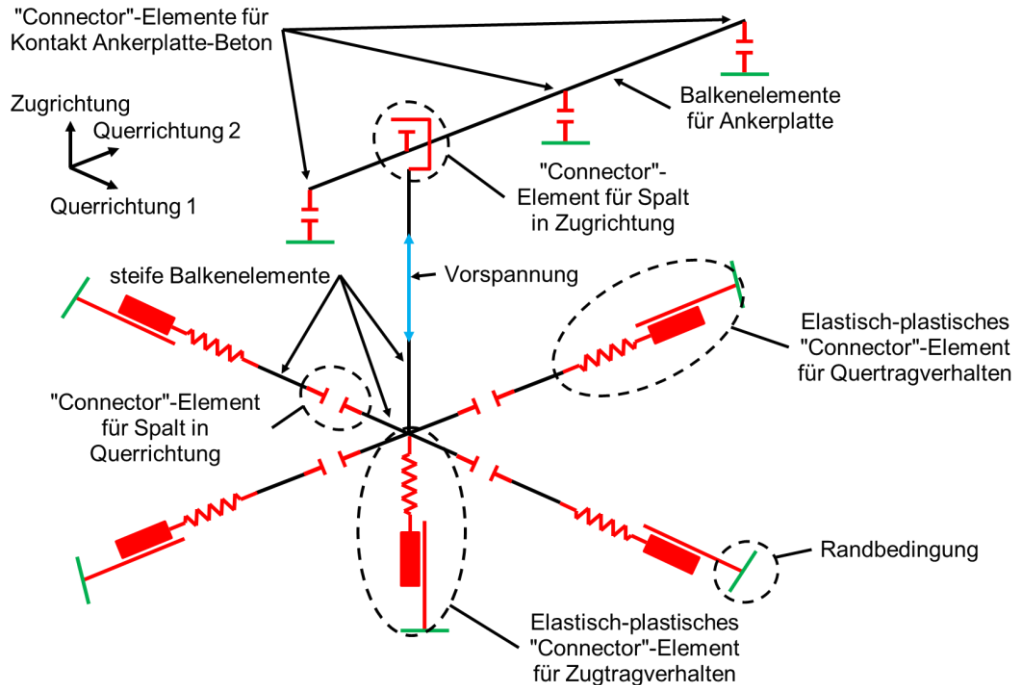


Bild 164: Numerisches Modell der Befestigung in Abaqus FEA (nach [Dwe2017])

In Tabelle 41 bis Tabelle 43 sind die einzelnen Federkennlinien der nichtlinear-elastischen „Connector“-Elemente zur Berücksichtigung der Kontaktbedingungen aufgelistet. Die Federkennlinie für die Kontaktbedingung Ankerplatte-Beton erlaubt eine Kraftübertragung nur in Druckrichtung während die Federkennlinie für die Kontaktbedingung Ankerplatte-Dübel eine Kraftübertragung nur in Zugrichtung zulässt. Bei der Federkennlinie für die Kontaktbedingung Bohrlochwand/Ankerplatte-Dübel in Querrichtung wird nur in Druckrichtung eine Kraftübertragung zugelassen. Zusätzlich kann das Lochspiel zwischen Dübel und Bohrlochwand/Ankerplatte berücksichtigt werden.

Belastungsrichtung	Zuglast / kN	Verschiebung / mm
Druck	-10^8	-100
	0	0
Zug	0	100

Tabelle 41: Federkennlinie für Kontaktbedingung Ankerplatte-Beton in Zug-Druck-Richtung

Belastungsrichtung	Zuglast / kN	Verschiebung / mm
Druck	0	-100
	0	0
Zug	10^8	100

Tabelle 42: Federkennlinie für Kontaktbedingung Ankerplatte-Dübel in Zug-Druck-Richtung

Belastungsrichtung	Querlast / kN	Verschiebung / mm
Druck	-10^8	-101
Lochspiel	0	-1
	0	0
Zug	0	100

Tabelle 43: Federkennlinie für Kontaktbedingung Ankerplatte/Bohrlochwand-Dübel in Querrichtung

6.4 Validierung des numerischen Modells

6.4.1 Validierung des Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel

Anhand einfacher Belastungszeitverläufe wird die Übereinstimmung des numerischen Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel mit den hexalinearen Last-Verschiebungskurven gezeigt, die aus den Einzeldübelversuchen in [Ker2015] abgeleitet wurden. In Bild 165 sind die untersuchten Belastungsfälle dargestellt. Die Betonplatte wird zur Validierung des numerischen Modells als starr angenommen. Die Belastungsfälle umfassen einachsige Zug- oder Querbelastung sowie eine kombinierte Zug- und Querbelastung mit zwei Querkraftkomponenten.

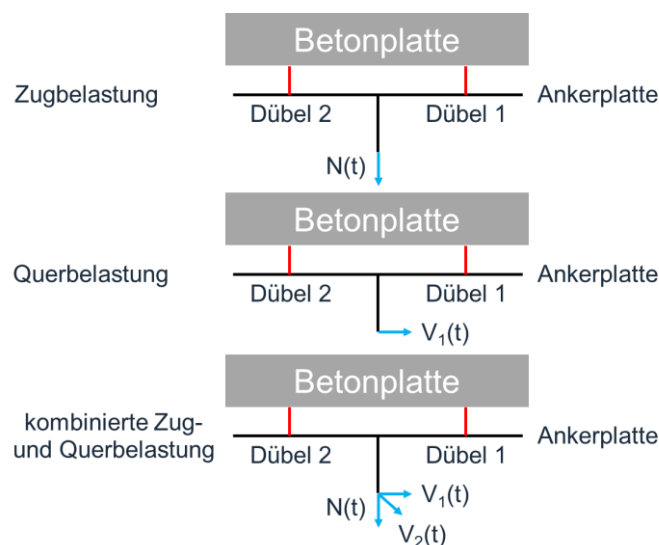


Bild 165: Untersuchte Belastungsfälle für die Validierung des Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel

Als Belastungszeitverlauf für die Zug- und Querkraft wird eine Multiplikation zweier Sinusschwingungen mit unterschiedlichen Kreisfrequenzen verwendet, siehe Bild 166. Dadurch wird eine amplitudenmodulierte Sinusbelastung bis zum Versagen der Dübel simuliert.

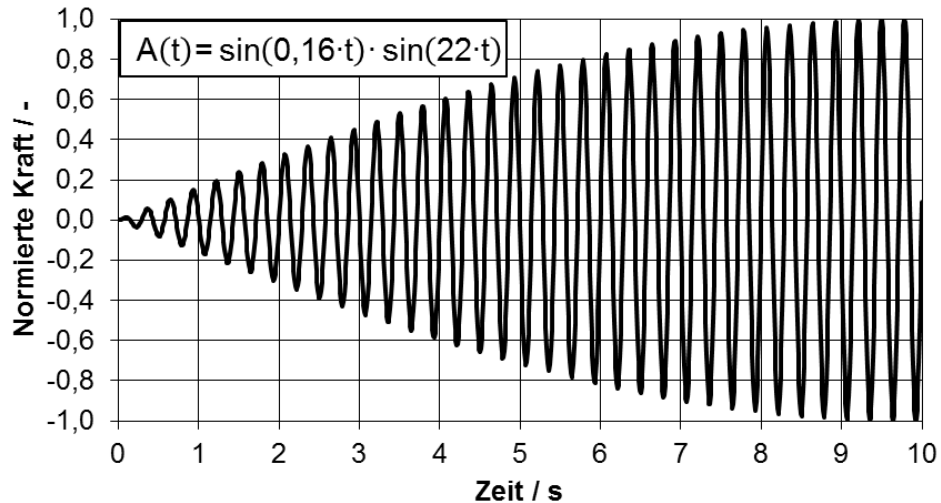


Bild 166: Verwendeter sinusförmiger Belastungszeitverlauf (normiert)

Für die Zeitverlaufsberechnungen zur Validierung des numerischen Modells werden den elastisch-plastischen „Connector“-Elementen für das Zug- und Quertragverhalten die hexalinearen Last-Verschiebungskurven des Hinterschnittdübels „HDA“ für ungerissenen Beton zugeordnet, die in Bild 167 dargestellt sind.

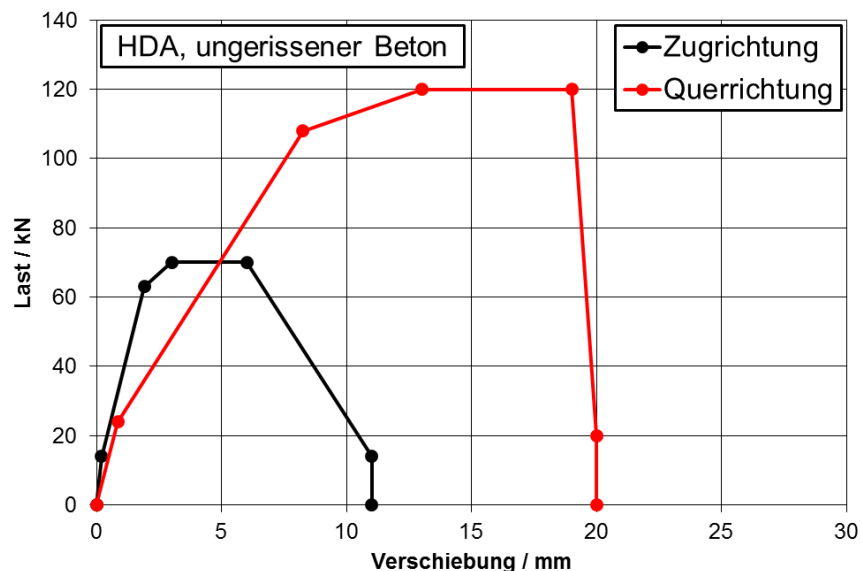


Bild 167: Last-Verschiebungskurven des Hinterschnittdübels „HDA“ für ungerissenen Beton

Bild 168 zeigt den Vergleich des Last-Verschiebungsverhaltens von Dübel 1 in der Simulation mit der hexalinearen Last-Verschiebungskurve bei einachsiger Zugbelastung. Das Last-Verschiebungsverhalten stimmt exakt mit der vorgege-

benen hexalinen Last-Verschiebungskurve überein. Die Entlastungen des Dübels erfolgen mit der Steigung k_1 bis zur vollständigen Entlastung, vgl. Kapitel 4.3. Die Druckkräfte werden anschließend zwischen Ankerplatte und Betonplatte übertragen. Das Versagen des Dübels 1 zeigt sich im Last-Verschiebungsdiagramm durch einen annähernd horizontalen Verlauf. Das Verhalten von Dübel 2 ist identisch aufgrund der symmetrischen Belastung der Befestigung, deshalb wird auf eine Darstellung des Vergleichs verzichtet.

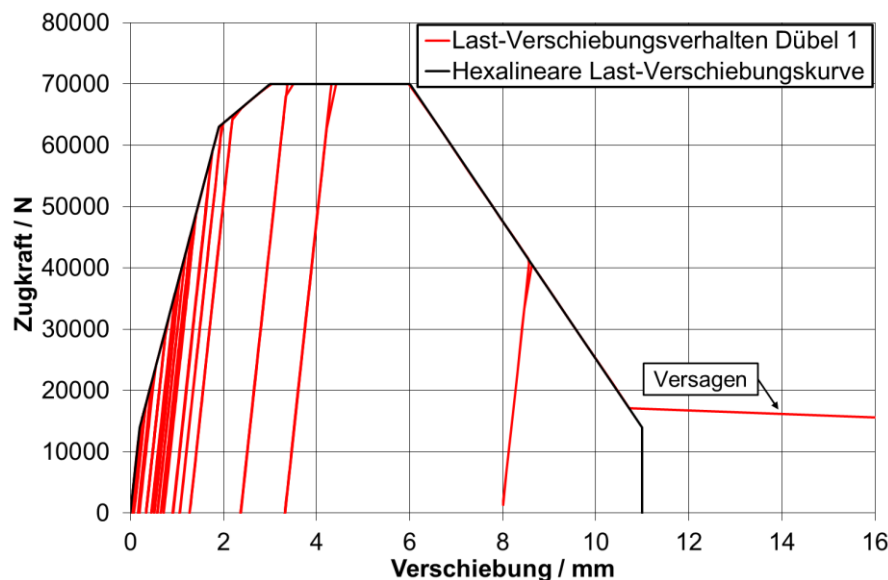


Bild 168: Vergleich zwischen Last-Verschiebungsverhalten in der Simulation und der hexalinen Last-Verschiebungskurve bei einachsiger Zugbelastung

In Bild 169 ist der Vergleich des Last-Verschiebungsverhaltens von Dübel 1 während der Simulation und der hexalinen Last-Verschiebungskurve bei einachsiger Querbelastung dargestellt. Wie in Zugrichtung stimmt das simulierte Last-Verschiebungsverhalten mit der vorgegebenen hexalinen Last-Verschiebungskurve überein. Die Entlastungen erfolgen in Querrichtung ebenfalls mit der Steigung k_1 bis zur vollständigen Entlastung. Aufgrund der wechselnden Querbelastung des Dübels wird nach Überbrückung des Lochspiels das gegenüberliegende „Connector“-Element belastet. Das Versagen von Dübel 1 zeigt sich im Last-Verschiebungsdiagramm durch einen annähernd horizontalen Verlauf.

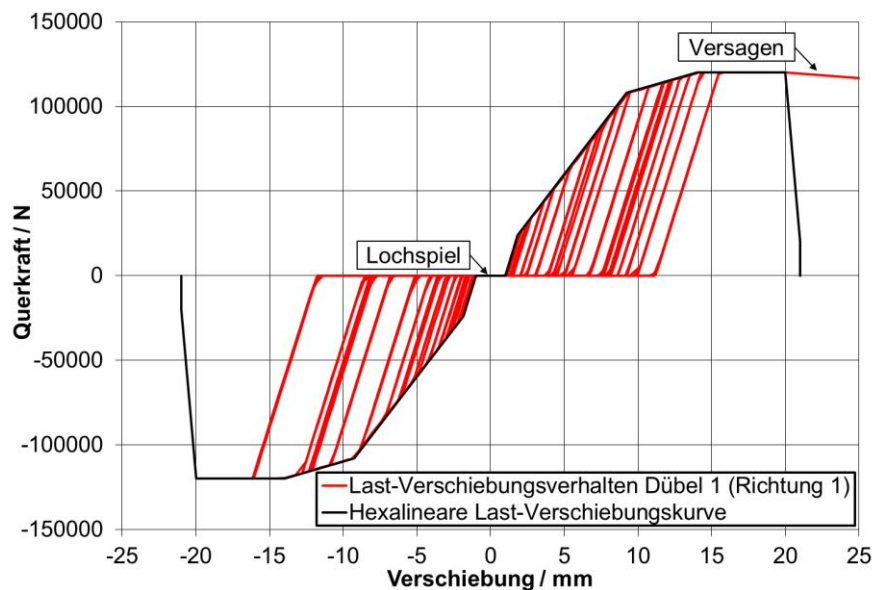


Bild 169: Vergleich zwischen Last-Verschiebungsverhalten in der Simulation und der hexalinere Last-Verschiebungskurve bei einachsiger Querbelastung

Die Zeitverlaufsberechnung bei kombinierter Zug- und Querbelastung zeigt ebenfalls eine exakte Übereinstimmung in Zug- und den beiden Querrichtungen mit den hexalinere Last-Verschiebungskurven vergleichbar zu den einachsigen Belastungsfällen. Versagen wurde in der Simulation angenommen, wenn in einer Belastungsrichtung die Verschiebungszunahme beliebig groß wird.

6.4.2 Validierung des strukturendynamischen Verhaltens der Befestigung

Anhand der in Bild 165 gezeigten Belastungsfälle wird die prinzipielle Übereinstimmung des numerischen Modells mit experimentellen Beobachtungen im Hinblick auf das strukturendynamische Verhalten gezeigt. Bei den strukturendynamischen Versuchen in [Ker2015] konnte neben der schlagartigen Belastung der Dübel auch eine Lastumlagerung in der Dübelgruppe beobachtet werden, wenn ein Dübel im ungerissenen und der andere im gerissenen Beton liegt. Aufgrund der unterschiedlichen Tragfähigkeit der beiden Dübel nimmt der Dübel im ungerissenen Beton höhere Zugkräfte auf als der Dübel im gerissenen Beton. Durch die größere Verschiebung des im gerissenen Beton liegenden Dübels tritt eine Schiefstellung der Ankerplatte auf, vgl. [Frö2016]. Deshalb wird der Lastfall „Zugbelastung“ in zwei Fälle aufgeteilt, siehe Bild 170. Beim ersten Belastungsfall befinden sich rechnerisch beide Dübel im ungerissenen Beton, sodass ausschließlich der Effekt der schlagartigen Belastung auf die Dübel gezeigt werden kann. Beim zweiten Belastungsfall befindet sich Dübel 1 rechnerisch im gerissenen Beton mit 1,5 mm Rissbreite und Dübel 2 im ungerissenen Beton. Dadurch kann die Lastumlagerung von Dübel 1 auf Dübel 2 aufgrund des un-

terschiedlichen Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel gezeigt werden, die eine zunehmende Schiefstellung der Ankerplatte zur Folge hat. Die Last-Verschiebungskurven für den im gerissenen Beton liegenden Dübel sind in Bild 171 dargestellt.

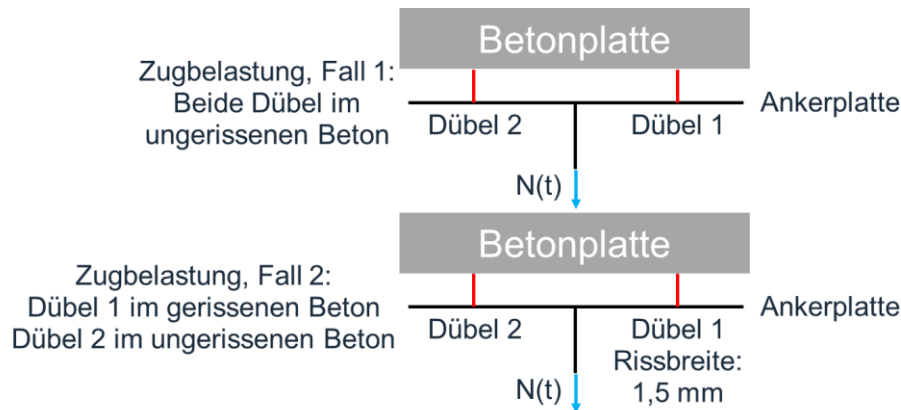


Bild 170: Untersuchte Belastungsfälle für die Validierung des strukturellen Verhaltens unter Zugbelastung

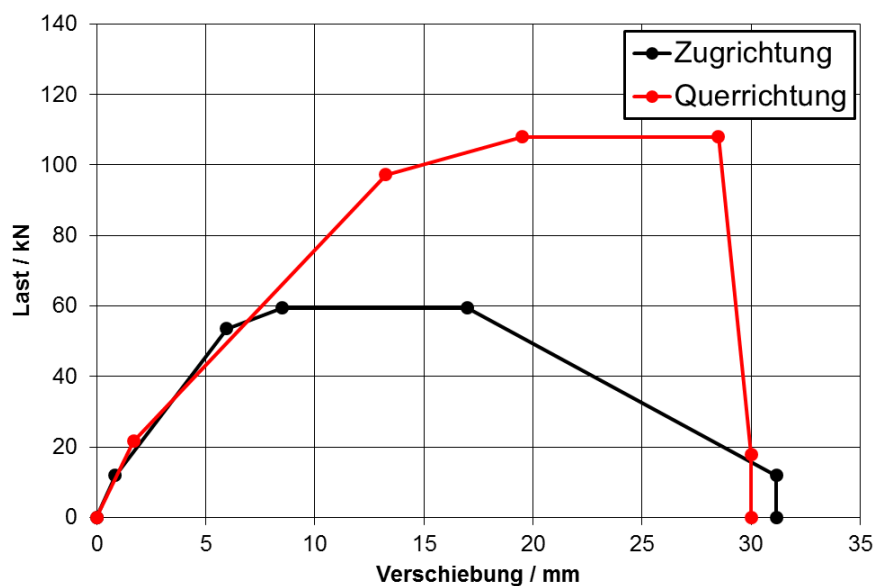


Bild 171: Last-Verschiebungskurven des Hinterschnittdübels „HDA“ für gerissenen Beton bei 1,5 mm Rissbreite

Bild 172 zeigt den Vergleich zwischen Summenzugkraft der beiden Einzeldübel, der Summendruckkraft auf den Beton und der Anregungskraft auf die Befestigung. Durch die bleibende Dübelverschiebung und die dadurch entstehenden Spalte in vertikaler Richtung zwischen Ankerplatte und Beton sowie zwischen Dübelmutter und Ankerplatte tritt ab ca. 2 s eine Lasterhöhung bei den Einzeldübeln durch die schlagartige Belastung auf. Gleiches gilt für die schlagartige Druckbelastung des Betons bei Lastrichtungsumkehr. Der lasterhöhende Effekt der schlagartigen Belastung, der bei strukturellen Versuchen beobachtet

tet werden konnte, kann im numerischen Modell der Befestigung prinzipiell nachgebildet werden.

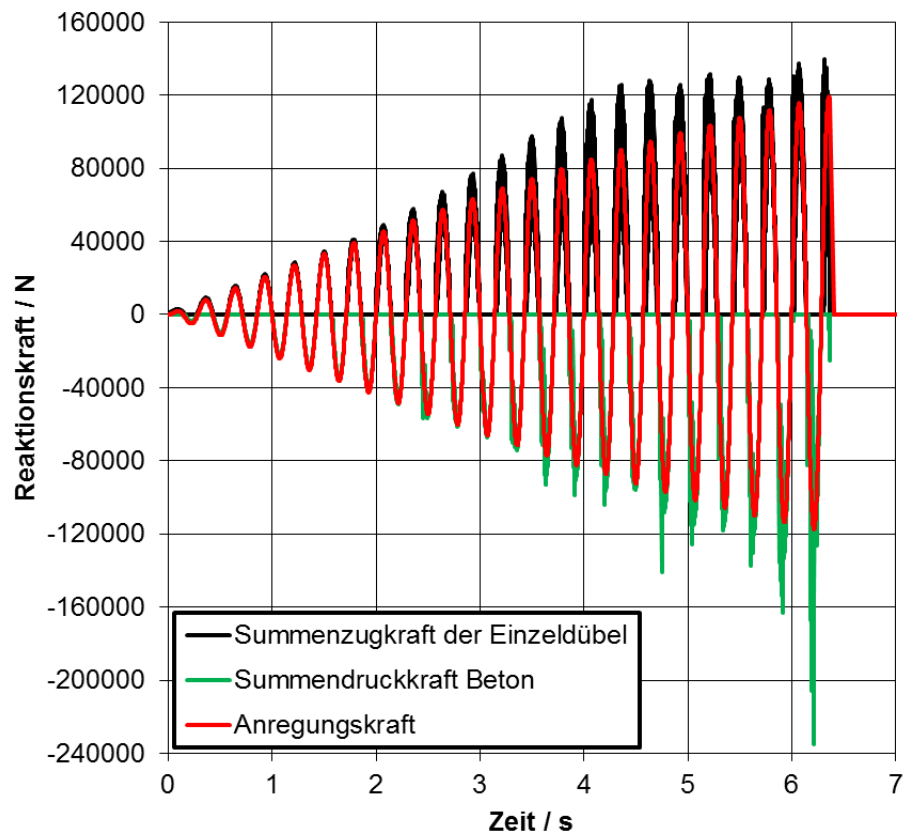


Bild 172: Vergleich zwischen Summenzugkraft der Einzeldübel, Summendruckkraft auf den Beton und Anregungskraft

In Bild 173 sind die Zuglastzeitverläufe für den Dübel im ungerissenen Beton und für den Dübel im gerissenen Beton dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, dass infolge des unterschiedlichen Last-Verschiebungsverhaltens der beiden Dübel eine höhere Zugbelastung von Dübel 2 im ungerissenen Beton aufgenommen wird. Die bei den Versuchen in [Ker2015] beobachteten Lastumlagerungseffekte können prinzipiell im numerischen Modell der Befestigung nachgebildet werden.

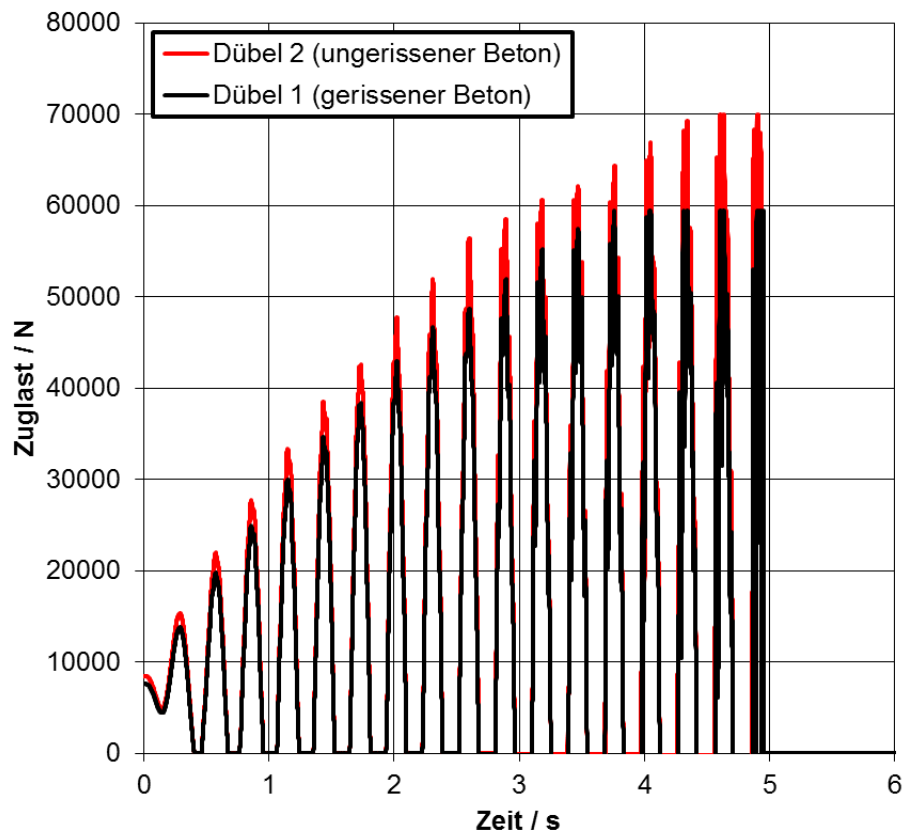


Bild 173: Zuglastzeitverläufe der Einzeldübel

6.5 Zusammenfassung

Für die im nachfolgenden Kapitel durchgeführten dynamisch gekoppelten Erdbebensimulationen des Gesamtsystems Bauwerk-Rohrleitung wurden in diesem Kapitel zunächst die Befestigungen der Rohrleitungshalterungen entworfen und mithilfe von Bemessungsprogrammen ausgelegt. Die Bemessung der Befestigungen wurde für beide untersuchten Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ durchgeführt und anschließend der geeignete Hinterschnittdübel für die jeweilige Halterung ausgewählt, bei dem der Ausnutzungsgrad des Bemessungswiderstands $< 100\%$ ist. Die Bemessung ergibt, dass für alle Befestigungen eine Dübelgruppe mit zwei Dübeln ausreichend ist, um die wirkenden statischen und dynamischen Belastungen abzutragen. Die Befestigungen der Federhänger, beide Gelenkstreben bei Halterungskonzept 2GW, die vertikale Gelenkstrebe und die vordere Befestigung der Stahlkonstruktion bei Halterungskonzept 1h1vG können mit dem Hinterschnittdübel „FZA“ ausgeführt werden. Nur für die hintere Befestigung der Stahlkonstruktion muss zur Einhaltung des Bemessungswiderstands der Hinterschnittdübel „HDA“ gewählt werden.

Anschließend wurde ein numerisches Modell der Befestigungen entwickelt, das für die in der vorliegenden Arbeit untersuchte Problemstellung angemessen ist. Dabei wurde die erforderliche Modellkomplexität auf die wesentlichen Eigen-

schaften des Tragverhaltens und des strukturdynamischen Verhaltens der Befestigung beschränkt.

Anhand der Biegelinien der Gebäudedecken konnte gezeigt werden, dass in den Deckenbereichen, wo Halterungsbauteile der Rohrleitung befestigt werden, sehr geringe Durchbiegungen auftreten. Dadurch sind große Rissbreiten und eine signifikante Anzahl von Rissöffnungszyklen unwahrscheinlich. Bei der Erdbbensimulation sind deshalb bleibende Dübelverschiebungen infolge Rissöffnen und -schließen nicht zu erwarten, d. h. eine Berücksichtigung in den numerischen Modellen der Befestigungen muss bei der untersuchten Problemstellung nicht erfolgen.

Mithilfe der auf die Einzeldübel der Befestigungen wirkenden Zug- und Querlastzeitverläufe wurde gezeigt, dass aufgrund der geringen Ausnutzungsgrade der Befestigungen keine signifikanten bleibenden Dübelverschiebungen infolge schwingender Belastung während der Erdbebenerregung auftreten. Für die in der vorliegenden Arbeit untersuchte Problemstellung ist es somit ausreichend, das Last-Verschiebungsverhalten des Dübels bei zyklisch ansteigender Zug- und Querbelastung, vgl. Kapitel 4.3, im numerischen Modell abzubilden.

Um das strukturdynamische Verhalten einer Gruppenbefestigung zu modellieren, wurde ein numerisches Modell entwickelt, mit dem die Kontaktbedingungen zwischen Ankerplatte und Beton, zwischen Dübel und Ankerplatte und zwischen Dübel und Beton berücksichtigt werden können. Zur Reduzierung der Modellkomplexität wurden Balken- und sogenannte „Connector“-Elemente eingesetzt.

Anhand einfacher dynamischer Lastfälle (einachsige Zug-Druck-Wechselbelastung, einachsige Querwechselbelastung, kombinierte Zug- und Querbelastung) wurde die Übereinstimmung des Last-Verschiebungsverhaltens der Einzeldübel im Modell mit den vorgegebenen hexalineaen Last-Verschiebungskurven aufgezeigt. Im nächsten Schritt wurde die prinzipielle Übereinstimmung des strukturdynamischen Verhaltens der Befestigung in der Simulation mit Beobachtungen aus Versuchen geprüft. Die Zuglastzeitverläufe der Einzeldübel im Modell zeigten wie im Versuch deutliche Lasterhöhungen aufgrund der schlagartigen Belastung. Darüber hinaus konnte analog zu Versuchsbeobachtungen in der Simulation eine signifikante Lastumlagerung vom Dübel im gerissenen Beton auf den Dübel im ungerissenen Beton festgestellt werden.

7 Numerische Untersuchungen mit gekoppelter Nachweisführung

Um den Einfluss des nichtlinearen Tragverhaltens einer Dübelbefestigung auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkungen numerisch untersuchen zu können, werden nun die in Kapitel 5 entwickelten Modelle der Teilsysteme Bauwerk und Rohrleitung sowie die in Kapitel 6 entwickelten numerischen Modelle für die Befestigungen dynamisch gekoppelt betrachtet, um anschließend eine gekoppelte Erdbebensimulation durchzuführen. Eine vollständige mechanische Kopplung der Teilsysteme Bauwerk und Rohrleitung ist nach [ASCE2000] jedoch nur unter bestimmten Voraussetzungen notwendig. Deshalb wird zunächst untersucht, ob eine mechanische Entkopplung von Bauwerk und Rohrleitung bei der untersuchten Problemstellung zulässig ist, sodass der Modellierungs- und Berechnungsaufwand reduziert werden kann. Die gekoppelte Nachweisführung reduziert sich dann auf die Berücksichtigung des Befestigungstragverhaltens.

7.1 Dynamische Entkopplung von Bauwerk und Rohrleitung

Für die dynamische Kopplung in Erdbebensimulationen sind in [ASCE2000] für ein- und mehrfach angebundene Untersysteme Kriterien bzw. Grenzkurven als Entscheidungshilfe angegeben. Nach Kapitel 3.1.7.1 „General Requirements“, Absatz b) ist eine dynamische Koppelung von Haupt- und Untersystem notwendig, wenn die Gesamtmasse des Untersystems größer als 1 % der Gesamtmasse des Hauptsystems ist. Das Hauptsystem stellt in der vorliegenden Arbeit das Reaktorgebäude und die Rohrleitung das Untersystem dar. Die Gesamtmasse der Rohrleitung beträgt 6,704 t, die Gesamtmasse des Reaktorgebäudes beträgt 165692,8 t. Die Gesamtmasse der Rohrleitung beträgt somit ca. 0,004 % der Gesamtmasse des Reaktorgebäudes. Unter dieser Bedingung wäre keine dynamische Koppelung von Bauwerk und Rohrleitung notwendig.

Aufgrund des großen Unterschieds zwischen den Dimensionen des Bauwerks und der Rohrleitung müssen neben den globalen Kriterien für die dynamische Koppelung auch lokale Effekte berücksichtigt werden. Durch die steife Anbindung der Rohrleitung mit Gelenkstreben kann das lokale Schwingungsverhalten der Gebäudedecken beeinflusst werden, sodass eine gekoppelte Analyse erforderlich werden kann. Deshalb sind in [ASCE2000], Kapitel 3.1.7.2 „Single-Point Attachment“ und Kapitel 3.1.7.3 „Multipoint Attachment and Static Constraint“ weitere Kriterien aufgeführt, mit denen die Einflüsse von lokalen

Effekten überprüft werden können. Für einfach angebundene Untersysteme sind Grenzkurven für Entkoppelungskriterien angegeben, siehe Bild 174. Mithilfe der Grenzkurven kann entschieden werden, in welcher Form eine dynamische Koppelung vorgenommen werden muss, damit die Simulationsergebnisse eine ausreichende Genauigkeit aufweisen.

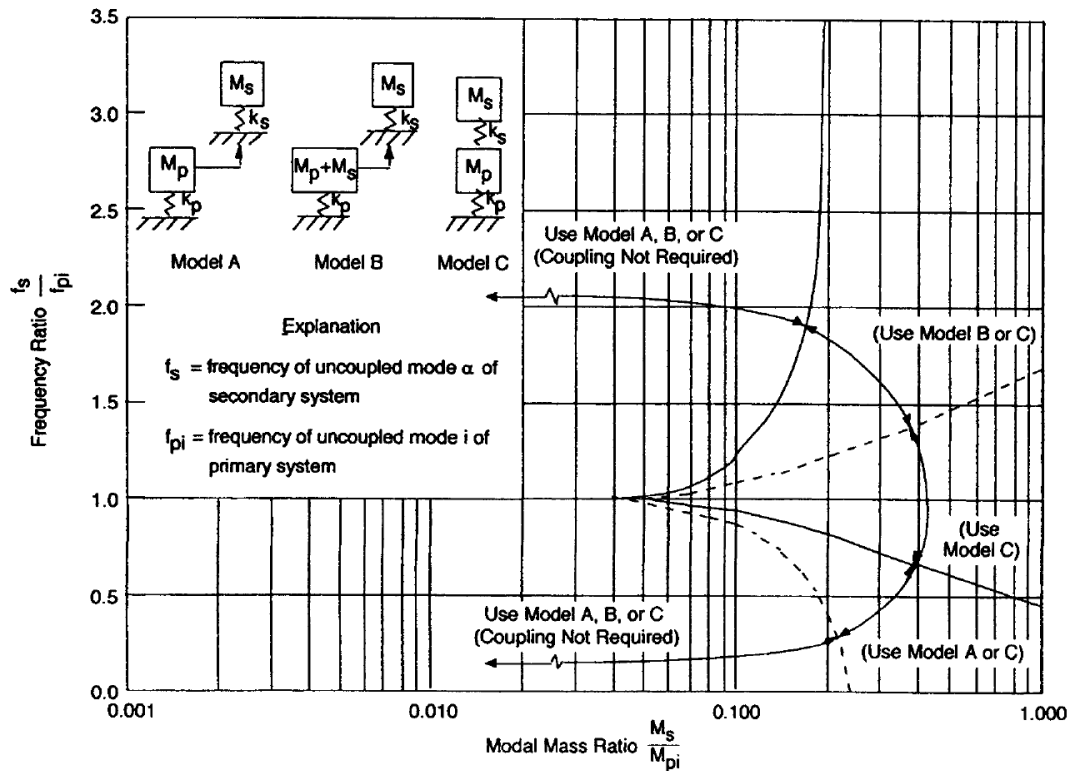


Bild 174: Entkoppelungskriterien für Untersysteme mit einfacher Anbindung zum Hauptsystem [ASCE2000]

Um die Entkoppelungskriterien für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Haupt- und Untersysteme zu überprüfen, wurden die modalen Massen- M_s/M_{pi} und Eigenfrequenzverhältnisse f_s/f_{pi} für jedes Halterungskonzept ermittelt. Bild 175 zeigt die sich ergebenden Datenpunkte für die Überprüfung der Entkoppelungskriterien bei Halterungskonzept SH. Sämtliche Datenpunkte liegen im linken Bereich, d. h. eine dynamische Koppelung wäre nicht notwendig. Die Diagramme für die Halterungskonzepte 2GW und 1h1vG sind in Anhang K aufgeführt. Auch für diese Halterungskonzepte wäre keine dynamische Koppelung erforderlich.

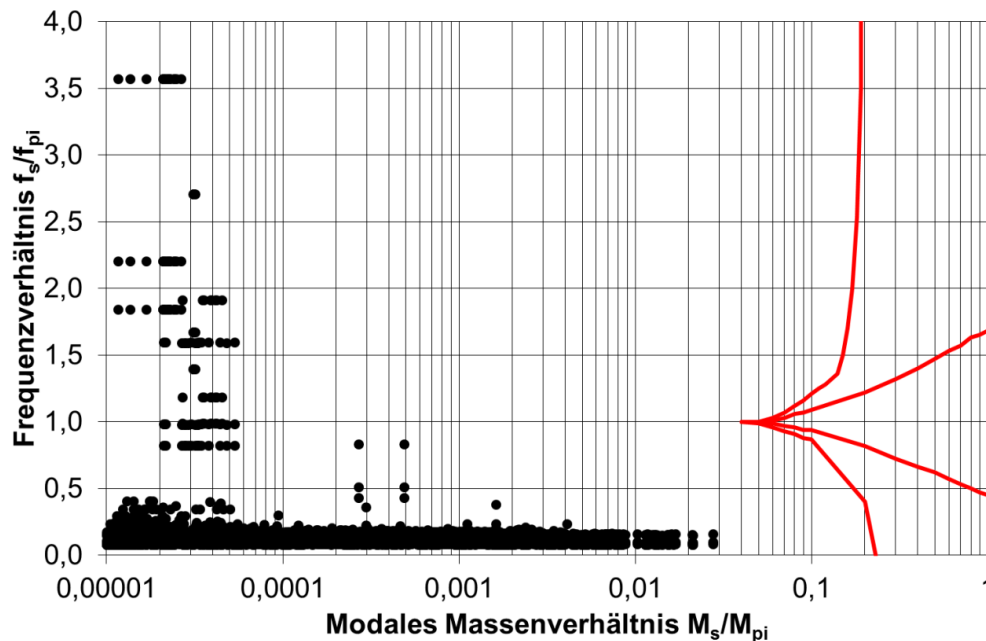


Bild 175: Überprüfung der Entkoppelungskriterien bei Halterungskonzept SH

Für ein mehrfach angebundenes Untersystem muss darüber hinaus die Steifigkeit des Untersystems im Verhältnis zum Hauptsystem untersucht werden, um eine Verformungsbehinderung und Spannungsumlagerungen im Hauptsystem durch das Untersystem auszuschließen. Nach [ASCE2000] sind dazu die statischen Zwangsbedingungen, die aus der Steifigkeit der Rohrleitung und den Halterungen resultieren, zu berücksichtigen. Hierzu werden die Ergebnisse der 1. Hauptspannung aus Kapitel 5.1.4 mit denen von statischen Analysen des gekoppelten Systems Bauwerk und Rohrleitung für die verschiedenen Halterungskonzepte SH, 2GW und 1h1vG verglichen. Diese Vorgehensweise ermöglicht die Untersuchung von Spannungsumlagerungen im Gebäude durch die eingeleiteten Halterungskräfte. In Bild 176 ist der Vergleich der Spannungsergebnisse für die entkoppelte und gekoppelte statische Analyse für das Halterungskonzept SH dargestellt. Aus der gekoppelten Analyse resultieren keine signifikanten Spannungsumlagerungen im Reaktorgebäude-Ringraum.

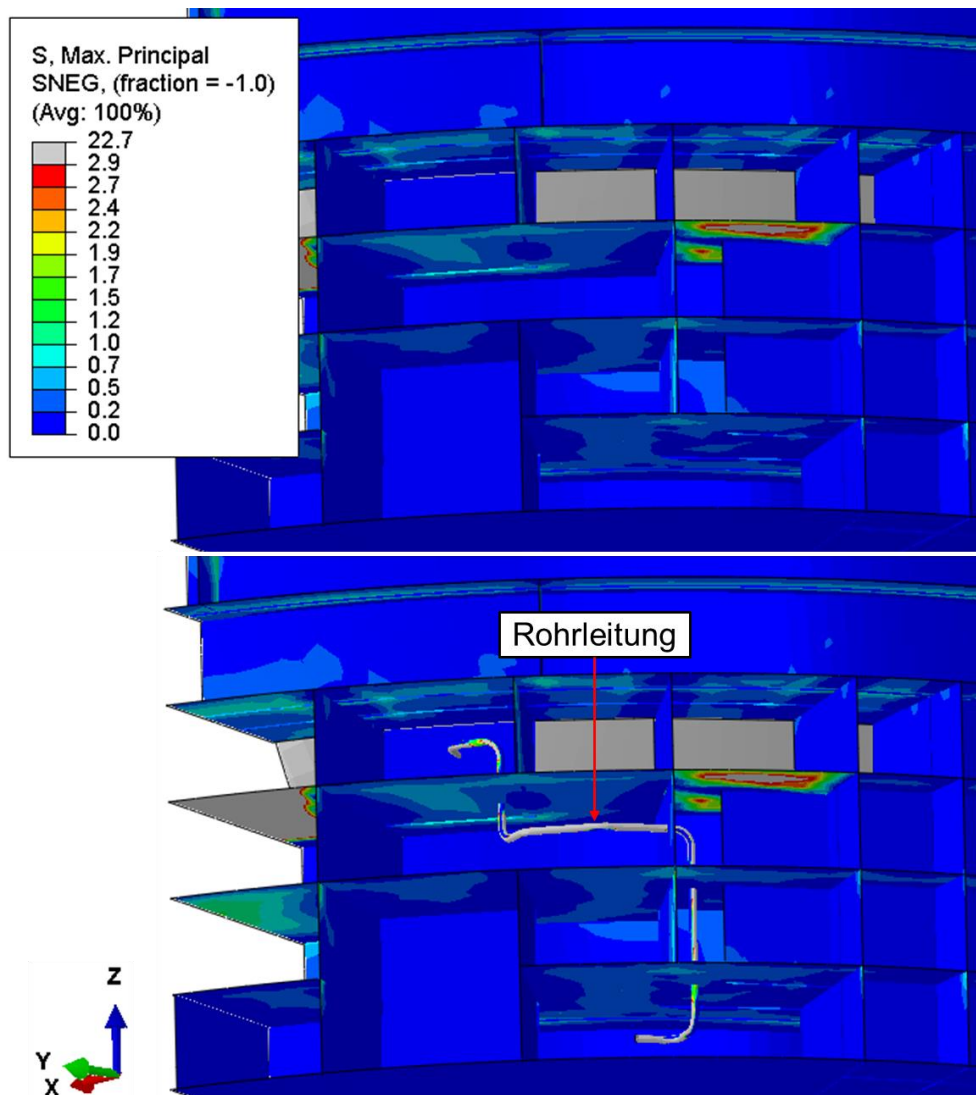


Bild 176: Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept SH im Reaktorgebäude-Ringraum

Die gekoppelte Analyse hat jedoch eine geringfügige Erhöhung der 1. Hauptspannung in unmittelbarer Nähe zur Sicherheitsbehälter-Durchführung der Rohrleitung zur Folge, siehe Bild 177.

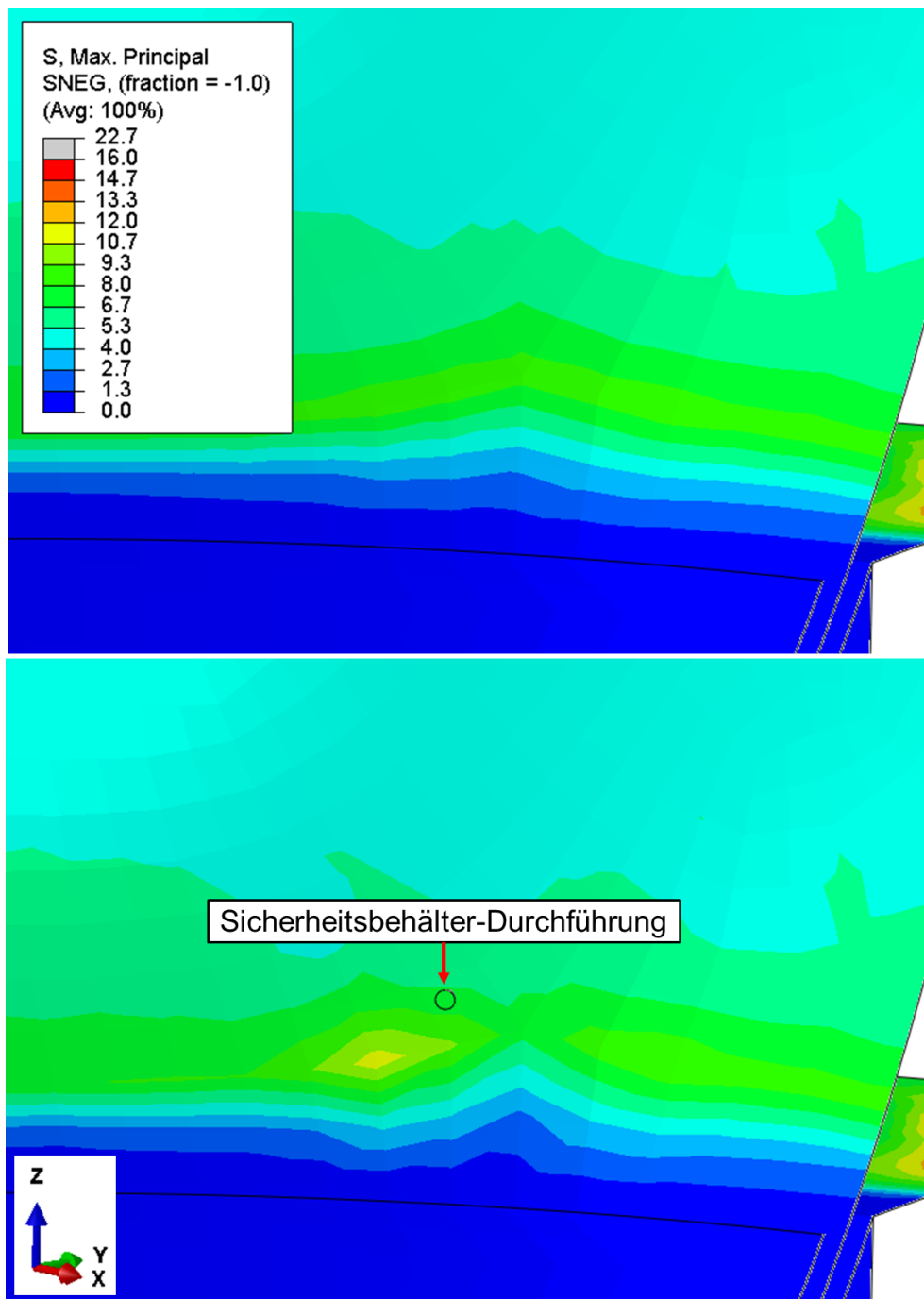


Bild 177: Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept SH in der Nähe der Sicherheitsbehälter-Durchführung

Die Vergleiche für die beiden Halterungskonzepte 2GW und 1h1vG sind in Anhang L zusammengefasst. Durch die hohe Steifigkeit der Gelenkstreben werden insbesondere durch die geführte Wärmedehnung der Rohrleitung größere Halterungskräfte in die Tragstrukturen des Reaktorgebäude-Ringraums eingeleitet, sodass die Spannungsumlagerungen größer sind als bei Halterungskonzept SH. Wesentliche Spannungsumlagerungen treten jedoch auch hier nicht auf. Größere Veränderungen der Spannungsverteilung treten bei Halterungs-

konzept 2GW und 1h1vG in unmittelbarer Nähe zur Sicherheitsbehälter-Durchführung auf. Diese lokalen Veränderungen bei den Spannungsergebnissen sind hauptsächlich auf die starre Verbindung zwischen Rohrleitung und Sicherheitsbehälter im Modell zurückzuführen.

Der Vergleich der gekoppelten und entkoppelten statischen Analyse von Reaktorgebäude und Rohrleitung zeigt, dass im Reaktorgebäude-Ringraum keine mechanische Koppelung zwischen Bauwerk und Rohrleitung im Modell erforderlich ist. Die größeren Veränderungen der lokalen Beanspruchung in der Nähe der Sicherheitsbehälter-Durchführung sind im Wesentlichen numerischer Natur und können in der Praxis z. B. durch Balgkompensatoren vermieden werden. Die folgenden numerischen Untersuchungen werden deshalb ohne mechanische Koppelung zwischen Bauwerk und Rohrleitung durchgeführt.

7.2 Untersuchte Modellsysteme und durchgeführte Simulationen

Durch die nach [ASCE2000] zulässige mechanische Entkoppelung von Reaktorgebäude und Rohrleitung reduziert sich das zu untersuchende System bei gekoppelter Nachweisführung auf die Rohrleitung mit Halterungen und Befestigungen, die strukturdynamische Rückwirkung des Untersystems Rohrleitung auf das Hauptsystem Reaktorgebäude kann somit vernachlässigt werden.

Aufgrund der geringen Ausnutzungsgrade der Befestigungen bei den Halterungskonzepten SH und 2GW, vgl. Kapitel 6.1, ist nicht mit einem signifikanten Einfluss des Befestigungstragverhaltens auf die Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Rohrleitung zu rechnen. Deshalb wird im Folgenden das Halterungskonzept 1h1vG untersucht. Im Modell der Rohrleitung für die entkoppelte Nachweisführung werden die Befestigungen für die gekoppelte Nachweisführung ergänzt, siehe Bild 178.

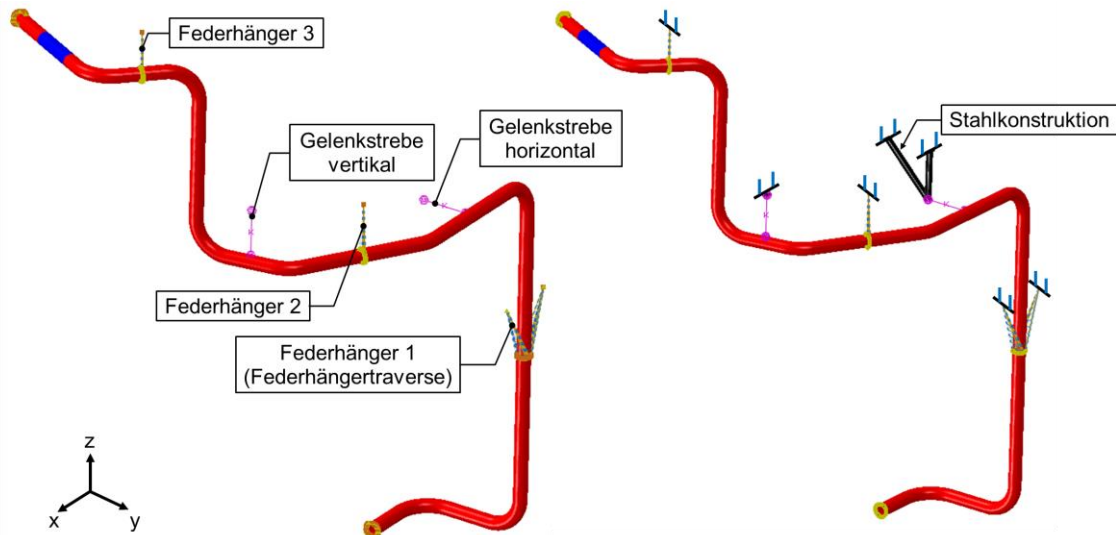


Bild 178: Modell für entkoppelte (links) und gekoppelte Nachweisführung (rechts) mit ergänzter Stahlkonstruktion und Halterungsbefestigungen

Um den Einfluss von gerissenem Beton auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen, werden zwei Extremfälle untersucht:

1. Alle Dübel liegen im ungerissenen Beton
2. Alle Dübel liegen im gerissenen Beton bei 1,5 mm Rissbreite

Dadurch ergeben sich unterschiedliche Last-Verschiebungskurven in Zug- und Querrichtung für die beiden untersuchten Hinterschnittdübel, siehe Bild 179 und Bild 180.

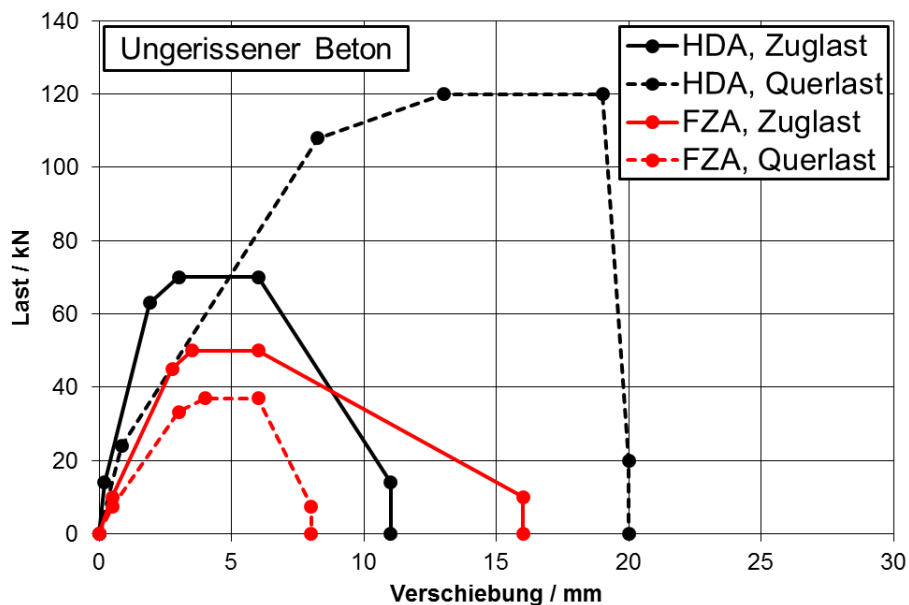


Bild 179: Last-Verschiebungskurven in Zug- und Querrichtung für Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ in ungerissenem Beton

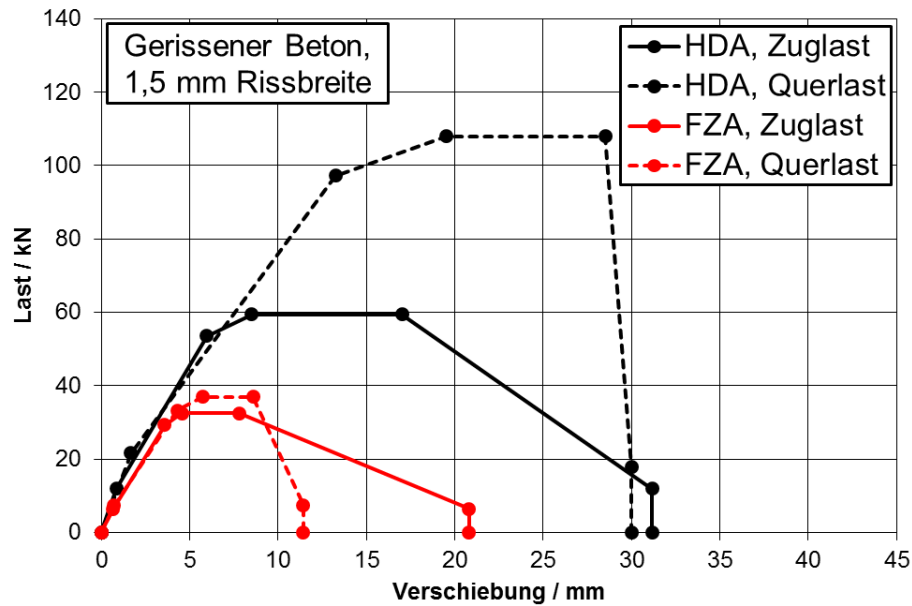


Bild 180: Last-Verschiebungskurven in Zug- und Querrichtung für Hinterschnittdübel „HDA“ und „FZA“ in gerissenem Beton (1,5 mm Rissbreite)

Für die untersuchten Modellsysteme wurden jeweils folgende Simulationen durchgeführt:

1. Ermittlung der Eigenfrequenzen und –formen
2. Durchführung der Erdbbensimulation nach dem Zeitverlaufverfahren mit direkter Integration

Durch die Ermittlung der Eigenfrequenzen und –formen der untersuchten Modellsysteme kann der Einfluss der linearen Steifigkeit der Einzeldübel und der Steifigkeitsverlust in der Befestigung infolge der bleibenden Dübelverschiebungen untersucht werden.

Bei den Erdbbensimulationen dienen die Verschiebungszeitverläufe der Gebäudeknoten, die bereits in Kapitel 5.2 verwendet wurden als Erdbbenanregung. Allerdings werden die Zeitverläufe nun wie in Bild 181 gezeigt als Randbedingungen für die „Connector“-Elemente des numerischen Modells der Befestigung definiert.

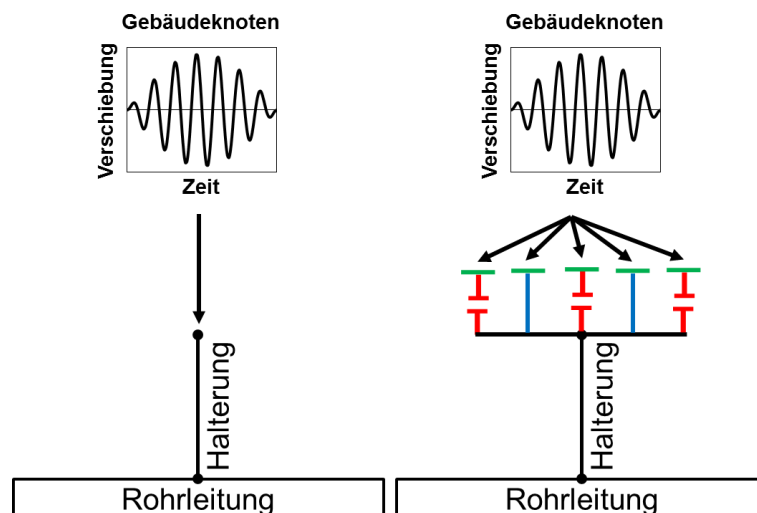


Bild 181: Definition der Erdbebenenerregung bei entkoppelter (links) und bei gekoppelter Nachweisführung (rechts)

7.3 Vergleich der Eigenfrequenzen und –formen von entkoppelter und gekoppelter Nachweisführung

Die Eigenfrequenzen der entkoppelten Simulation und die jeweiligen Eigenfrequenzveränderungen bei den untersuchten Modellsystemen sind in Tabelle 44 aufgelistet. Bei sämtlichen Eigenfrequenzen ist eine Abnahme festzustellen, d. h. die Steifigkeit der Befestigung hat einen Einfluss auf die Eigenfrequenzen des gekoppelten Systems. Bis zur 5. Eigenform sind die Änderungen < 3 %, bei den höheren Eigenformen nehmen die Eigenfrequenzen im Mittel stärker ab. Durch die Annahme von gerissenem Beton verringert sich die Steifigkeit der Dübel, was zu einer weiteren Abnahme der Eigenfrequenzen gegenüber der Annahme von ungerissenem Beton führt.

	Entkoppelte Simulation	Gekoppelte Simulation, ungerissener Beton	Gekoppelte Simulation, gerissener Beton
Eigenform Nr.	Eigenfrequenz / Hz	Eigenfrequenzänderung / %	Eigenfrequenzänderung / %
1	2,60	-0,55	-0,96
2	5,14	-1,17	-2,10
3	6,68	-0,93	-1,56
4	8,65	-1,67	-2,97
5	10,38	-0,03	-0,06
6	12,30	-5,52	-9,49
7	13,45	-1,45	-2,79
8	18,03	-12,50	-18,25
9	19,00	-11,37	-18,21
10	22,96	-7,48	-9,35
11	24,72	-5,54	-6,96
12	27,66	-9,24	-9,94
13	29,32	-9,90	-12,36
14	42,37	-8,69	-10,49
15	48,67	-13,72	-16,32
16	50,07	-10,40	-11,16
17	57,02	-3,36	-3,71
18	65,15	-1,56	-1,82
19	70,44	-3,52	-3,91
20	72,26	-1,21	-1,32
21	78,40	-3,29	-3,58
22	92,32	-3,73	-4,31
23	98,94	-7,49	-7,93

Tabelle 44: Eigenfrequenzveränderungen bei den untersuchten Modellsystemen gegenüber der entkoppelten Simulation

Die Veränderungen bei den Eigenformen der Rohrleitung resultieren im Wesentlichen aus der abnehmenden Einspannwirkung der Gelenkstreben infolge der abnehmenden Steifigkeit der Befestigung. Dadurch vergrößern sich die Bewegungsfreiheitsgrade in unmittelbarer Nähe zu den Gelenkstreben. Bei den ersten fünf Eigenformen sind keine signifikanten Unterschiede zu erkennen, erst ab der 6. Eigenform sind größere Veränderungen bei den Eigenformen erkennbar, siehe Bild 182 und Bild 183.

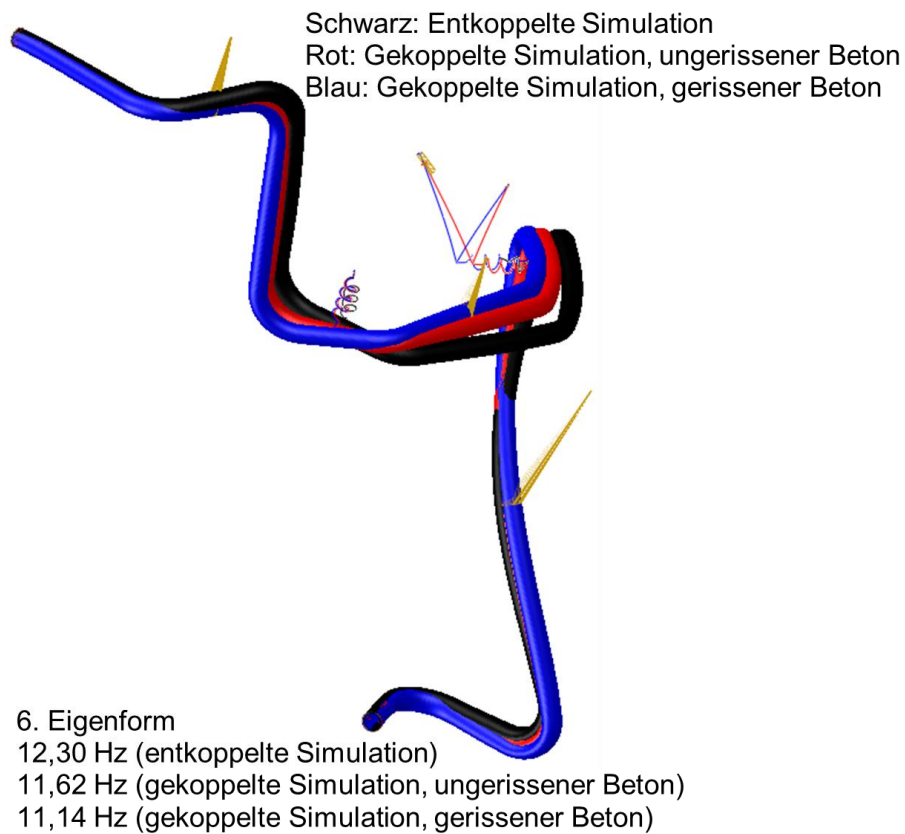


Bild 182: Vergleich der 6. Eigenform der untersuchten Modellsysteme

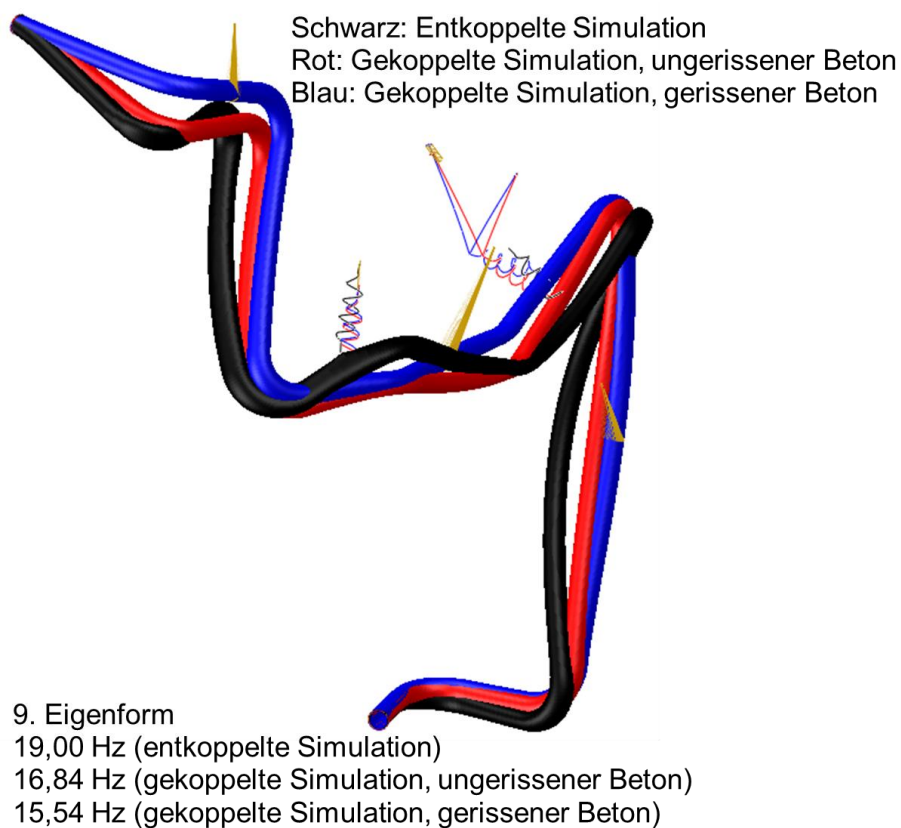


Bild 183: Vergleich der 9. Eigenform der untersuchten Modellsysteme

7.4 Dübelverschiebungen infolge statischer und dynamischer Belastung

Die Dübelverschiebungen wurden für die relevanten Dübel mit hohen statischen und dynamischen Belastungen ausgewertet, siehe Bild 184.

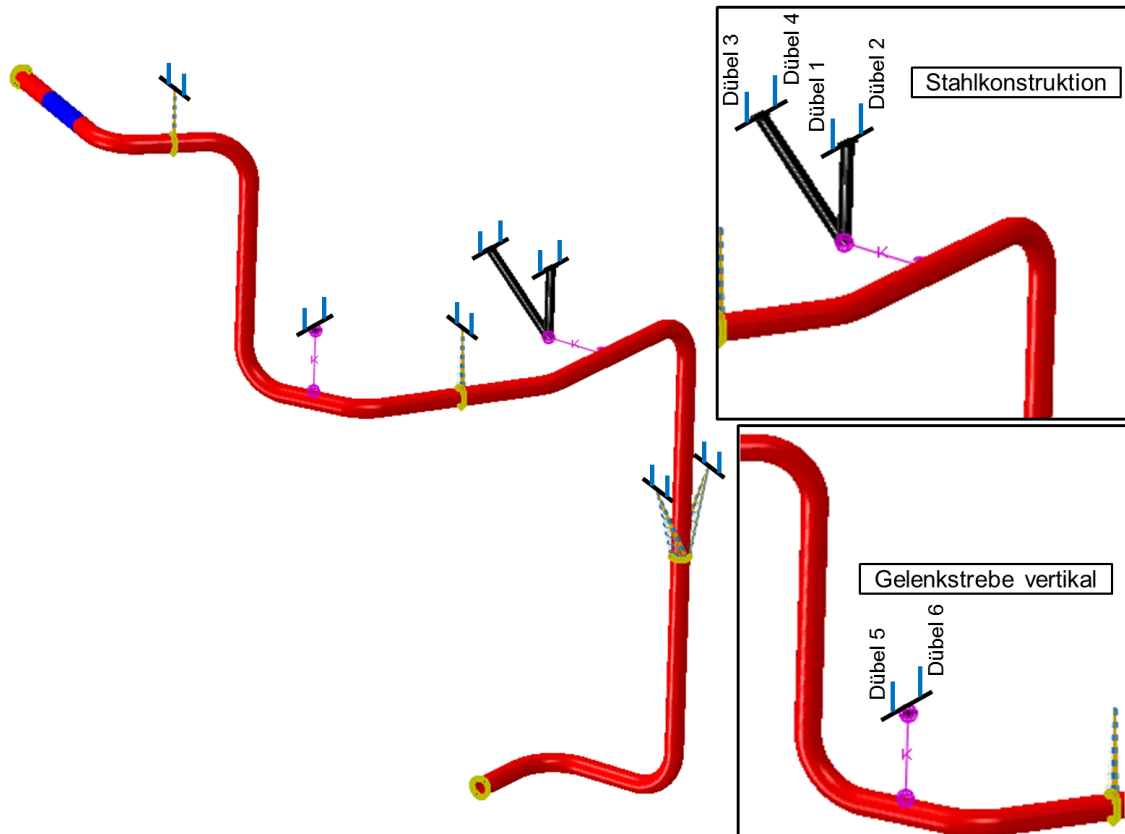


Bild 184: Ausgewertete Dübel im gekoppelten System Befestigung-Rohrleitung

Die berechneten maximalen, minimalen und die bleibenden Dübelverschiebungen bei ungerissenem Verankerungsgrund sind in Tabelle 45 für die jeweiligen Richtungen zusammengefasst. Die vordere Befestigung der Stahlkonstruktion (Dübel 1 und 2) weisen nur geringe elastische Verschiebungen auf, während die hintere Befestigung (Dübel 3 und 4) in x-Richtung bis zu 0,85 mm Gesamtverschiebung und 0,13 mm bleibende Dübelverschiebung aufweist. Die Dübel der vertikalen Gelenkstrebe werden hauptsächlich mit Zugkräften belastet. Die maximale Gesamtverschiebung beträgt 0,47 mm.

Dübel	Maximale Dübelverschiebung / mm			Minimale Dübelverschiebung / mm			Bleibende Dübelverschiebung / mm		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
1	0,05	0,01	0,05	0	0	0	0	0	0
2	0,05	0,02	0	0	0	0	0	0	0
3	0,85	0,38	0,67	0,14	0,06	0,07	0,13	0,06	0,04
4	0,78	0,37	0,61	0,13	0,06	0,06	0,11	0,05	0,03
5	0,01	0,01	0,47	0	0	0	0	0	0
6	0,01	0,01	0,47	0	0	0	0	0	0

Tabelle 45: Berechnete Dübelverschiebungen bei ungerissenem Verankerungsgrund in x-, y- und z-Richtung

Die berechneten maximalen, minimalen und die bleibenden Dübelverschiebungen bei gerissenem Verankerungsgrund sind in Tabelle 46 für die jeweiligen Richtungen zusammengefasst. Die maximalen Dübelverschiebungen erhöhen sich gegenüber ungerissenem Verankerungsgrund signifikant aufgrund der geringeren elastischen Steifigkeit der Dübel im gerissenen Beton. Durch die niedrige Tragfähigkeit der Dübel im gerissenen Beton sind die bleibenden Dübelverschiebungen bei Dübel 3, 4, 5 und 6 in z-Richtung größer als bei ungerissenem Beton.

Dübel	Maximale Dübelverschiebung / mm			Minimale Dübelverschiebung / mm			Bleibende Dübelverschiebung / mm		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
1	0,27	0,10	0,14	0	0	0	0	0	0
2	0,27	0,10	0,14	0	0	0	0	0	0
3	0,91	0,42	1,03	0	0	0,08	0,10	0,05	0,10
4	0,91	0,42	1,03	0	0	0,08	0,10	0,05	0,10
5	0,03	0,02	0,97	0	0	0	0	0	0,06
6	0,03	0,02	0,97	0	0	0	0	0	0,06

Tabelle 46: Berechnete Dübelverschiebungen bei bei gerissenem Verankerungsgrund (1,5 mm Rissbreite) in x-, y- und z-Richtung

Durch die elastischen und bleibenden Dübelverschiebungen entstehen Spalte in horizontaler und vertikaler Richtung in den Befestigungen. Da die Dübelverschiebungen bis auf 0 mm zurückgehen, tritt ein Anprallen sowohl zwischen Ankerplatte und Beton als auch zwischen Ankerplatte und Dübel auf.

7.5 Vergleich der Zeitverlaufsrechnungen von entkoppelter und gekoppelter Nachweisführung

Entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 5.2.6 werden die Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung in den Rohrbögen und die Zeitverläufe der Reaktionskräfte und -momente am steifen Festpunkt und an der Sicherheitsbehälter-Durchführung miteinander verglichen. Auffällige Veränderungen der Spannungszeitverläufe zeigen sich vor allem bei den Rohrbögen 2, 4 und 8. Bei den übrigen Rohrbögen tritt eine unterschiedlich stark ausgeprägte Reduzierung der Spannungsspitzenwerte und -schwingbreiten auf, siehe Anhang M. Bei Rohrbogen 2 werden infolge der schlagartigen Belastung in der Befestigung höherfrequente Spannungsamplituden induziert. Die höherfrequenten Spannungsamplituden führen zu einer geringfügigen Erhöhung der Spannungsspitzenwerte und -schwingbreiten. Darüber hinaus ist auffällig, dass sich dieser beanspruchserhöhende Effekt durch die Annahme von gerissenem Beton verstärkt, da die bleibenden Dübelverschiebungen größer sind, vgl. Tabelle 45 und Tabelle 46.

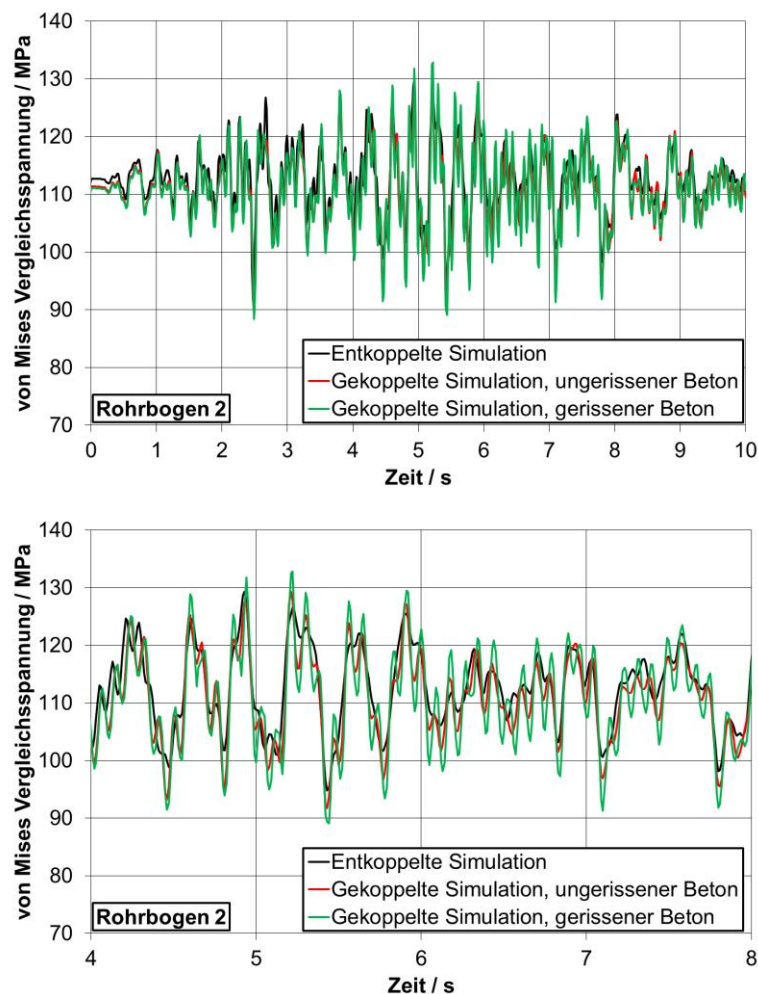


Bild 185: Zeitverlauf der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrbogen 2 (oben) und Detailausschnitt im Zeitbereich 4 - 8 s (unten)

Bei Rohrbogen 4 und 8 führt die schlagartige Belastung in den Befestigungen zu einzelnen Spannungsspitzen, die eine kurzzeitige Erhöhung der Beanspruchung hervorrufen, siehe Bild 186.

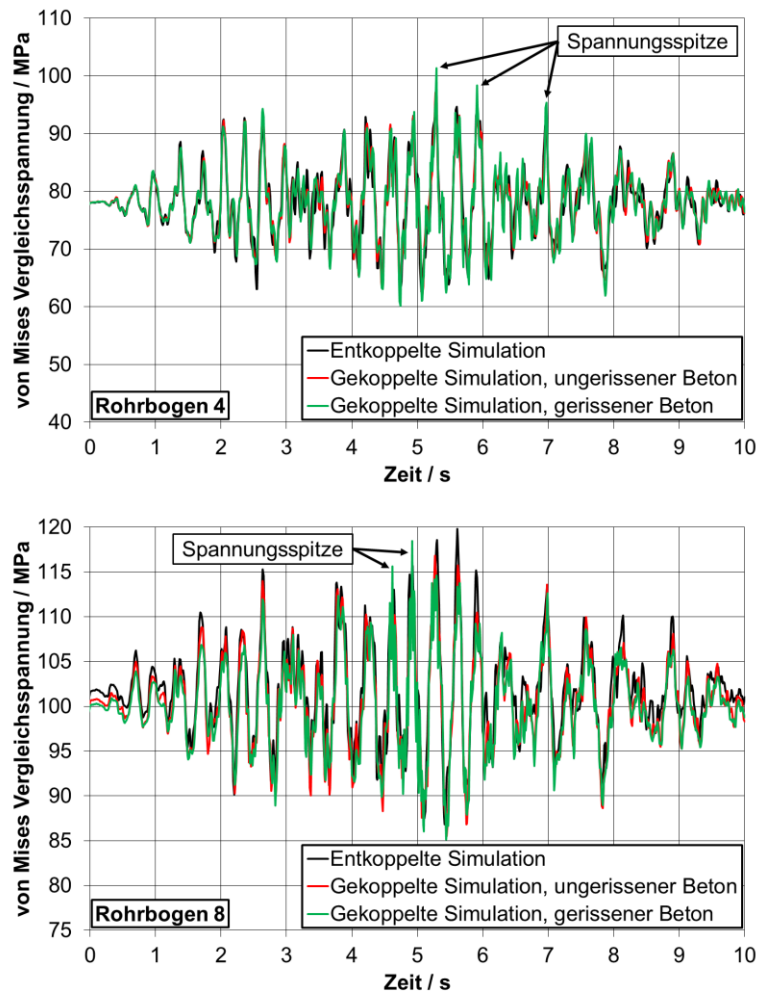


Bild 186: Zeitverlauf der von Mises-Vergleichsspannung von Rohrbogen 4 (oben) und Rohrbogen 8 (unten)

Die Magnituden-Zeitverläufe der Reaktionskräfte und -momente am steifen Festpunkt und an der Sicherheitsbehälter-Durchführung zeigen sehr geringe Veränderungen bei Berücksichtigung des Befestigungstragverhaltens, siehe Anhang N. Die Reaktionskraft-Zeitverläufe der gekoppelten Simulationen zeigen höherfrequente Kraftamplituden, die jedoch zu keiner signifikanten Erhöhung der Spitzenwerte führen. Bei den Reaktionsmoment-Zeitverläufen führt die Berücksichtigung des Befestigungstragverhaltens zu einer geringfügigen Reduzierung der Spitzenwerte.

8 Diskussion der erzielten Ergebnisse

8.1 Modelle für das Befestigungs- und Dübeltragverhalten

Um den Einfluss des Befestigungstragverhaltens auf die strukturdynamischen Wechselwirkungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitungskomponente während eines Erdbebens untersuchen zu können, kommt der Modellierung der Befestigung und dessen Tragverhalten eine entscheidende Bedeutung zu. Das Tragverhalten von Dübeln bzw. Dübelbefestigungen ist bei detaillierter Betrachtung äußerst komplex und wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst. Da sich die vorliegende Arbeit auf Kernkraftwerke in Deutschland bei Erdbebenbeanspruchung konzentriert, werden ausschließlich Hinterschnittdübel mit einer abZ für die Anwendung in deutschen kerntechnischen Anlagen untersucht, die während der Erstellung der vorliegenden Arbeit gültig waren.

In Kapitel 4 werden zunächst vereinfachte Prinzip- und Rechenmodelle entwickelt bzw. verfügbare Rechenmodelle aus der Literatur vorgestellt, die jeweils einen wesentlichen Teilaspekt des komplexen Tragverhaltens von Hinterschnittdübeln und Gruppenbefestigungen während eines Erdbebens beschreiben können. In Kapitel 6 wird auf Basis der vereinfachten Prinzip- und Rechenmodelle ein numerisches Modell einer Befestigung entworfen. Beim Entwurf des Modells werden die Ergebnisse der vorangegangenen numerischen Untersuchungen zu den Teilsystemen Reaktorgebäude und Rohrleitung berücksichtigt, um Modellvereinfachungen vornehmen zu können.

8.1.1 Strukturdynamisches Verhalten einer Gruppenbefestigung

In strukturdynamischen Versuchen, die in aktuellen Forschungsvorhaben durchgeführt wurden, zeigt sich ein signifikanter Einfluss von Kontaktbedingungen und Lastumlagerungen auf das strukturdynamische Verhalten einer Befestigung. Dies gilt sowohl für Zug- als auch für Querbelastrung. Bei Querbelastrung kommt hinzu, dass der reibungsbehaftete Kontakt zwischen Ankerplatte und Betonbauteil eine hohe Energiedissipation bewirkt, wenn eine Restvorspannkraft in den Einzeldübeln vorhanden ist. Um diese Phänomene berücksichtigen zu können und die Auswirkungen auf die Bauwerk-Komponente-Wechselwirkungen zu untersuchen, ist eine Modellierung der einzelnen Bauteile einer Befestigung (Einzeldübel und Ankerplatte) erforderlich. Damit steigt der Modellierungsaufwand bei Simulationen von gekoppelten Systemen signifikant, wenn eine große Anzahl von Befestigungen zu berücksichtigen ist. Der Modellie-

rungsaufwand im Simulationsprogramm kann jedoch durch die Auswahl einfacher Elementtypen reduziert werden. In der vorliegenden Arbeit besteht das numerische Modell der Befestigung deshalb aus Balkenelementen und einer Kombination von nichtlinearen Feder- und sogenannten „Connector“-Elementen, die eine vergleichsweise einfache Modellierung ermöglichen.

8.1.2 Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei einachsiger Be- und Entlastung

Durch die Wahl eines elastisch-plastischen Materialverhaltens ist es möglich, die elastische und die bleibende Verschiebung bei Entlastung prinzipiell zu beschreiben. Das Modell soll dabei nicht das reale Materialverhalten des Ankerbolzens oder des Betons abbilden sondern eine für strukturdynamische Untersuchungen von gekoppelten Systemen handhabbare Beschreibung des Last-Verschiebungsverhaltens liefern. Hierfür wird als „Fließkurve“ eine hexalinere Approximation der Last-Verschiebungskurve des Einzeldübels verwendet. Damit ist zwar keine exakte Annäherung an die im Versuch ermittelte Kurve möglich, durch die Vereinfachung wird jedoch eine parametrisierte Ermittlung der Kurvenstützstellen ermöglicht. Somit können die Last-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von fünf unabhängigen Parametern ermittelt werden. Die Parameter wurden anhand von Einzeldübelversuchen bei quasistatischen Bedingungen abgeleitet, bei einem Erdbeben sind jedoch höhere Belastungsgeschwindigkeiten zu erwarten. Ergebnisse in der Literatur zu Einzeldübelversuchen bei erdbebenähnlichen Belastungsgeschwindigkeiten zeigen im Allgemeinen eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Durch die Verwendung von quasistatischen Last-Verschiebungskurven im Modell wird daher die reale Tragfähigkeit unterschätzt. Aufgrund der schwingenden Belastung während eines Erdbebens variieren die Belastungsgeschwindigkeiten erheblich und sind somit nur in sehr kurzen Zeitabschnitten erhöht, sodass der Modellfehler als vernachlässigbar eingeschätzt wird.

8.1.3 Last-Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei kombinierter Zug- und Querbelastung

Halterungsbauteile mit starrer Verbindung zwischen Ankerplatte und Komponente wie z. B. Festpunkte für Rohrleitungen übertragen sowohl Zug- als auch Querkräfte und Momente, sodass die Einzeldübel einer Befestigung mit kombinierten Zug- und Querkräften belastet werden. Anhand verfügbarer Versuchsdaten in der Literatur bei kombinierter Zug- und Querbelastung werden Interaktionsdiagramme für die Höchstlasten und Dübelverschiebungen abgeleitet. Mit den Interaktionsdiagrammen können anschließend in Abhängigkeit vom Belas-

tungswinkel die hexalinen Last-Verschiebungskurven in Zug- und Querrichtung ermittelt werden. Die Übertragbarkeit der Interaktionsdiagramme auf die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Hinterschnittdübel kann jedoch nicht garantiert werden, da die Versuche mit Hinterschnittdübeln anderer Bauart durchgeführt wurden. In der Regel ist jedoch das Tragverhalten der verschiedenen Hinterschnittdübel ähnlich, sodass zumindest eine grobe Übertragbarkeit gegeben ist.

8.1.4 Verschiebungsverhalten bei schwingender Belastung

Werden Bauwerksstrukturen und Komponenten während eines Erdbebens zu Schwingungen angeregt, können abhängig von den wirkenden Belastungsamplituden auf die Befestigungen und der Dauer des Erdbebens ermüdungsrelevante Lastzykluszahlen auftreten, die zu bleibenden Dübelverschiebungen führen.

Mit einem in der Literatur verfügbaren dreiparametrischen Rechenmodell von Hoehler kann die Dübelverschiebung infolge schwingender Belastung gut approximiert werden, was durch Vergleiche zwischen Rechenmodell und Einzeldübelversuchen mit Hinterschnittdübeln bestätigt werden kann. Auffällig ist, dass die untersuchten Hinterschnittdübel einen degressiven Verlauf der Dübelverschiebung bei Belastung auf oder unterhalb des Bemessungswiderstands haben. Mit zunehmender Zyklenzahl wird der Verschiebungszuwachs immer kleiner, was sich bei Erdbeben mit einer großen Anzahl von Lastzyklen günstig auswirkt.

Um die zu erwartende Dübelverschiebung bei Erdbeben abschätzen zu können, müssen möglichst realistische Lastzykluszahlen für Zug- und Querbelastung definiert werden. Für eine erste Abschätzung der zu erwartenden Dübelverschiebungen werden deshalb Lastzykluszahlen auf Basis von in Zulassungsversuchen angegebenen Zyklenzahlen definiert, die abdeckend für verschiedenste Anwendungsfälle gelten sollen. Die Berechnung ergibt signifikante Verschiebungszuwächse sowohl bei schwelender Zug- als auch bei wechselnder Querbelastung für beide untersuchte Hinterschnittdübel.

Bei Erdbeben ist jedoch nicht zu erwarten, dass bei sämtlichen Lastwechseln der Bemessungswiderstand des Dübels erreicht wird. Deshalb werden weitere Berechnungen mit erdbebenähnlichen Lastzeitverläufen durchgeführt, die eine ausgeprägte Anstiegs- und Abfallzeit besitzen wie reale Erdbebenzeitverläufe. Demensprechend reduzieren sich die berechneten Dübelverschiebungen deutlich im Vergleich zu den Berechnungen mit konstanter Lastamplitude. Dies bestätigt die konservativen Annahmen in den Zulassungsversuchen. Für die realistische Ermittlung der Verschiebungen ist es deshalb von entscheidender Be-

deutung, die Lastzeitverläufe für das auszulegende System möglichst genau zu kennen, um eine Über- oder Unterschätzung der Dübelverschiebungen zu vermeiden.

8.1.5 Verschiebungsverhalten des Einzeldübels bei Öffnen und Schließen von Rissen

Stahlbetonstrukturen können während der Nutzungsdauer aufgrund direkter Lasteinwirkungen oder indirekter Einwirkungen z. B. durch Schwindvorgänge im Beton Risse aufweisen. Bei statischen Versuchen an Stahlbetonplatten wurde in Forschungsvorhaben gezeigt, dass Risse im Beton Bohrlocher von Dübeln kreuzen können. Während eines Erdbebens können Schwingungen des Bauwerks zu einem Öffnen und Schließen der Risse führen, die das Verschiebungsverhalten der betreffenden Dübel bei Zugbelastung und damit das Tragverhalten der gesamten Befestigung beeinflussen. Deshalb muss bei der Untersuchung des gekoppelten Systems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung das Verschiebungsverhalten der Hinterschnittdübel bei Öffnen und Schließen von Rissen im Verankerungsgrund berücksichtigt werden, wenn der Dübel eine Zugbelastung erfährt. In der Literatur sind einige Rechenmodelle verfügbar, mit denen die Dübelverschiebung infolge Rissöffnen und -schließen ermittelt werden kann. Das Rechenmodell von Lotze erweist sich als geeignet für die untersuchte Aufgabenstellung, da es im Wesentlichen auf geometrischen Größen und Materialkennwerten beruht, die mithilfe von CAD-Daten der Hinterschnittdübel und in Regelwerken verfügbaren Betonfestigkeiten ermittelt werden können. Die Parameter der anderen Modelle müssen anhand von Einzeldübelversuchen kalibriert werden, die für die vorliegende Arbeit nicht in der erforderlichen Vollständigkeit zur Verfügung standen. Ein Vergleich der verschiedenen Modelle war deshalb nicht möglich.

Ähnlich wie beim Rechenmodell für schwingende Belastung muss auch beim Rechenmodell von Lotze ein Kollektiv für die Rissbreiten gewählt werden. Zum einen kommen Rissöffnungskollektive aus Zulassungsversuchen und zum anderen erdbebenähnliche Rissöffnungskollektive in Frage. Das Rechenmodell von Lotze weist an dieser Stelle jedoch eine Beschränkung der Rissöffnungskollektive auf, bei denen die obere Rissbreite mit zunehmender Zyklenzahl konstant bleiben oder zunehmen muss. Bei einem Erdbeben ist hingegen zu erwarten, dass während der Anstiegszeit eine Zunahme der oberen Rissbreite stattfindet und während der Abfallzeit eine Abnahme der oberen Rissbreite auftritt. Das Rechenmodell von Lotze ist deshalb bei Erdbebenberechnungen nur zur groben Abschätzung der zu erwartenden Dübelverschiebungen geeignet.

Wegen der starken Abhängigkeit des Verschiebungszuwachses von der Riss-

breitenamplitude ist eine geeignete Wahl der oberen Rissbreite während eines Rissöffnungszyklus notwendig. Zur Ermittlung der oberen Rissbreiten, die in deutschen Kernkraftwerken auftreten können, wird in der vorliegenden Arbeit ein probabilistischer Ansatz gewählt. Dabei werden die Einflussparameter auf die Rissbreite wie z. B. Bewehrungsgrad und Betonzugfestigkeit in einem Stahlbetonbauteil stochastisch miteinander kombiniert und mithilfe einer Monte-Carlo-Simulation die statistische Verteilung der Rissbreiten ermittelt. Dadurch kann die Vielzahl an möglichen Parameterkombinationen berücksichtigt werden. Zur Berechnung der Rissbreite werden die Berechnungsgleichungen im Eurocode-Regelwerk für die charakteristische Rissbreite herangezogen, die bereits ein parametrisiertes Rechenmodell darstellen. Die sich ergebende statistische Verteilung der Rissbreite stimmt gut mit den charakteristischen Rissbreiten überein, die bei Zulassungsversuchen überprüft werden. Anhand der statistischen Verteilung der Rissbreite und der aus Zulassungsversuchen entnommenen Rissöffnungszyklenzahl wird ein Risskollektiv abgeleitet und eine erste Abschätzung der zu erwartenden Dübelverschiebung vorgenommen. Die berechneten Dübelverschiebungen infolge Rissöffnen und -schließen sind bei beiden untersuchten Hinterschnittdübeln wesentlich größer als die Verschiebungen infolge schwingender Belastung. Das Öffnen und Schließen von Betonrissen während eines Erdbebens stellt somit eine besonders kritische Beanspruchungssituation für Hinterschnittdübel dar, da die formschlüssige Kraftübertragung unmittelbar beeinträchtigt wird.

8.1.6 Einfluss der Dübelvorspannkraft auf das gekoppelte System Bauwerk-Befestigung-Komponente

Die oben diskutierten Ergebnisse wurden basierend auf der Annahme erzielt, dass sich die Dübelvorspannkraft aufgrund von Setzvorgängen, Relaxation und Öffnen von Rissen auf null reduziert hat. In der Praxis wurde ein vollständiger Vorspannkraftverlust insbesondere bei Befestigungen mit langer Nutzungsdauer und bei Rissen im Verankerungsgrund beobachtet. Die Höhe der (Rest-)Vorspannkraft spielt eine wesentliche Rolle für den Einfluss des Dübel- und Befestigungstragverhaltens auf die Bauwerk-Komponente-Wechselwirkungen. Zum einen reduziert eine ausreichende Vorspannkraft die dynamischen Lastamplituden auf die Dübel und verringert somit die bleibenden Verschiebungen infolge schwingender Belastung. Zum anderen kann durch die Vorspannkraft in Kombination mit einer großen Dehnlänge des Ankerbolzens eine bleibende Verschiebung infolge Rissöffnen und -schließen begrenzt werden. Wenn während eines Erdbebens eine Restklemmkraft in der Befestigung erhalten bleibt, ist außerdem ein annähernd starres Verhalten des Bauan-

schluss gewährleistet. Dadurch wird das Trag- und Schwingungsverhalten des gekoppelten Systems Bauwerk-Komponente während eines Erdbebens nicht durch das Dübel- und Befestigungstragverhalten beeinflusst.

8.2 Numerische Untersuchungen zum Teilsystem Reaktor- gebäude

Die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5.1 konzentrieren sich aufgrund der Mehrzahl an DWR-Anlagen auf Reaktorgebäude-Bautypen, die für die Baulinie 4/Konvoi zuletzt in Deutschland errichtet wurden. Diese Baulinie stellt zumindest in Deutschland den aktuellen Stand der Technik für die in Betrieb befindlichen Anlagen dar. Da sich die Reaktorgebäude der Baulinie 4/Konvoi standortabhängig in konstruktiven Details voneinander unterscheiden können, wird ein generisches Modell entwickelt, das die allgemeinen konstruktiven Merkmale dieses Reaktorgebäude-Bautyps wie z. B. Reaktorgebäudehülle, Anordnung des Reaktorgebäude-Ringraums und –Innenraums sowie den Sicherheitsbehälter mit den jeweiligen Wanddicken abbilden soll. Dadurch kann vermieden werden, dass standortspezifische Konstruktionsmerkmale die Berechnungsergebnisse beeinflussen. Da die Konstruktion des Reaktorgebäudemodells auf Zeichnungsunterlagen beruht, wird davon ausgegangen, dass die Tragwerke die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsanforderungen für ständige und außergewöhnliche Einwirkungen erfüllen und eine detaillierte Auslegung nach Eurocode oder KTA-Regeln nicht mehr notwendig ist. Dass dies der Fall ist zeigt die folgende Ergebnisdiskussion zur Erdbebensimulation des Reaktorgebäudes.

Bei der Modellierung des Reaktorgebäudes wurde der Innenraum vereinfachend durch ein Balken-Masse-Modell abgebildet. Aufgrund der speziellen Lastanforderungen werden für die schweren Komponenten im Innenraum in der Regel spezielle Verankerungen z. B. mit Kopfbolzen oder Zugankern entworfen, die nicht mit den untersuchten Hinterschnittdübeln befestigt werden können. Die Mehrzahl der Befestigungen mit nachträglich montierten Dübeln ist deshalb insbesondere im Reaktorgebäude-Ringraum anzutreffen, weshalb eine Modellvereinfachung im Innenraum durch Balkenelemente und konzentrierte Massen zulässig ist. Darüber hinaus wird das Schwingungsverhalten des Ringraums durch die räumliche Trennung und Entkoppelung von Innen- und Ringraum durch den Sicherheitsbehälter nicht signifikant durch das Schwingungsverhalten des Innenraums beeinflusst. Der Einfluss der Modellvereinfachung auf die Berechnungsergebnisse im Bereich des Ringraums sind somit gering. Darüber hinaus ist durch die großen Wanddicken der Innenraum-Tragstrukturen eine hohe Biege- und Torsionssteifigkeit gegeben, sodass sich der Innenraum global betrach-

tet wie ein Starrkörper verhält.

Aufgrund der hohen Seismizität im Rheingraben wird das Bodenmodell auf Basis von in der Literatur verfügbaren Bodensteifigkeiten und -dämpfungen für diese Baugrundklasse definiert. Um standortspezifische Einflüsse des Baugrunds auf die Zeitverläufe der Erdbebenerregung zu vermeiden, werden künstlich generierte Erdbebenzeitverläufe verwendet. Die Zeitverlauf-Hüllfunktion wird anhand einer statistischen Auswertung von registrierten Erdbebenzeitverläufen festgelegt, um einen repräsentativen Zeitverlauf für den gewählten Baugrund zu erhalten. Bei der Generierung künstlicher Erdbebenzeitverläufe ist neben der Übereinstimmung zwischen den Zielspektren und Frequenzspektren der Zeitverläufe auch der Energieinhalt der künstlich generierten Zeitverläufe zu beachten. Als Maß für den Energieinhalt eines Erdbebens hat sich in der Literatur die Arias-Intensität etabliert. Bei den verwendeten künstlichen Erdbebenzeitverläufen lag die Arias-Intensität wesentlich höher als bei den meisten registrierten Erdbebenzeitverläufen, sodass eine hohe Beanspruchung des Reaktorgebäudes gegeben ist.

Die Erdbebensimulation wurde nach den Vorgaben im Eurocode und in den KTA-Regeln durchgeführt. Als Berechnungsverfahren wurde das Zeitverlaufverfahren mit modaler Superposition ausgewählt, da sich das Reaktorgebäude während des Erdbebens hauptsächlich elastisch verhält und sich eine Schädigung des Betons nur in isolierten Bereichen wie z. B. bei Wand-Decken-Übergängen lokalisiert. Bei den untersuchten Hinterschnittdübeln ist jedoch eine Montage in diesen Bereichen aufgrund der möglichen Ausbildung von plastischen Gelenken mit entsprechend großen Rissbreiten zu vermeiden, sodass eine detaillierte Betrachtung des nichtlinearen Verhaltens des Reaktorgebäudes nicht notwendig ist.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass das Schwingungsverhalten des Reaktorgebäudes maßgeblich durch die ersten sechs Eigenformen bestimmt wird, die die Starrkörperbewegungen des Gebäudes auf dem Baugrund repräsentieren. Dies zeigt sich während der Erdbebenerregung zum einen durch die geringen Relativverformungen innerhalb des Gebäudes und zum anderen durch die geringen Beanspruchungen in den Flächentragwerken.

8.3 Numerische Untersuchungen zum Teilsystem Rohrleitung

Aufgrund der Vielfalt an konstruktiven Gestaltungsmöglichkeiten von Rohrleitungen in Kernkraftwerken wird wie bei den numerischen Untersuchungen für das Teilsystem Reaktorgebäude ein generischer Modellierungsansatz gewählt. Hierzu werden verfügbare Zeichnungsunterlagen von Rohrleitungssystemen in deutschen Kernkraftwerken statistisch ausgewertet und wesentliche Konstrukti-

onsmerkmale identifiziert. Das erstellte Rohrleitungsmodell bildet somit häufig vorzufindende Geometriemerkmale von real vorkommenden Rohrleitungen ab. Die konstruktiven Randbedingungen, die durch das Reaktorgebäude vorgegeben werden, reduzieren die Variationsmöglichkeiten bei der Wahl der Geometrie. Die meisten Rohrleitungen in einer DWR-Anlage der Baulinie 4/Konvoi führen von den Nachkühl-, Zwischen- und Notkühlkomponenten im Untergeschoss des Reaktorgebäudes zu den Rohrdurchführungen durch den Sicherheitsbehälter im dritten Obergeschoss. Durch die geringe Tiefe des Reaktorgebäude-Ringraums in radialer Richtung sind die Platzverhältnisse relativ eingeschränkt für die Unterbringung von Rohrleitungen, sodass die Variationsmöglichkeiten bei der Wahl der Rohrleitungsverlegung begrenzt sind. Der Nenn-durchmesser der Rohrleitung wurde sowohl entsprechend den Angaben in den Zeichnungsunterlagen als auch hinsichtlich der erreichbaren Trägheitskräfte während des Erdbebens ausgewählt. Bei Rohrleitungen mit kleinem Durchmesser sind die erreichbaren Trägheitskräfte aufgrund der geringeren Masse wesentlich kleiner und somit die Beanspruchungen in den Halterungen und Befestigungen geringer. Ein hoher Ausnutzungsgrad wäre für die untersuchten Hinterschnittdübel nicht zu erzielen. Um eine möglichst hohe Beanspruchung in den Befestigungen zu erreichen, ist deshalb eine Rohrleitung mit großem Durchmesser erforderlich.

Die Höhe der Beanspruchung in den Halterungen und Befestigungen wird neben den Trägheitskräften infolge Erdbebenerregung auch durch die statischen Belastungen maßgeblich beeinflusst. Deshalb wird im untersuchten Rohrleitungsmodell eine statische Vorbelastung durch das Eigengewicht, Innendruck und Wärmedehnung infolge erhöhter Betriebstemperatur berücksichtigt. Die statischen Belastungen des Eigengewichts werden in der Praxis durch statische Halterungen wie Feder- oder Konstanthänger abgetragen, die Innendruckbelastung muss hauptsächlich durch die Rohrleitung selbst getragen werden. Die statischen Lasten aus der Wärmedehnung werden entweder durch die elastische Verformung der Rohrleitung ausgeglichen oder durch eine geführte Bewegung mit Führungslagern oder Gelenkstreben abgetragen.

Für die statischen Lasten infolge des Eigengewichts wird ein statisches Halterungskonzept mit Federhängern entwickelt, das die praxisgerechten Vorgaben für zulässige Stützweiten nach dem AD 2000-Regelwerk berücksichtigt. Um die Trägheitskräfte während des Erdbebens abzutragen, werden zwei dynamische Halterungskonzepte mit Gelenkstreben entworfen, um den Einfluss der Gelenkstrebenpositionierung auf die Halterungskräfte und die Rohrleitungsbeanspruchungen zu untersuchen. Die Gelenkstreben werden so positioniert, sodass die Relativverschiebungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung klein sind. In der Praxis sind häufig Parallelanordnungen von Gelenkstreben

oder eine getrennte Positionierung in orthogonal zueinander liegenden Richtungen anzutreffen. Für die Parallelanordnung wird die Position der Rohrleitung mit den größten Relativverschiebungsmagnituden ausgewählt wohingegen für die getrennte Positionierung der Gelenkstreben die größte Relativverschiebungskomponente maßgeblich ist. Durch die Wahl von Gelenkstreben als dynamische Halterungen soll eine möglichst hohe Beanspruchung auf die Halterungen und Befestigungen während des Erdbebens erzielt werden. Bei viskoelastischen Dämpfern, die in der Praxis ebenfalls als dynamische Halterungsbauteile eingesetzt werden, wird ein großer Teil der dynamischen Kräfte durch innere Reibung in Wärme umgewandelt. Dadurch müssen von den Befestigungen nur die wesentlich geringeren elastischen Anteile übertragen werden. Die untersuchten Hinterschnittdübel wären somit nur gering ausgenutzt und der Einfluss des Befestigungstragverhaltens auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkungen wäre vernachlässigbar.

Die Ergebnisse der Erdbebensimulationen für die Rohrleitung zeigen, dass durch die dynamischen Halterungsbauteile eine erhebliche Reduzierung der Relativverschiebungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung und eine Reduzierung der dynamischen Spannungsamplituden erzielt werden kann. Die Positionierung der Gelenkstreben in Parallelanordnung oder orthogonal an verschiedenen Stellen der Rohrleitung hat dabei keinen wesentlichen Einfluss. Die Positionierung der Gelenkstreben beeinflusst jedoch maßgeblich sowohl die Kräfte in den Festpunkten, Halterungen und Befestigungen als auch die statischen Rohrleitungsspannungen, wenn die Rohrleitung sich durch erhöhte Betriebstemperatur ausdehnt. Bei ausschließlich statischen Halterungen bestehend aus Feder- oder Konstanthängern kann sich die Rohrleitung zwischen den Festpunkten frei ausdehnen und die Wärmedehnung wird durch die elastische Verformung der Rohrleitung ausgeglichen. Wenn dynamische Halterungen mit einer hohen Steifigkeit wie z. B. Gelenkstreben eingesetzt werden, wird die Wärmedehnung in eine definierte Richtung geführt. Die daraus resultierenden Zwängungen erhöhen die statischen Rohrleitungsbeanspruchungen und die statischen Belastungen auf die Festpunkte.

8.4 Numerische Untersuchungen zum gekoppelten System Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen für die Teilsysteme Reaktor-gebäude und Rohrleitung haben auf die Untersuchung des gekoppelten Systems Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung folgende Auswirkungen:

1. Durch die hohe Biegesteifigkeit der Flächentragwerke liegen Eigenschwingungsformen lokaler Deckenbereiche im hohen Frequenzbereich, wo keine hohe Erdbebenerregung auftritt. Resonanzerscheinungen mit großen Schwingungsamplituden der Flächentragwerke sind deshalb nicht zu erwarten, was durch die Auswertung der Biegelinien der Gebäudedecken bestätigt werden kann. Dadurch ist ein signifikantes Öffnen und Schließen von Rissen praktisch ausgeschlossen. Vorhandene Risse verhalten sich deshalb während des Erdbebens annähernd quasistatisch. Für die Befestigungen des untersuchten gekoppelten Systems ist somit eine Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei Öffnen und Schließen von Rissen nicht erforderlich.
2. Durch die geringen Beanspruchungen in den Flächentragwerken ist eine großflächige Rissbildung im Beton infolge direkter Lasteinwirkung nicht bzw. nur in isolierten Bereichen zu erwarten, z. B. bei aufeinandertreffenden Wänden oder Wand-Decken-Übergängen.
3. Durch die große Masse und Biegesteifigkeit der Gebäudedecken im Verhältnis zur Masse und Biegesteifigkeit der Rohrleitung ist die Rückwirkung der Rohrleitung auf die Gebäudedecken vernachlässigbar. Eine vollständige mechanische Kopplung zwischen Gebäude und Rohrleitung ist somit nicht notwendig. Die Bewegung der Gebäudedecken kann deshalb durch die am Teilsystem Reaktorgebäude ermittelten Verschiebungszeitverläufe berücksichtigt werden.
4. Durch die geringen Relativverformungen innerhalb des Gebäudes ist die befestigte Rohrleitung kaum zusätzlichen Beanspruchungen ausgesetzt, da sich alle Gebäudebereiche annähernd gleich verformen.
5. Die aus den statischen und dynamischen Beanspruchungen der Rohrleitung resultierenden Halterungslasten können durch Gruppenbefestigungen mit zwei Dübeln abgetragen werden. Die Ergebnisse der Bemessung in Kapitel 6.1 zeigen, dass die Ausnutzungsgrade des Bemessungswiderstands für die gewählten Hinterschnittdübel eher gering sind. Außer bei der hinteren Befestigung der Stahlkonstruktion, die eine kombinierte Zug- und Querbelastrung der Einzeldübel aufweist, ist bei den anderen Halterungen eine vorwiegend einachsige Belastung vorherrschend, sodass der Einfluss der Interaktion zwischen Zug- und Querbelastrung insgesamt vernachlässigbar ist. Daher können im numerischen Modell der Befestigung die einachsigen Last-Verschiebungskurven verwendet werden.
6. Bei Verwendung von Lastzeitverläufen, die aus den Erdbebensimulationen der Rohrleitung resultieren, ergeben sich vernachlässigbare bleibende Dübelverschiebungen infolge der schwingenden Belastung. Dies

liegt zum einen an den geringen maximalen Ausnutzungsgraden der Befestigungen und zum anderen an der großen Anzahl von geringen Lastamplituden während der Anstiegs- und Abfallzeit. Im numerischen Modell der Befestigung muss für die Untersuchung des gekoppelten Systems keine Modellierung des Verschiebungsverhaltens bei schwingender Belastung erfolgen.

Bei den numerischen Berechnungen der Eigenfrequenzen und –formen des gekoppelten Systems Befestigung-Rohrleitung zeigt sich eine signifikante Abhängigkeit von der Dübelsteifigkeit. Durch die endliche elastische Steifigkeit der Dübel verringern sich die Eigenfrequenzen des gekoppelten Systems um bis zu 18 % gegenüber der entkoppelten Berechnung. Aufgrund der Abhängigkeit der elastischen Dübelsteifigkeit von der Rissbreite ist die Abnahme bei den Eigenfrequenzen mit zunehmender Rissbreite im Beton größer.

Die Erdbebensimulation des gekoppelten Systems Befestigung-Rohrleitung zeigt, dass die bleibenden Dübelverschiebungen infolge der dynamischen Belastung und die dadurch entstehenden Spalte in horizontaler und vertikaler Richtung klein sind im Verhältnis zu den Gesamtverschiebungen der Dübel. Dies ist unter Berücksichtigung der geringen Ausnutzungsgrade plausibel. Dennoch führen die elastischen und bleibenden Dübelverschiebungen zu Spalten in horizontaler und vertikaler Richtung sowohl zwischen Ankerplatte und Betonbauteil als auch zwischen Ankerplatte und Dübel. Bei vollständiger Entlastung der Befestigung kommt es daher zu einem Anprallen der Ankerplatte an das Betonbauteil und bei Wiederbelastung an den Dübel. Die daraus resultierenden schlagartigen Belastungen werden über die Gelenkstreben in die Rohrleitung übertragen und führen zu einzelnen kurzzeitigen Spannungsspitzen. Außerdem werden höherfrequente Spannungsamplituden in der Rohrleitung hervorgerufen, die ebenfalls zu kurzzeitigen Erhöhungen der Rohrleitungsbeanspruchung führen. Die höherfrequenten Spannungsamplituden klingen in der Simulation aufgrund des geringeren Dämpfungsgrads im höheren Frequenzbereich nur langsam ab und treten deshalb im gesamten Zeitverlauf der von Mises-Vergleichsspannungen auf.

9 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit zeigt, dass das Dübeltragverhalten nur unter bestimmten Bedingungen einen signifikanten Einfluss auf die Wechselwirkungen zwischen Reaktorgebäude und Rohrleitung bei Erdbeben hat. Eine wesentliche Voraussetzung ist ein teilweiser oder vollständiger Vorspannkraftverlust in der Befestigung. Durch die fehlende Restklemmkraft zwischen Ankerplatte und Beton ist das annähernd starre Verhalten des Bauanschlusses nicht mehr gewährleistet. Die elastischen Steifigkeiten der Dübel und die bleibenden Dübelverschiebungen führen dann in der Befestigung zu Spalten in horizontaler und vertikaler Richtung, die zu einer Abnahme der Eigenfrequenzen und –formen der Rohrleitung führen. Darüber hinaus tritt bei dynamischer Belastung in Zug- oder Querichtung eine schlagartige Belastung des Dübels auf. Die schlagartigen Belastungen haben zum einen eine Erhöhung der Dübelbelastung zur Folge, zum anderen werden die Stoßbelastungen über die Halterungsbauteile in die Rohrleitung übertragen und führen dort zu hochfrequenten Spannungsamplituden und kurzzeitigen Spannungsspitzen. Da bei Erdbeben eine hohe Ausnutzung bzw. eine lokale Überschreitung der Werkstofffestigkeit bei Rohrleitungen zulässig ist, kann eine geringfügige Erhöhung der Rohrleitungsbeanspruchung durch die schlagartige Belastung zu einem Überschreiten der Streckgrenze führen oder bereits plastifizierte Bereiche vergrößern. Je nach Größe der plastifizierten Bereiche kann in der Praxis sogar ein Austausch von Rohrleitungsabschnitten notwendig sein.

Im Reaktorgebäude führen die schlagartigen Belastungen in der Befestigung zu einer lokalen Beanspruchungserhöhung der Gebäudedecke, wenn die Ankerplatte infolge der Druckbelastung anprallt. Aufgrund der massiven Bauweise von Reaktorgebäuden ist eine hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit gegeben, so dass eine signifikante Schädigung der Stahlbetonstrukturen auch bei großen Erdbebenintensitäten bis ca. VIII bzw. bis zu maximalen Bodenbeschleunigungen von ca. 0,2 g nicht zu erwarten ist. Eine Neubildung von Rissen im Verankerungsbereich von Hinterschnittdübeln ist durch die Erdbebeneinwirkung und durch die lokale Lasteinleitung der Dübelkräfte nicht auszuschließen, da im Verankerungsbereich schroffe Kanten und Kerben im Bohrloch vorhanden sind, an denen auch bei geringen Beanspruchungen Risse initiieren können. Aufgrund der geringen Beanspruchung der Stahlbetonstrukturen des Reaktorgebäudes ist ein signifikantes Risswachstum jedoch unwahrscheinlich. Eventuell vorhandene Risse infolge indirekter Einwirkungen verhalten sich aufgrund der hohen Biegesteifigkeit der Gebäudedecken während des Erdbebens quasista-

tisch, ein signifikantes Rissöffnen und -schließen in den betrachteten Bereichen des Reaktorgebäude-Ringraums ist nicht zu erwarten. Dies wirkt sich insbesondere auf das Verschiebungsverhalten von Dübeltypen günstig aus, bei denen eine Kraftübertragung durch Form- oder Reibschluss stattfindet.

10 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde anhand von generischen Modellen eines Reaktorgebäudes und einer Rohrleitung gezeigt, inwieweit das Tragverhalten von Dübelbefestigungen auf die Bauwerk-Komponente-Wechselwirkungen Einfluss nehmen kann.

Das numerische Modell für das Dübel- und Befestigungstragverhalten wurde für zwei Hinterschnittdübel bzw. für eine Zweifachbefestigung entwickelt und validiert. Der Ansatz für die hexalineare Last-Verschiebungskurve kann aufgrund der Parametrisierung auch für andere Hinterschnittdübel verwendet werden. Der Modellansatz für das strukturdynamische Verhalten einer Befestigung lässt sich auch auf Befestigungen mit mehr als zwei Dübeln anwenden. Zukünftige Untersuchungen können darauf abzielen, für eine größere Anzahl von Hinterschnittdübeln unterschiedlicher Bauart bzw. Geometrie den Einfluss des Tragverhaltens auf die Bauwerk-Komponente-Wechselwirkungen zu quantifizieren. Hierfür sind umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Einzeldübeln erforderlich, um die Last-Verschiebungskurven zu ermitteln und parametrisierbare Multiplikationsfaktoren ableiten zu können.

Um die erzielten Ergebnisse komponentenseitig verallgemeinern zu können, sollte in zukünftigen Untersuchungen anhand einer größeren Anzahl von Rohrleitungsgeometrien gezeigt werden, dass das Befestigungstragverhalten einen ähnlichen Einfluss auf die Bauwerk-Komponenten-Wechselwirkungen hat wie im untersuchten gekoppelten System. Darüber hinaus könnte durch eine umfangreiche Parameterstudie für die Rohrleitungsgeometrie eine Quantifizierung des Einflusses gelingen bzw. es könnten Streubereiche für die Einflussparameter angegeben werden. Mit den verallgemeinerten Ergebnissen kann dann beispielsweise eine Bewertung von Rohrleitungen in bestehenden Anlagen durchgeführt werden.

Bauseitig ist eine Betrachtung anderer Gebäude eines Kernkraftwerks wie z. B. das Reaktorhilfsanlagengebäude denkbar. Durch die Untersuchung anderer Gebäude könnten die Ergebnisse im Hinblick auf das Gebäudeverhalten bei Erdbeben und hinsichtlich möglicher Rissbildung sowie Öffnen und Schließen von Rissen verallgemeinert werden.

11 Literaturverzeichnis

- [ACI2007] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Hrsg., 2007. *ACI 355.2-07: Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary*. Farmington Hills: American Concrete Institute (ACI). Juni 2007
- [App2009] APPL, J.-J., 2009. *Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung* [Dissertation]. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart
- [Ari1970] ARIAS, A., 1970. A measure of earthquake intensity. In: R. J. Hansen, Hrsg. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. Cambridge: MIT Press, S. 438-483
- [ASCE2000] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Hrsg., 2000. *ASCE 4-98: Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. Reston: American Society of Civil Engineers (ASCE). ISBN 0-7844-0433-X
- [Baa2013] BAAR, S., K. EBELING und G. C. O. LOHMEYER, 2013. *Lohmeyer Stahlbetonbau: Bemessung – Konstruktion - Ausführung*. 9. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg. ISBN 978-3-8348-1839-3
- [Blo2003] BLOCK, K. und F. DREIER, 2003. *Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Hrsg. Heft 541. Berlin: Beuth Verlag. ISBN 978-3-410-65741-5
- [BMU2011] BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT, Hrsg., 2011. *EU Stresstest National Report of Germany: Implementation of the EU Stress Tests in Germany*. Bonn. Dezember 2011
- [BMUB2015a] BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ, BAU UND REAKTORSICHERHEIT, Hrsg., 2015. *Änderung und Neufassung der Bekanntmachung zu den „Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke“ vom 03. März 2015*. In: Bundesanzeiger AT 30.03.2015 B2

- [BMUB2015b] BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ, BAU UND REAKTORSICHERHEIT, 2015. *Atomkraftwerke in Deutschland* [online]. *Übersicht der deutschen Atomkraftwerke*. Berlin: Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB), 26.11.2015 [Zugriff am: 06.04.2017]. Verfügbar unter: URL: <http://www.bmub.bund.de/themen/atomenergie-strahlenschutz/nukleare-sicherheit/aufsicht-ueber-kernkraftwerke/kernkraftwerke-in-deutschland/>
- [Bom1999] BOMMER, J. J. und A. Martínez-Pereira, 1999. The Effective Duration of Earthquake Strong Motion. In: *Journal of Earthquake Engineering* [online]. **3**(2), S. 127-172 [Zugriff am: 19.11.2013]. Taylor&Francis Online. Verfügbar unter: DOI: 10.1080/13632469909350343
- [Bor2016] BORSCHNEK, F., N. HERMANN und H. S. MÜLLER, 2016. *Dübelbefestigungen in kerntechnischen Anlagen – Auslegung und Alterungseffekte*. Abschlussbericht Reaktorsicherheitsforschung BMWi-Vorhaben Nr. 1501427. Karlsruhe: Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe
- [CEB1988] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, Hrsg., 1988. *Bulletin d'information No. 187: Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading-Synthesis Report*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton (CEB)
- [Dan1997] DANCYGIER, A. N., 1997. Effect of reinforcement ratio on the resistance of reinforced concrete to hard projectile impact. In: *Nuclear Engineering and Design*. **172**(1), S. 233-245
- [DAtF2016] DEUTSCHES ATOMFORUM E. V., 2016. Nuclear Power Plants: 2015 atw Compact Statistics. In: *atw – International Journal for Nuclear Power*. **61**(4), S. 271-275
- [DIBt2009] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2009. *Bescheid über die Änderung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung vom 7. Mai 2009 Z-21.1-1646: fischer-Zykon-Anker FZA-K, FZA, FZA-I für außergewöhnliche Einwirkungen*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Juli 2009
- [DIBt2010] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2010. *Leitfaden für Dübelbefestigungen in Kernkraftwerken und anderen kerntechnischen Anlagen*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Juni 2010

- [DIBt2011] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2011. *Bescheid über die Änderung und Ergänzung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung vom 1. September 2008 Z-21.1-1696: Hilti Hinterschnittdübel HDA für außergewöhnliche Einwirkungen*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Februar 2011
- [DIBt2015a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2015. *Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Ausgabe 2015/2, 6. Oktober 2015
- [DIBt2015b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2015. *Europäische Technische Bewertung ETA-03/0032: Hilti Verbundanker HVZ / HVZ R / HVZ HCR*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), August 2015
- [DIBt2015c] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2015. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.1-1987: Hilti Hinterschnittdübel HDA KKW für Befestigungen in Kernkraftwerken und kerntechnischen Anlagen*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), März 2015
- [DIBt2016] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, Hrsg., 2016. *Europäische Technische Bewertung ETA-13/1038: Hilti Betonschraube HUS3*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Mai 2016
- [DIN1995a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 1995. *DIN 2605-2: Formstücke zum Einschweißen-Rohrbogen-Teil 2: Voller Ausnutzungsgrad*. Berlin: Beuth Verlag, Juni 1995
- [DIN1995b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 1995. *DIN 1025-2: Warmgewalzte I-Träger-Teil 2: I-Träger, IPB-Reihe; Maße, Masse, statische Werte*. Berlin: Beuth Verlag, November 1995
- [DIN2002] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2002. *DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke-Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke: Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag, Oktober 2002

- [DIN2005] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2005. *DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*. Berlin: Beuth Verlag. April 2005
- [DIN2008a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2008. *DIN 25449: Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth Verlag. Februar 2008
- [DIN2008b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2008. *DIN EN 10253-2: Formstücke zum Einschweißen-Teil 2: Unlegierte und legierte ferritische Stähle mit besonderen Prüfanforderungen*. Berlin: Beuth Verlag. September 2008
- [DIN2009a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2009. *DIN 488-1: Betonstahl-Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Berlin: Beuth Verlag. August 2009
- [DIN2009b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2009. *DIN 488-2: Betonstahl-Betonstabstahl*. Berlin: Beuth Verlag. August 2009
- [DIN2009c] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2009. *DIN SPEC 1021-4-1: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton-Teil 4-1: Allgemeines*. Berlin: Beuth Verlag. August 2009
- [DIN2010a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2010. *DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Berlin: Beuth Verlag. Dezember 2010
- [DIN2010b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2010. *DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben-Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Berlin: Beuth Verlag. Dezember 2010
- [DIN2011] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2011. *DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken-Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag. Januar 2011

- [DIN2013] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., Hrsg., 2013. *DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang-National festgelegte Parameter-Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken-Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag. April 2013
- [Don1998] MCDONALD, W. E., 1998. *Evaluation of Grouting Materials for Anchor Embedments in Hardened Concrete*. Abschlussbericht Repair, Evaluation, Maintenance, and Rehabilitation Research Program Bericht Nr. REMR-CS-56. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station
- [Dwe2015] Dwenger, F. und andere, 2015. Experiments on Seismic Performance of Piping Mounted to a Concrete Floor by Post-Installed Anchors. In: *Proceedings of the ASME 2015 Pressure Vessels and Piping Conference (PVP2015)* [online]. [Zugriff am: 07.07.2017]. ASME Digital Collection. Verfügbar unter: DOI: 10.1115/PVP2015-45777
- [Dwe2017] Dwenger, F. und andere, 2017. Development and Verification of Models for Post-installed Anchors under Dynamic Loading and Crack Cycling in the Anchorage Zone. In: *Transactions, SMiRT-24*. Busan, 20.-25. August 2017. Rayleigh: International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology
- [Eli1985] ELIGEHAUSEN, R. und G. SAWADE, 1985. Verhalten von Beton auf Zug. In: L. ELFGREN, Hrsg. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*. Heft 5. Gütersloh: Bauverlag BV, S. 315-322
- [Eli1991a] ELIGEHAUSEN, R., 1991. SP 130-5: Behavior, Design and Testing of Anchors in Cracked Concrete. In: G. A. SENKIW, H. B. LANCELOT III, Hrsg. *SP 130: Anchors in Concrete – Design and Behavior*. Farmington Hills: American Concrete Institute (ACI), S. 123-176
- [Eli1991b] ELIGEHAUSEN, R und J. OŽBOLT, 1991. Use of the Tensile Strength in Anchorage to Concrete. In: *IABSE Reports 62: Structural Concrete*. Stuttgart, IABSE Colloquium 1991. Zürich: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), S. 731-736. ISBN 3-85748-063-7

- [Eli2006] ELIGEHAUSEN, R., R. MALLÉE und J. F. SILVA, 2006. *Anchorage in Concrete Construction*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag. ISBN 978-3-433-01143-0
- [EOTA2010] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS, Hrsg., 2010. *ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete: Annex C: Design Methods for Anchorages*. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA). 3. ergänzte Fassung August 2010
- [EOTA2013a] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS, Hrsg., 2013. *ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete: Part one: Anchors in General*. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA). 2. ergänzte Fassung April 2013
- [EOTA2013b] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS, Hrsg., 2013. *ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete: Part three: Undercut Anchors*. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA). 2. ergänzte Fassung April 2013
- [EOTA2013c] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS, Hrsg., 2013. *ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete: Annex A: Details of Tests*. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA). April 2013
- [EOTA2013d] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS, Hrsg., 2013. *ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete: Annex E: Assessment of Metal Anchors under Seismic Action*. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA). April 2013
- [EOTA2016] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT, 2016. *ETAGs (used as EAD)* [online]. Brüssel: European Organisation for Technical Assessment (EOTA), 06.10.2016 [Zugriff am: 27.02.2017]. Verfügbar unter: URL: <https://www.eota.eu/en-GB/content/etags-used-as-ead/26/>

- [ESC1998] EUROPEAN SEISMOLOGICAL COMMISSION, Hrsg., 1998. *European Macroseismic Scale 1998: EMS-98*. Luxembourg. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Volume 15. ISBN 2-87977-008-4
- [EUR2011] VERORDNUNG (EU) NR. 305/2011 DES EUROPÄISCHEN PARLAMENTS UND DES RATES vom 9. März 2011 (Amtsblatt der Europäischen Union L 88/5 – L 88/43), Bekanntmachung vom 4.4.2011
- [fib2010] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, Hrsg., 2010. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn. ISBN 978-3-433-03061-5
- [FKM2012] FORSCHUNGSKURATORIUM MASCHINENBAU, Hrsg., 2012. *FKM-Richtlinie: Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile*. 6., überarbeitete Ausgabe. Frankfurt am Main: VDMA Verlag. ISBN 978-3-8163-0605-4
- [Fre1928] FRENCH, H. J., H. C. CROSS und A. A. PETERSON, 1928. Creep in five steels at different temperatures. In: *Technologic papers of the bureau of standards*. **22**(362), S. 235-267
- [Frö2016] FRÖHLICH, T., LOTZE, L. und J. HOFMANN, 2016. Large-scale seismic testing of fastenings with post-installed anchors used in nuclear power plants. In: *Proceedings of the 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Tokio, 29. – 31. August 2016. Tokio: The University of Tokyo
- [Fuh1995] FUCHS, W., R. ELIGEHAUSEN und J. E. BREEN, 1995. Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. In: *ACI Structural Journal*. **92**(1), S. 73-94
- [Fuj2003] FUJIKAKE, K. und andere, 2003. Chemically Bonded Anchors Subjected to Rapid Pullout Loading. In: *ACI Materials Journal*. **100**(3), S. 246-252

- [GFZ2013] HELMHOLTZ-ZENTRUM POTSDAM DEUTSCHES GEOFOR-
SCHUNGSZENTRUM GFZ, 2013. *Interaktive Abfrage von Be-
schleunigungs-Antwortspektren für die Gefährdungsniveaus
gemäß DIN19700 für beliebige Orte in Deutschland und von
nationalen Karten der Erdbebengefährdung* [online]. Potsdam:
Helmholtz-Zentrum Potsdam Deutsches GeoForschungsZent-
rum GFZ, 2013 [Zugriff am: 09.12.2016]. Verfügbar unter:
DOI: 10.5880/GFZ.2.6.2012.001
- [Grü2009] GRÜNTHAL, G., C. BOSSE und D. STROMEYER, 2009. *Die
neue Generation der probabilistischen seismischen Gefähr-
dungseinschätzung der Bundesrepublik Deutschland: Version
2007 mit Anwendung für die Erdbeben-Lastfälle der
DIN 19770:2004-07 „Stauanlagen“ (Scientific Technical Report
STR09/07)*. Potsdam: Helmholtz-Zentrum Potsdam Deutsches
GeoForschungsZentrum GFZ. ISSN 1610-0956
- [Hoe2006] HOEHLER, M. S., 2006. *Behavior and Testing of Fastenings to
Concrete for use in Seismic Applications* [Dissertation].
Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität
Stuttgart
- [Hof2004] HOFMANN, J. E., 2004. *Tragverhalten und Bemessung von
Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem
Beton* [Dissertation]. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bau-
wesen Universität Stuttgart
- [Hof2015] HOFMANN, J., V. MAHADIK und A. SHARMA, 2015. Modelling
structure-anchor-component interaction for nuclear safety relat-
ed structures under seismic loads - Part 2: Development of nu-
merical model. In: *Transactions, SMiRT-23*. Manchester,
10.-14. August 2015. Rayleigh: International Association for
Structural Mechanics in Reactor Technology
- [Hou1968] HOU, S., 1968. *Earthquake Simulation Models and their Appli-
cations* [Technischer Bericht TR R68-17]. Cambridge: Massa-
chusetts Institute of Technology (MIT)
- [Hus1969] HUSID, R., 1969. Características de terremotos: Análisis gen-
eral. In: *Revista del IDIEM*. 8(1), S. 21-42

- [IAEA2016] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, 2016. *Ageing Management of Concrete Structures in Nuclear Power Plants*. IAEA Nuclear Energy Series No. NP-T-3.5. Wien: International Atomic Energy Agency (IAEA). ISSN 1995-7807
- [Jen1968] JENNINGS, P. C., G. W. HOUSNER und N. C. TSAI, 1968. *Simulated earthquake motions* [Forschungsbericht]. Pasadena: California Institute of Technology-Earthquake Engineering Research Laboratory (EERL)
- [Joh1983] JOHNSON, J. R. und W. H. COOK, 1983. A constitutive model and data for metals subjected to large strains and high strain rates and high temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. S. 541-547
- [Kau1978] KAUSEL, E. und andere, 1978. The spring method for embedded foundations. In: *Nuclear Engineering and Design*. **48**(2-3), S. 377-392
- [Ker2015] KERKHOF, K. und andere, 2015. *Wechselwirkungen des gekoppelten Systems „Bauwerk-Befestigung (Dübel-Konstruktion)-Rohrleitung“ bei Erdbebenbeanspruchung: Experimenteller Teil, Phase I*. Abschlussbericht Reaktorsicherheitsforschung BMWi-Vorhaben Nr. 1501450. Stuttgart: Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart
- [Kli1998] KLINGNER, R. E. und andere, 1998. *Anchor Bolt Behavior and Strength During Earthquakes*. Abschlussbericht NRC-Forschungsvorhaben Nr. NRC-03-92-05 „Anchor Bolt Behavior and Strength During Earthquakes“ Bericht Nr. NUR-EC/CR-5434. Austin: Department of Civil Engineering, University of Texas
- [KTA1990] KERNTECHNISCHER AUSSCHUSS, Hrsg., 1990. *KTA 3205.2: Komponentenstützkonstruktionen mit nichtintegralen Anschlüssen: Teil 2: Komponentenstützkonstruktionen mit nichtintegralen Anschlüssen für druck- und aktivitätsführende Komponenten in Systemen außerhalb des Primärkreises*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 1990
- [KTA1992] KERNTECHNISCHER AUSSCHUSS, Hrsg., 1992. *KTA 2201.6: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 6: Maßnahmen nach Erdbeben*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 1992

- [KTA1996] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 1996. *KTA 2201.5: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 5: Seismische Instrumentierung*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 1996
- [KTA1998] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 1998. *KTA 3201.1: Komponenten des Primärkreises von Leichtwasserreaktoren: Teil 1: Werkstoffe und Erzeugnisformen*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 1998
- [KTA2000] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2000. *KTA 3211.1: Druck- und aktivitätsführende Komponenten von Systemen außerhalb des Primärkreises: Teil 1: Werkstoffe*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 2000
- [KTA2002] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2002. *KTA 3205.1: Komponentenstützkonstruktionen mit nichtintegralen Anschlüssen: Teil 1: Komponentenstützkonstruktionen mit nichtintegralen Anschlüssen für Primärkreiskomponenten in Leichtwasserreaktoren*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Juni 2002
- [KTA2005] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2005. *KTA-GS-78: Sachstandsbericht: Empfehlungen zur Berücksichtigung aktueller bautechnischer Normen bei Anwendung der KTA-Regeln*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2005
- [KTA2006] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2006. *KTA 3205.3: Komponentenstützkonstruktionen mit nichtintegralen Anschlüssen: Teil 3: Serienmäßige Standardhalterungen*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2006
- [KTA2011] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2011. *KTA 2201.1: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 1: Grundsätze*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2011
- [KTA2012a] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2012. *KTA 2201.2: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 2: Baugrund*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2012

- [KTA2012b] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2012. *KTA 2201.4: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 4: Anlagenteile*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2012
- [KTA2013a] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2013. *KTA-GS-80: Sachstandsbericht: Verwendung von Dübelverbindungen in Kernkraftwerken*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), März 2013
- [KTA2013b] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2013. *KTA 2201.3: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen: Teil 3: Bauliche Anlagen*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2013
- [KTA2013c] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2013. *KTA 3201.2: Komponenten des Primärkreises von Leichtwasserreaktoren: Teil 2: Auslegung, Konstruktion und Berechnung*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2013
- [KTA2013d] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2013. *KTA 3211.2: Druck- und aktivitätsführende Komponenten von Systemen außerhalb des Primärkreises: Teil 2: Auslegung, Konstruktion und Berechnung*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2013
- [KTA2014] KERntechnischer AUSSCHUSS, Hrsg., 2013. *KTA 3407: Rohrdurchführungen durch den Reaktorsicherheitsbehälter*. Salzgitter: Kerntechnischer Ausschuss (KTA), November 2014
- [Kus2011] KUSSMAUL, K., 2011. *Entwicklungen in der Reaktorsicherheitstechnik* [Präsentation]. *Philosophie und Technologie*. Stuttgart: Prof. Karl Kußmaul, 00.00.2011
- [Lau2013] LAUFS, P., 2013. *Reaktorsicherheit für Leistungskraftwerke: Die Entwicklung im politischen und technischen Umfeld der Bundesrepublik Deutschland*. 1. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag. ISBN 978-3-642-30654-9
- [LBW2010] LANDESBAUORDNUNG FÜR BADEN-WÜRTTEMBERG (LBO) in der Fassung vom 5. März 2010 (GBl. 2010, 357, ber. S. 416), letzte berücksichtigte Änderung: mehrfach geändert durch Artikel 1 des Gesetzes vom 11. November 2014 (GBl. S. 501)

- [Ley2011] LEYDECKER, G., 2011. *Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008*. Stuttgart: Schweizerbart science publishers. Geologisches Jahrbuch Reihe E. Band E59. ISBN 978-3-510-95989-1
- [LIS2015] LISEGA SE, 2015. *Standardhalterungen 2020*. Zeven: LISEGA. Ausgabe Januar 2015
- [Liu1969] LIU, S., 1969. Autocorrelation and power spectral density functions of the Parkfield earthquake of June 27, 1966. In: *Bulletin of the Seismological Society of America*. **59**(4), S. 1475-1493
- [Lot1993] LOTZE, D., 1993. *Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung* [Dissertation]. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart
- [Lot1997] LOTZE, D. und R. E. KLINGNER, 1997. *Behavior of multiple-anchor connections to concrete from the perspective of plastic theory*. Abschlussbericht NRC-Forschungsvorhaben Nr. NRC-03-92-05 „Anchor Bolt Behavior and Strength During Earthquakes“ PMFSEL-Bericht Nr. 96-4. Austin: Department of Civil Engineering, University of Texas
- [Lut2011] LUTHER, T. und H. SADEGH-AZAR, 2011. Ein probabilistisches Konzept zur Ermittlung von Dübelverschiebungen bei Erdbebeneinwirkung. In: C. Könke, Hrsg. *12. D-A-CH Tagung 2011: Erdbeben und Baudynamik*. Hannover, 15.-16. September 2011. Weimar: Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB), ISBN 3-930108-11-9
- [Maa2015] MAHADIK, V., A. SHARMA und J. HOFMANN, 2015. Modelling structure-anchor-component interaction for nuclear safety related structures under seismic loads - Part 1: Generation of experimental database. In: *Transactions, SMiRT-23*. Manchester, 10.-14. August 2015. Rayleigh: International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology
- [Maa2016] MAHADIK, V., A. SHARMA und J. HOFMANN, 2016. *Spring Model for Fischer FZA-18x80-M12/25 and Hilti HDA-T-22-M12x125/30 Undercut Anchors – Evaluation Report*. Bericht Nr. AF 16/01-GRS/03. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart (nicht veröffentlicht)

- [Mah2010] MAHREHOLTZ, P. und R. ELIGEHAUSEN, 2010. Behavior of anchor groups installed in cracked concrete under simulated seismic actions. In: B. H. Oh und andere, Hrsg. *Proceedings of FraMCoS-7*. Seoul: Korea Concrete Institute, S. 816-822. ISBN 978-89-5708-181-5
- [Mah2012] MAHREHOLTZ, P., 2012. *Experimental Performance and Recommendations for Qualification of Post-installed Anchors for Seismic Applications* [Dissertation]. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart
- [Mah2015] MAHREHOLTZ, P. und R. ELIGEHAUSEN, 2015. Post-installed concrete anchors in nuclear power plants: Performance and qualification. In: *Nuclear Engineering and Design*. **287**(1), S. 48-56
- [Mah2016] MAHREHOLTZ, P. und andere, 2016. Behavior of post-installed anchors tested by stepwise increasing cyclic load protocols. In: *ACI Structural Journal* [online]. **113**(5), S. 997-1008 [Zugriff am: 14.02.2017]. ACI Bookstore. Verfügbar unter: DOI: 10.14359/51689023
- [Mar2008] MAHREHOLTZ, C., 2008. *Influence of High Rate Hilti HDA – Test Report Part 1*. Bericht Nr. AF 08/02-RWE07/01. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen Universität Stuttgart (nicht veröffentlicht)
- [Med1969] MEDVEDEV, S. V. und W. SPONHEUER, 1969. Scale of seismic intensity. In: *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. S. A2-143-A2-153
- [Mor1973] MORRONE, A., 1973. Damping values of nuclear power plant components. In: *Nuclear Engineering and Design*. **26**(3), S. 343-363
- [NRC2014] U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION, Hrsg., 2014. *Regulatory Guide 1.60: Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants*. Rockville: U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), Juli 2014

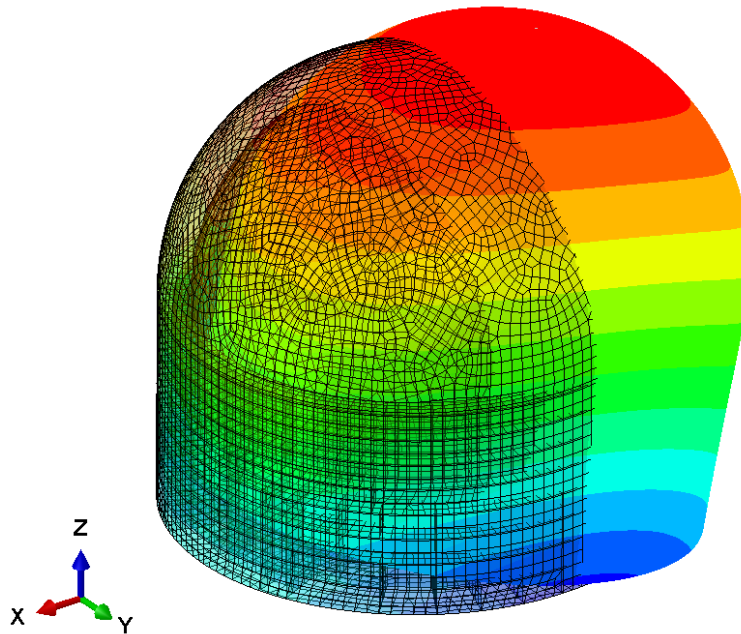
- [PEER2013] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING CENTER, 2013. *PEER Ground Motion Database: NGA-West2* [online]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Center (PEER), University of California [Zugriff am: 09.03.2017]. Verfügbar unter: URL: <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- [Ray1877] RAYLEIGH, J. W. S., 1877. *The Theory of Sound: Volume I*. London: Macmillan and Co.
- [Reh1988] REHM, G., R. ELIGEHAUSEN und R. MALLÉE, 1988. Befestigungstechnik. In: *Beton-Kalender Jahrgang 1988*. Band 2, Abschnitt D. S. 569-663. Berlin: Ernst & Sohn Verlag
- [Rie2009] RIEDER, A., 2009. *Seismic response of post-installed anchors in concrete* [Dissertation]. Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau Universität für Bodenkultur Wien
- [RSG2014] R.S. GROUP, 2014. *CONSULTANCY* [online]. [Zugriff am: 19.04.2017]. Verfügbar unter: URL: <http://www.rsgroupind.com/what-we-do/consultancy/>
- [RSK2010] REAKTOR-SICHERHEITSKOMMISSION, Hrsg., 2010. *Anlage 1 zum Ergebnisprotokoll der 426. Sitzung der Reaktor-Sicherheitskommission am 20.05.2010: Anforderungen an Dübelverbindungen in Kernkraftwerken*. Bonn: Reaktor-Sicherheitskommission (RSK), 21.05.2010
- [RSK2011] REAKTOR-SICHERHEITSKOMMISSION, Hrsg., 2011. *RSK-Stellungnahme 11.-14.05.2011 (437. RSK-Sitzung): Anlagenspezifische Sicherheitsüberprüfung (RSK-SÜ) deutscher Kernkraftwerke unter Berücksichtigung der Ereignisse in Fukushima-I (Japan)*. Bonn: Reaktor-Sicherheitskommission (RSK), 11.-14.05.2011
- [Sal1992] SALMON, M. W. und R. P. KENNEDY, 1992. *Strong Motion Duration and Earthquake Magnitude Relationships*. Bericht Nr. UCRL-CR-117769. Livermore: Lawrence Livermore National Laboratory
- [Sar1973] SARAGONI, G. R. und G. C. HART, 1973. Simulation of artificial earthquakes. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2(3), S. 249-267

- [Scr1990] SCHRAMMEL, D. und H. STEINHILBER, 1990. *HDR Sicherheitsprogramm: Strukturdynamische Untersuchungen am HDR-Erdbebenversuche bei hohem Anregungsniveau für ein Rohrleitungssystem mit verschiedenen Halterungskonzepten*. Technischer Fachbericht Nr. 96-90 Reaktorsicherheitsforschung BMFT-Vorhaben Nr. RS 1500 123 C5. Karlsruhe: Kernforschungszentrum Karlsruhe
- [SEAC1997] STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF SOUTHERN CALIFORNIA, Hrsg., 1997. *Standard method of cyclic load test for anchors in concrete or grouted masonry*. San Dimas: Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC)
- [SED2016] SCHWEIZERISCHER ERDBEBENDIENST, 2016. *Häufig gestellte Fragen (FAQ)* [online]. *Erdbebenbegriffe – Was bedeutet die Intensität gemäss Europäischer Makroseismische Skala 1998 (EMS-98)?*. Zürich: Schweizerischer Erdbebendienst (SED), 2016 [Zugriff am: 10.04.2017]. Verfügbar unter: URL: <http://www.seismo.ethz.ch/de/knowledge/things-to-know/faq/>
- [Sel2016] SCHELLBACH, K. und G. GRÜNTHAL, 2016. Historische Seismologie: Schlüssel für verlässlichere Daten zur Abschätzung der Erdbebengefährdung. In: *System Erde* [online]. **6**(1), S. 44-49 [Zugriff am: 08.12.2016]. GFZ-Journal. Verfügbar unter: DOI: 10.2312/GFZ.syserde.06.01.7
- [Sha2015] SHARMA, A., V. MAHADIK und J. HOFMANN, 2015. Crack cycling tests on undercut anchors for application in nuclear safety related structures with different tension loading protocols. In: *Transactions, SMiRT-23*. Manchester, 10.-14. August 2015. Rayleigh: International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology
- [Spe2009] SPEARS, R. E. und S. R. JENSEN, 2009. Approach for Selection of Rayleigh Damping Parameters Used for Time History Analysis. In: *Proceedings of the ASME 2009 Pressure Vessels and Piping Conference (PVP2009)* [online]. S. 17-24 [Zugriff am: 03.05.2017]. ASME Digital Collection. Verfügbar unter: DOI: 10.1115/PVP2009-77257
- [Tao2007] TAO, G. und Z. XIA, 2007. Ratcheting behavior of an epoxy polymer and its effect on fatigue life. In: *Polymer Testing*. **26**(4), S. 451-460

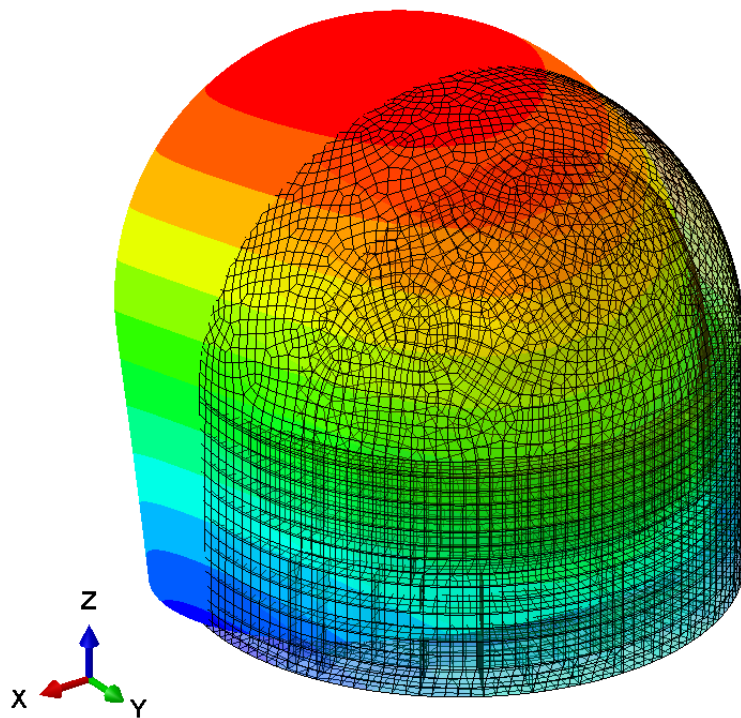
- [Tha2014] THAI, D.-K., S.-E. KIM und H.-K. LEE, 2014. Effects of reinforcement ratio and arrangement on the structural behavior of a nuclear building under aircraft impact. In: *Nuclear Engineering and Design*. **276**(1), S. 228-240
- [Tri1975] TRIFUNAC, M. D. und A. G. BRADY, 1975. A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. In: *Bulletin of the Seismological Society of America*. **65**(3), S. 581-626
- [TÜV2009] VERBAND DER TÜV E. V., Hrsg., 2009. *AD 2000-Regelwerk: Taschenbuch-Ausgabe 2009*. 6. Auflage. Berlin: Beuth Verlag. ISBN 978-3-410-17733-3
- [USGS2016] U. S. GEOLOGICAL SURVEY, 2016. *Global Vs30 Map Server* [online]. *USGS Earthquake Hazard Program*. Reston: U. S. Geological Survey (USGS), 2016 [Zugriff am: 06.12.2016]. Verfügbar unter: URL: <http://earthquake.usgs.gov/hazards/apps/vs30/custom.php>
- [Van1976] VANMARCKE, E. H. und D. A. GASPARINI, 1976. *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra* [Forschungsbericht R76-4]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology (MIT)
- [VDI2004] VEREIN DEUTSCHER INGENIEURE E. V., Hrsg., 2004. *VDI 3842: Schwingungen in Rohrleitungssystemen*. Berlin: Beuth Verlag. Juni 2004
- [Vol2007] VOLKMER, M., 2007. *Kernenergie Basiswissen*. Berlin: Informationskreis KernEnergie. ISBN 3-926956-44-5
- [Wat2011] WATKINS, D. A., 2011. *Seismic Behavior and Modeling of Anchored Nonstructural Components Considering the Influence of Cyclic Cracks* [Dissertation]. San Diego: University of California
- [Wie2007] WIEGAND, H., K.-H. KLOOS und W. THOMALA, 2007. *Schraubenverbindungen: Grundlagen, Berechnung, Eigenschaften, Handhabung*. 5. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag. ISBN 978-3-540-21282-9
- [Wör1985] WÖRNER, J. D., 1985. *Ausloten der Sicherheitsreserven in der Übertragungskette Bauwerk-Komponenten bei Erdbeben*. Abschlussbericht BMFT-Vorhaben Nr. 150520. Frankfurt: König und Heunisch Beratende Ingenieure

- [Yus2013] YU, S.-S., Y.-B. LU und Y. CAI, 2013. The strain-rate effect of engineering materials and its unified model. In: *Latin American Journal of Solids and Structures*. **10**(4), S. 833-844

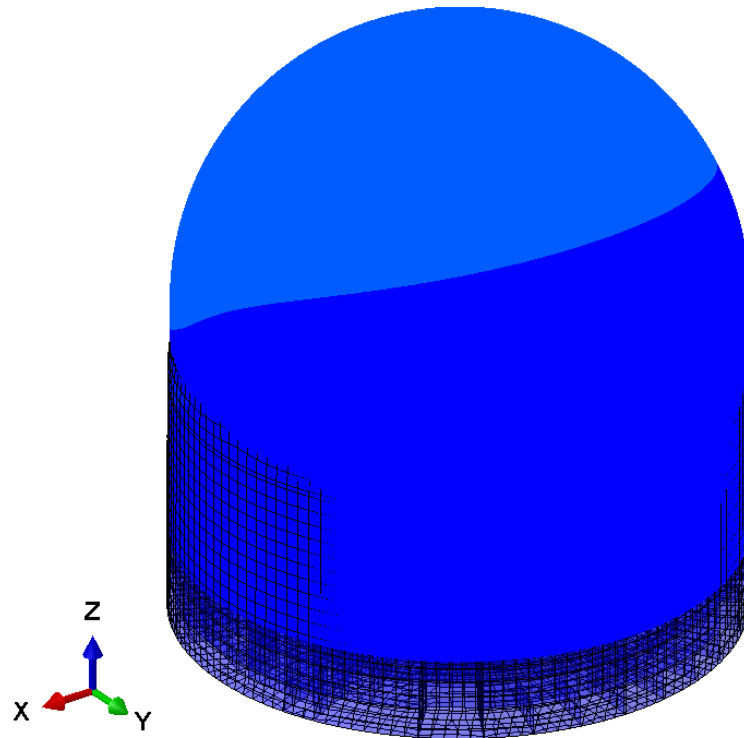
Anhang A: Eigenformen des Reaktorgebäudes



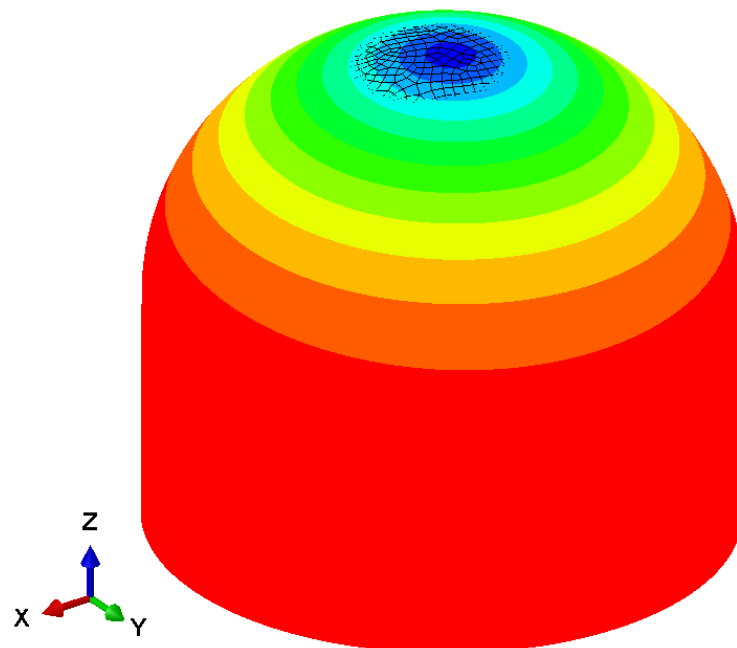
1. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 1,39 Hz (Translatorisch in horizontaler Richtung 1/x-Richtung)



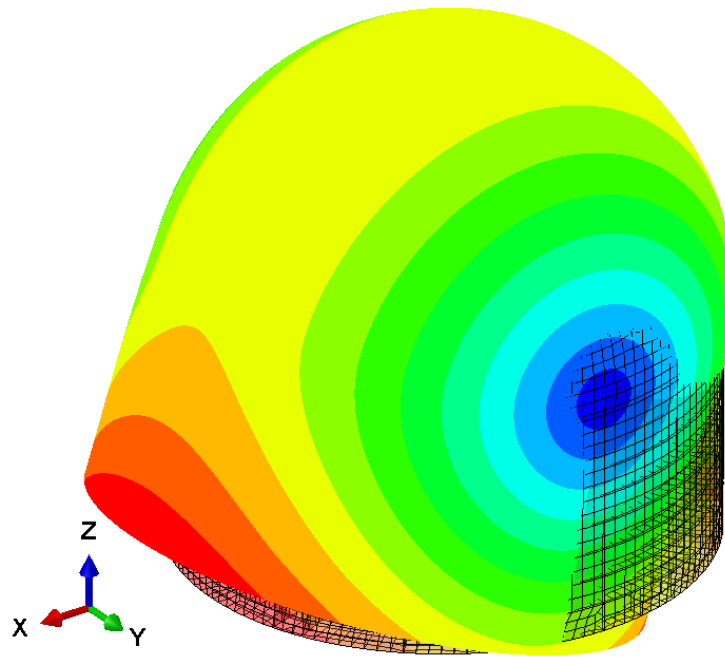
2. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 1,40 Hz (Translatorisch in horizontaler Richtung 2/y-Richtung)



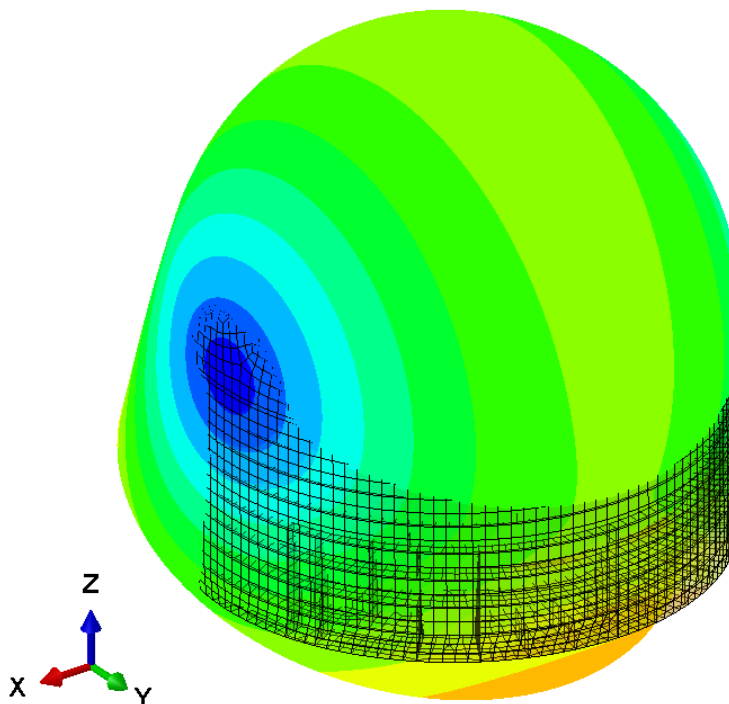
3. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 1,84 Hz (Translatorisch in vertikaler Richtung/z-Richtung)



4. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 2,60 Hz (Rotatorisch in vertikaler Richtung/z-Richtung)



5. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 3,13 Hz (Rotatorisch in horizontaler Richtung 2/y-Richtung)

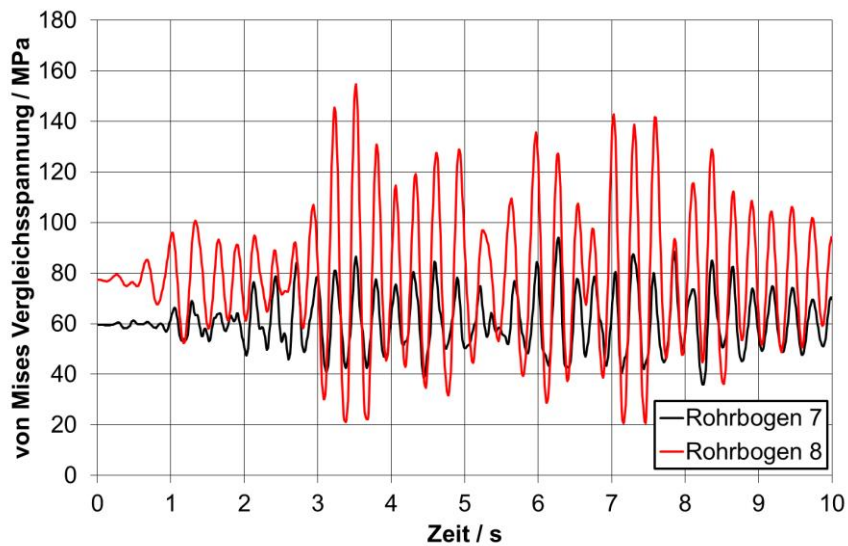
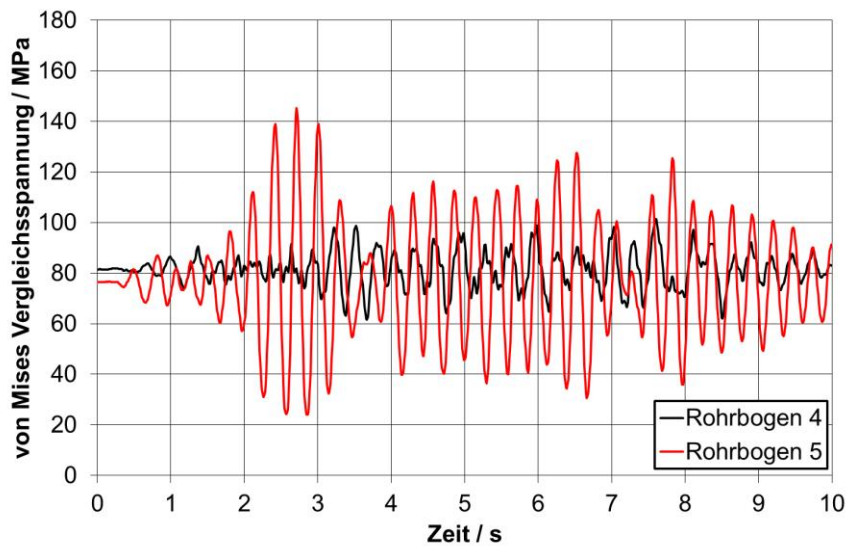
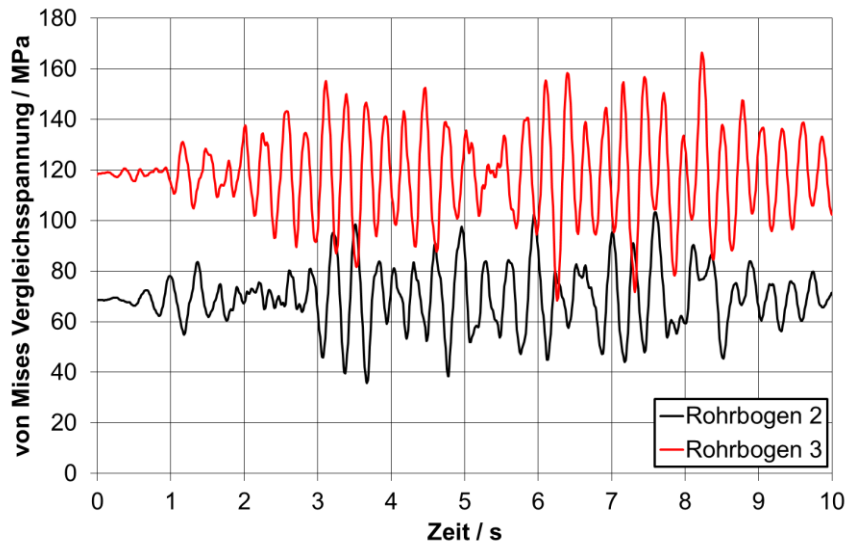


6. Eigenform des Reaktorgebäudes bei 3,14 Hz (Rotatorisch in horizontaler Richtung 1/x-Richtung)

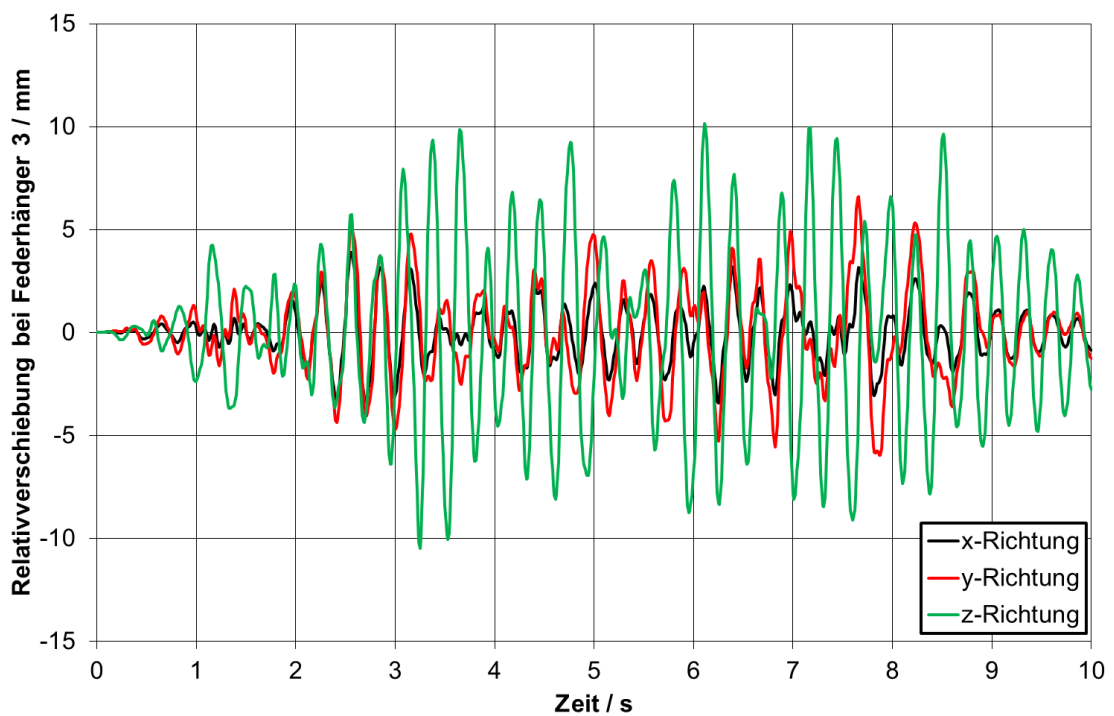
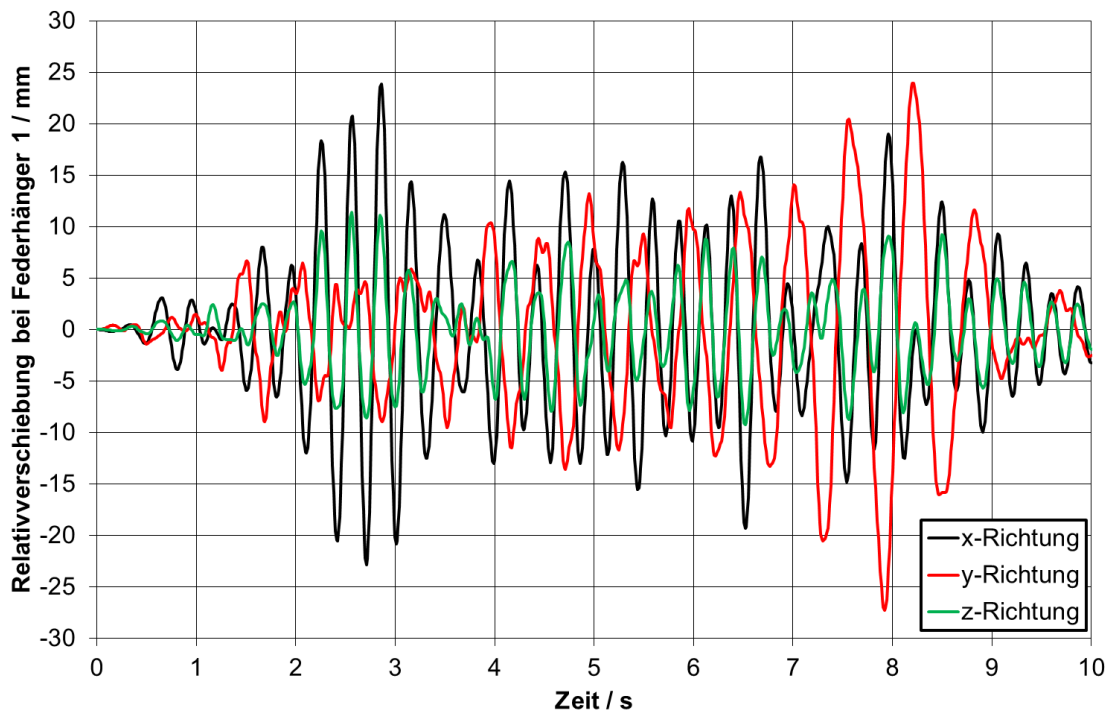
Anhang B: Vergleich der berechneten Eigenfrequenzen am nicht unterteilten und unterteilten Rohrleitungsmodell

Eigenfrequenzen des nicht unterteilten Systems		Eigenfrequenzen des unterteilten Systems		Abweichung / %
Eigenform Nr.	Frequenz / Hz	Eigenform Nr.	Frequenz / Hz	
1	2,5795	1	2,5687	-0,419
2	3,0824	2	3,0699	-0,406
3	5,0321	3	4,9784	-1,067
4	7,1881	4	7,082	-1,476
5	7,9432	5	7,9195	-0,298
6	9,9988	6	9,972	-0,268
7	12,076	7	11,688	-3,213
8	15,291	8	15,254	-0,242
9	15,846	9	15,721	-0,789
10	20,433	10	20,347	-0,421
11	24	11	23,955	-0,188
12	25,412	12	24,854	-2,196
13	30,279	13	30,199	-0,264
14	38,177	14	38,159	-0,047
15	40,334	15	40,276	-0,144
16	45,848	16	45,835	-0,028
17	54,938	17	54,925	-0,024
18	58,826	Eigenform des abgekoppelten Teilsystems		
19	64,084	18	64,081	-0,005
20	67,824	19	67,682	-0,209
21	72,357	20	72,256	-0,140
22	78,376	21	78,321	-0,070
23	79,912	Eigenform des abgekoppelten Teilsystems		
24	88,297	22	88,153	-0,163
25	93,041	23	92,948	-0,100

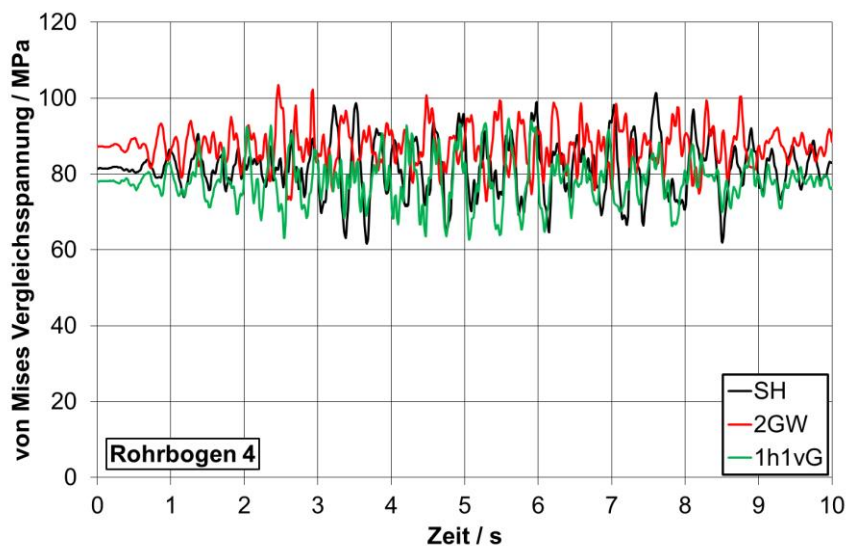
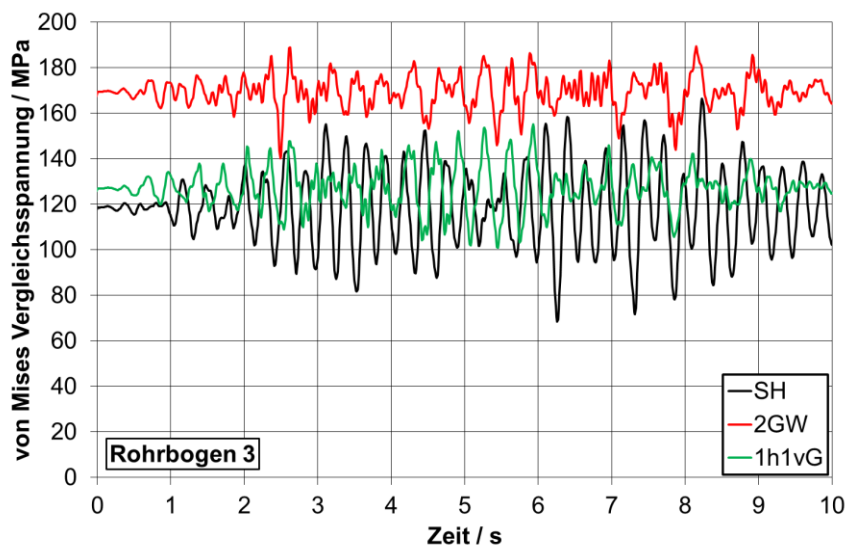
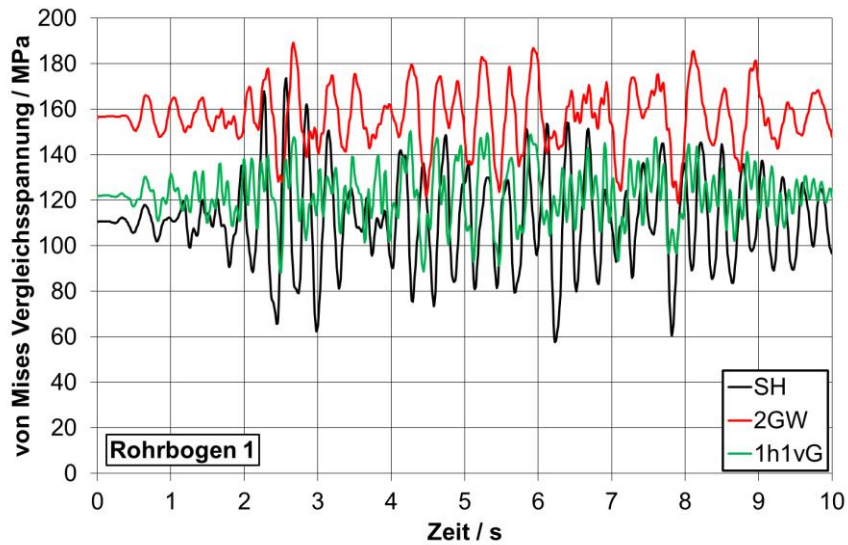
Anhang C: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung für das statische Halterungskonzept

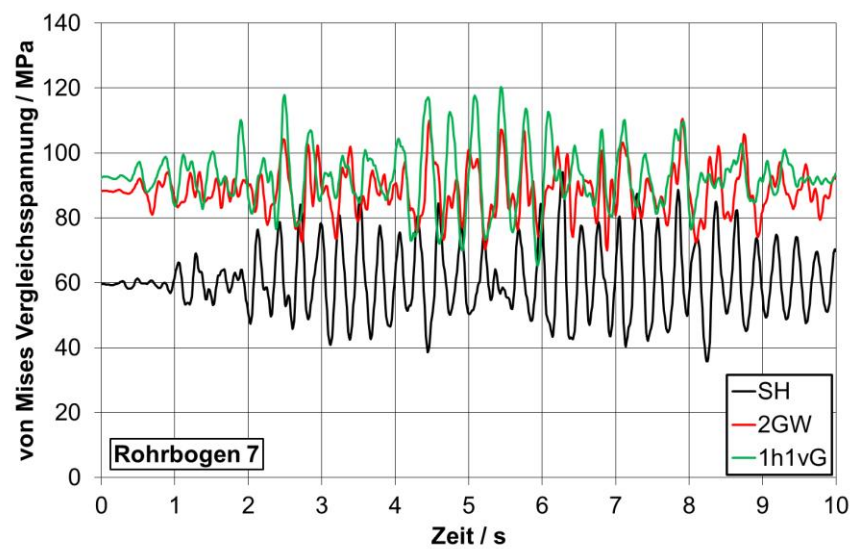
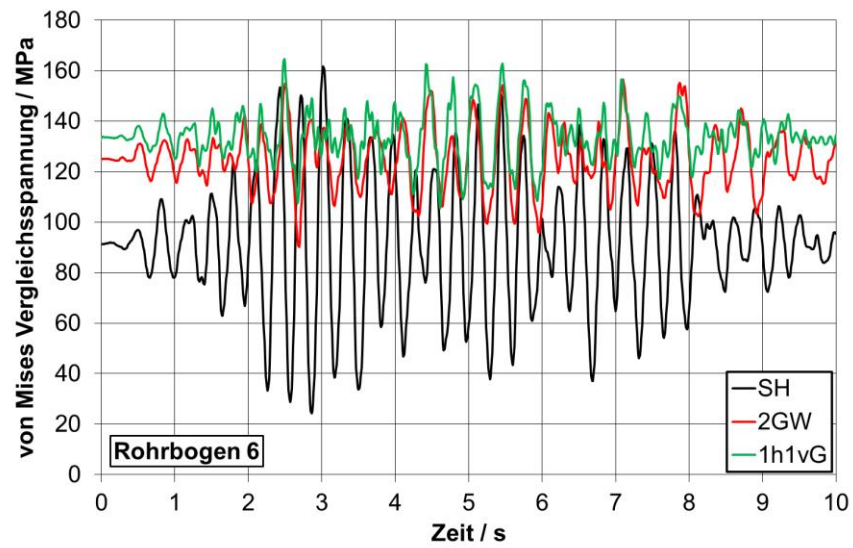
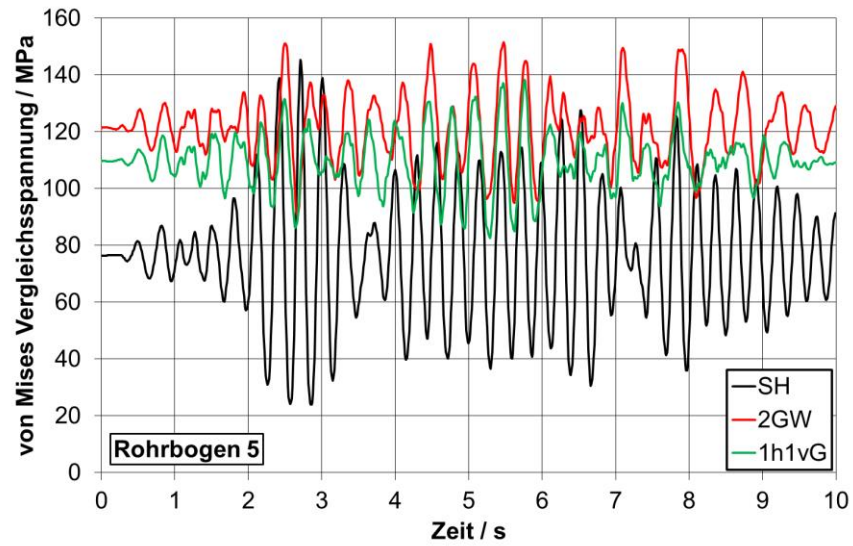


Anhang D: Zeitverläufe der Relativverschiebungen für das statische Halterungskonzept

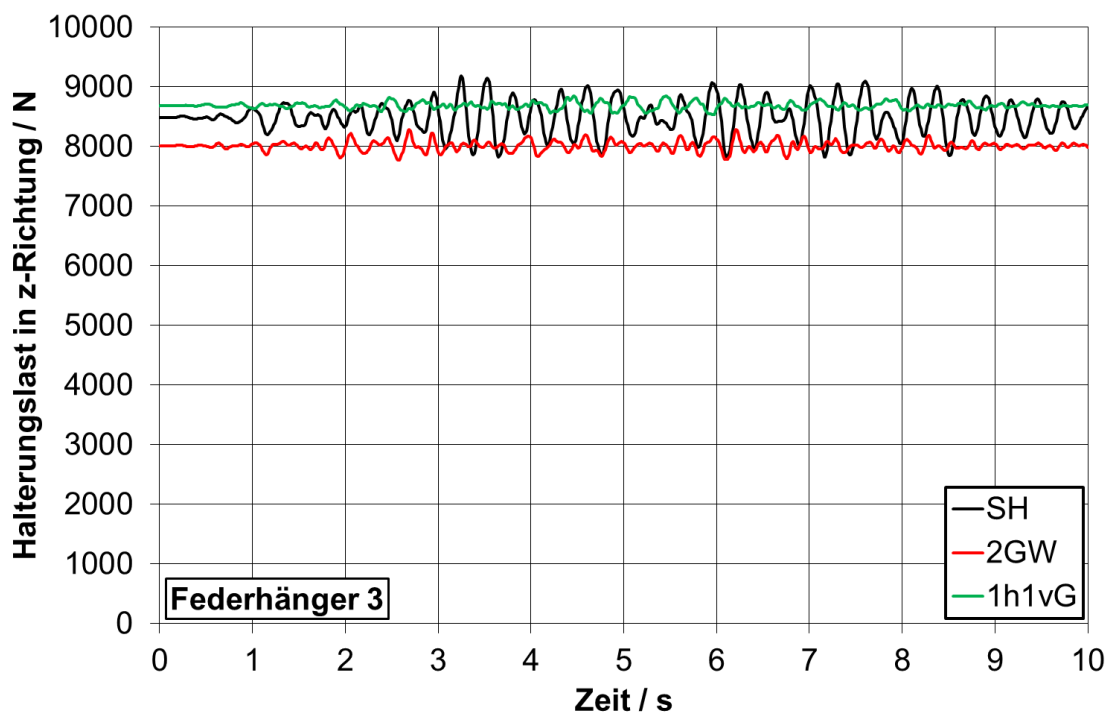
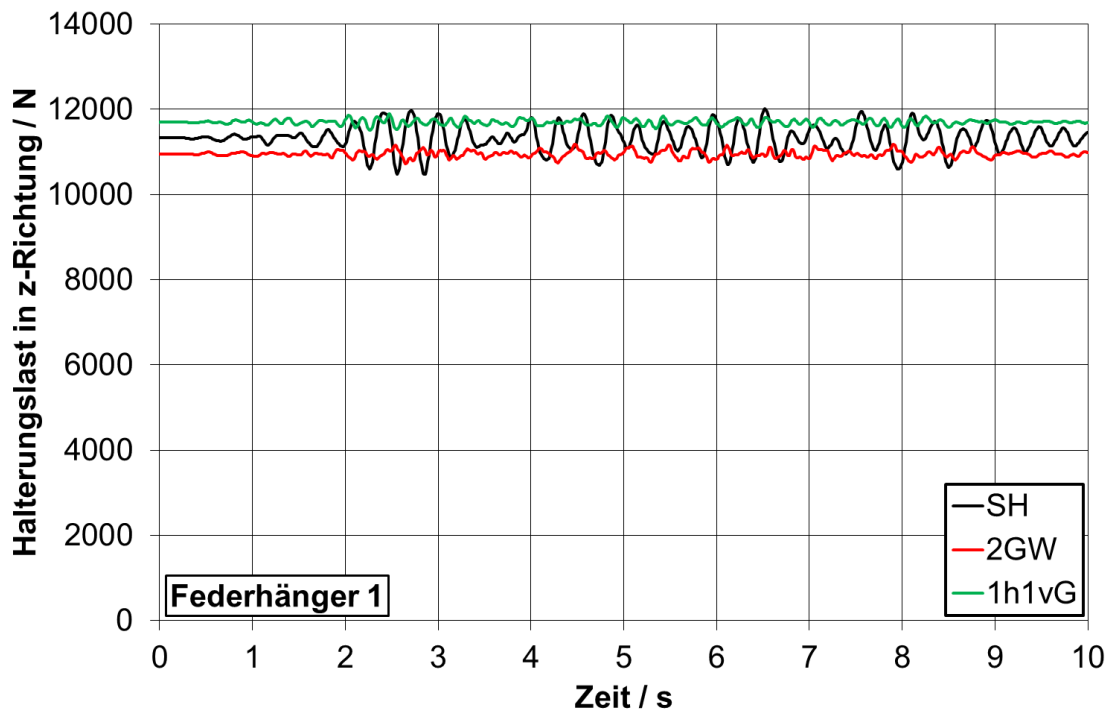


Anhang E: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung für unterschiedliche Halterungskonzepte

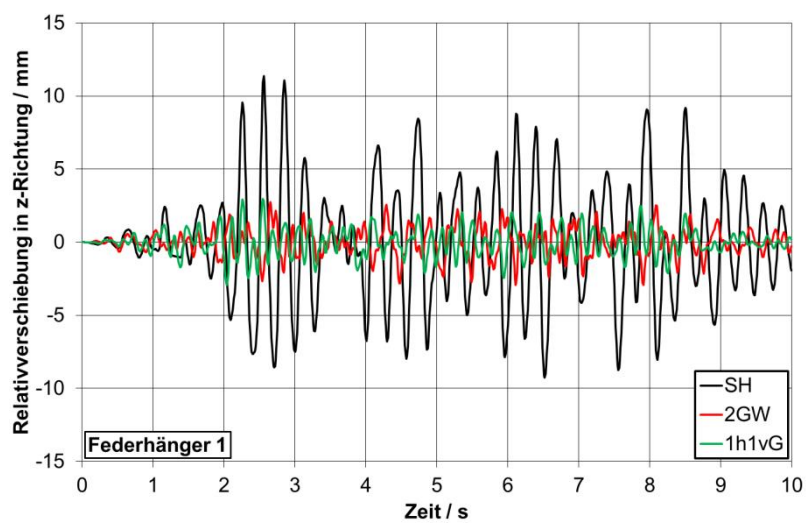
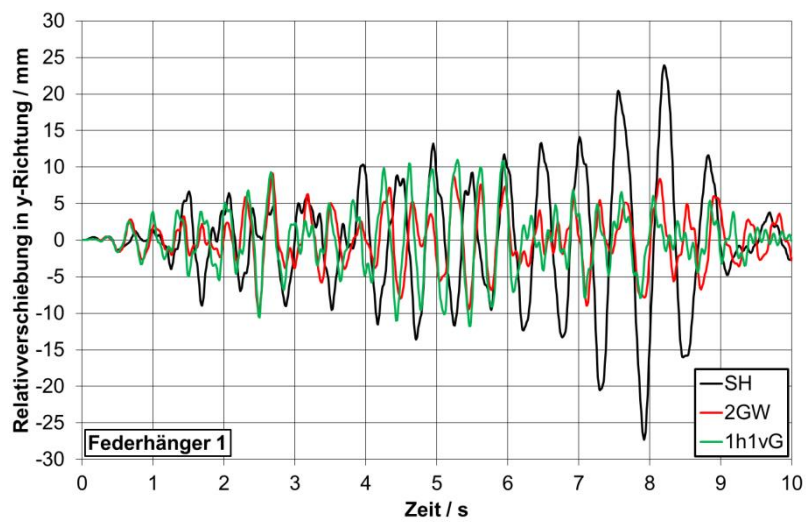
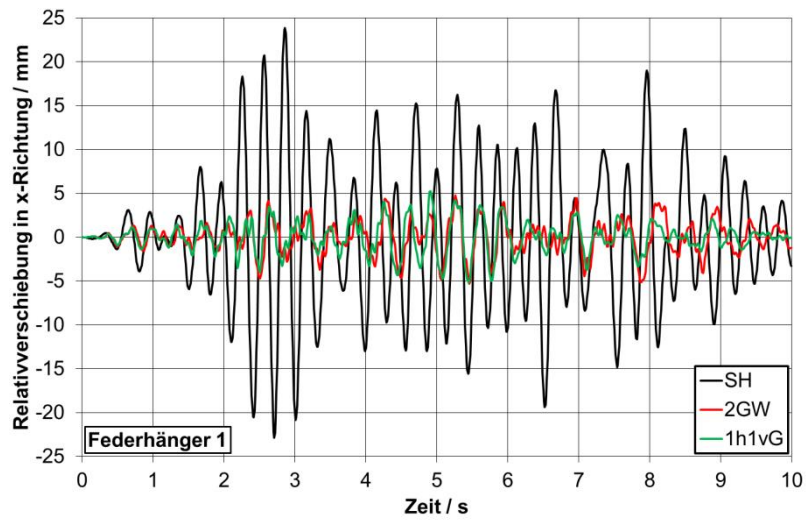


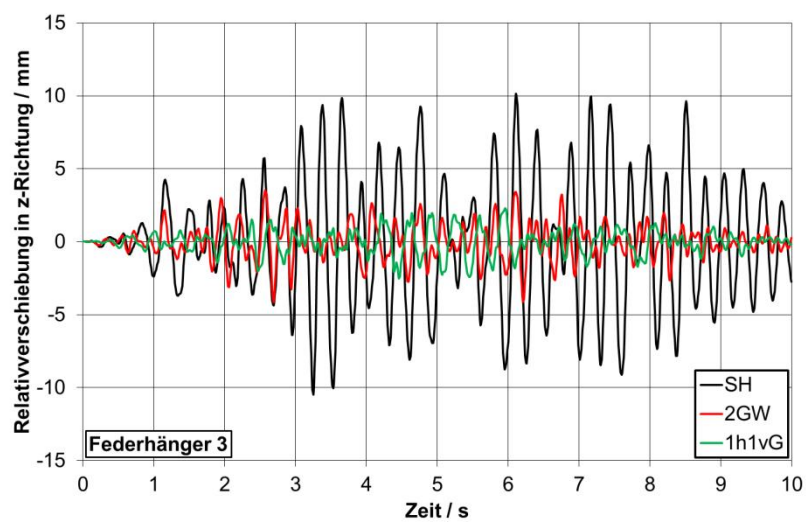
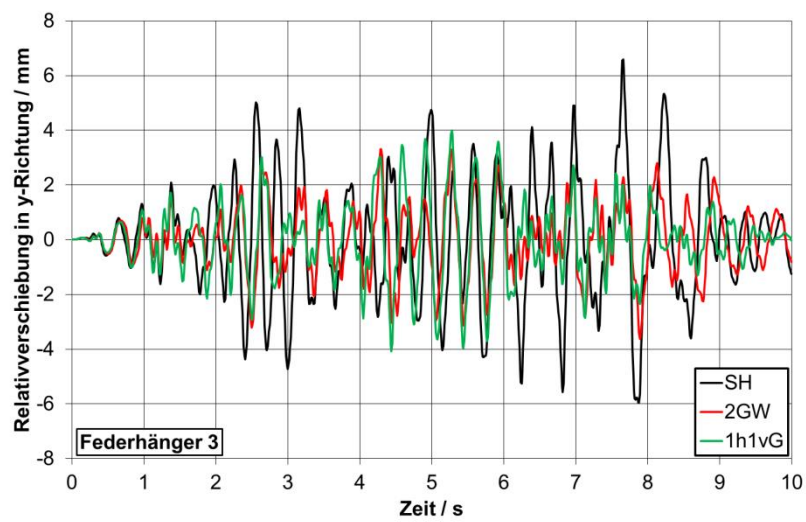
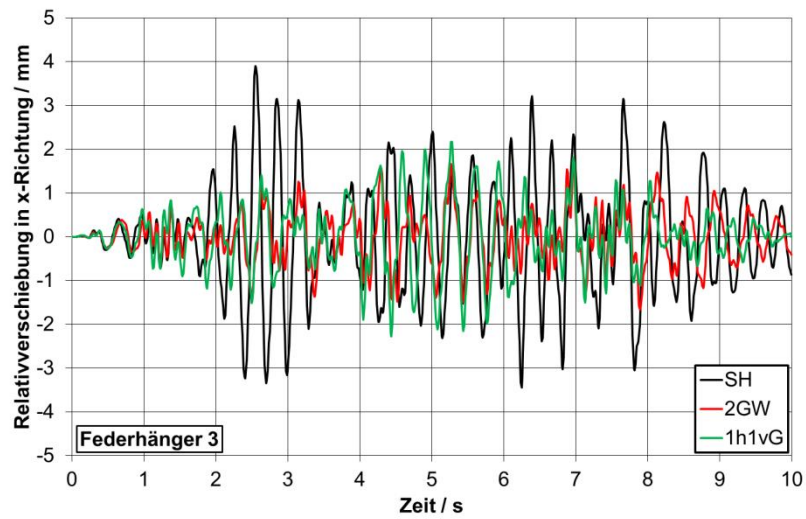


Anhang F: Zeitverläufe der Federhängerlasten für unterschiedliche Halterungskonzepte

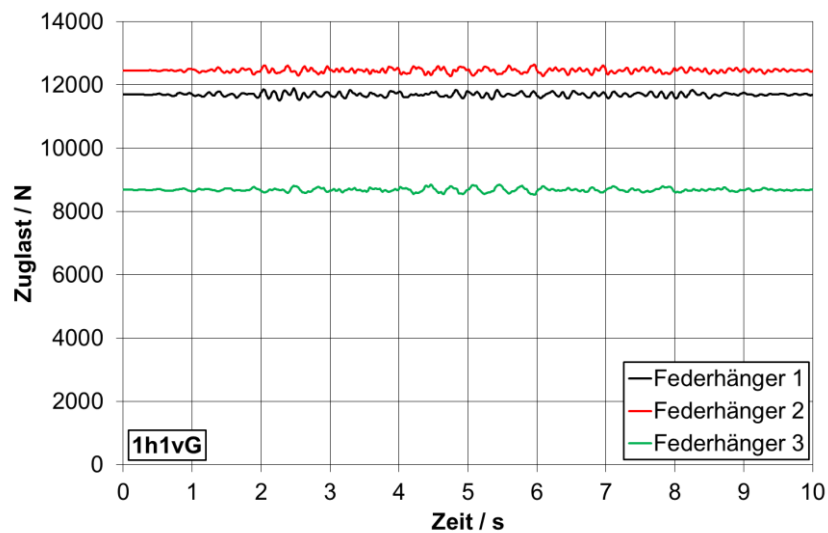
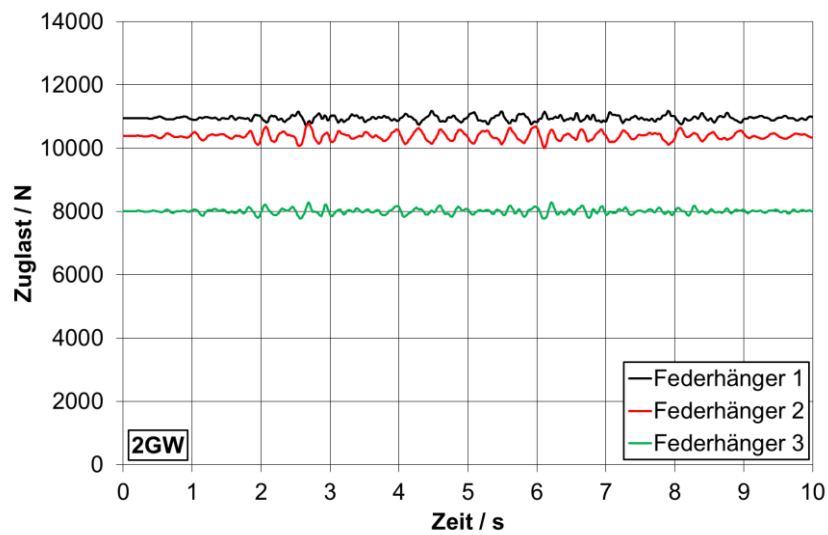
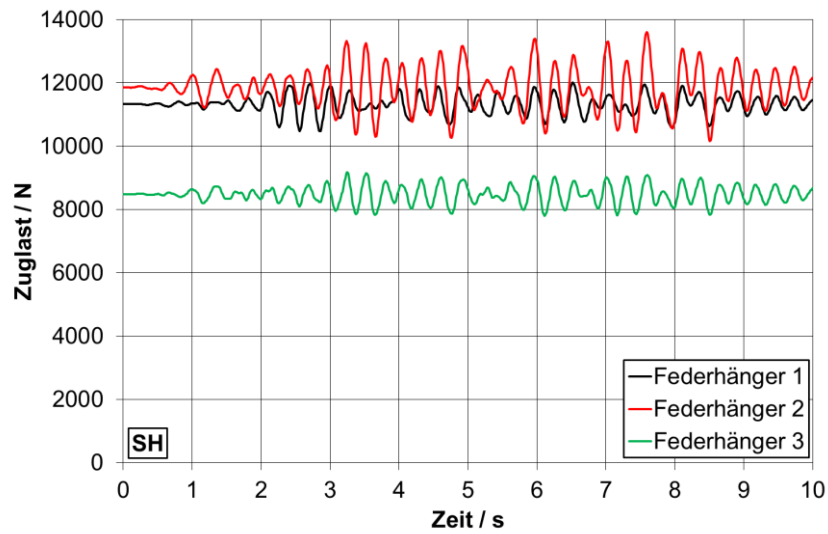


Anhang G: Zeitverläufe der Relativverschiebungen für unterschiedliche Halterungskonzepte

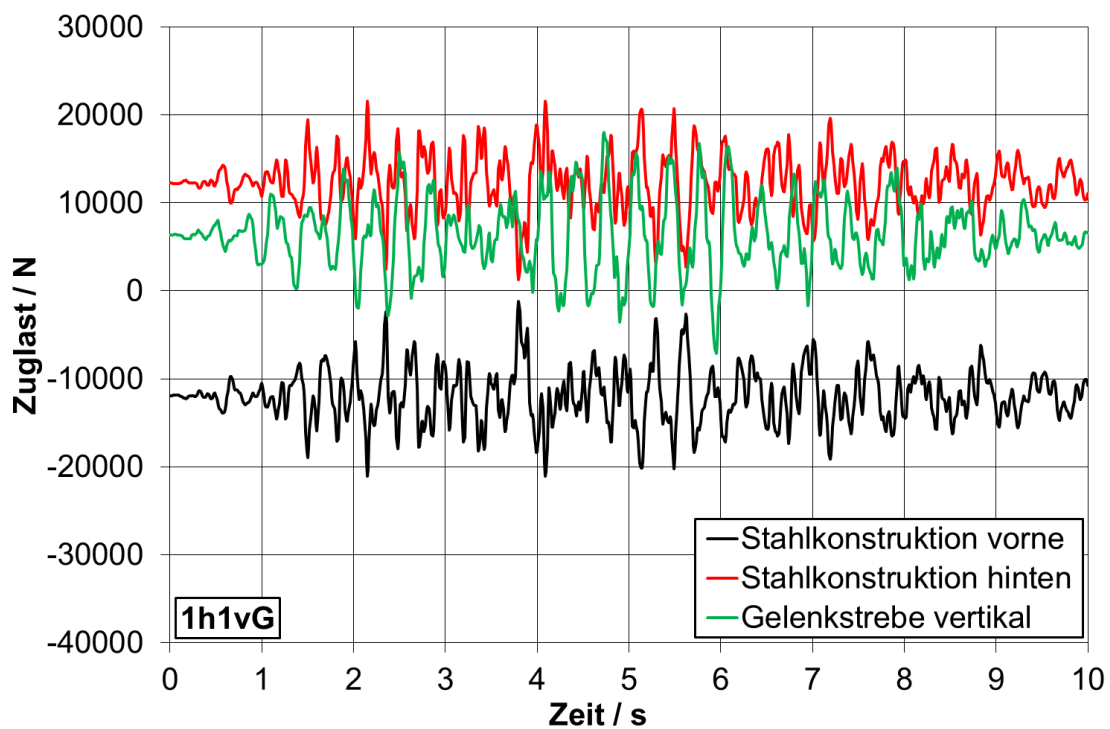
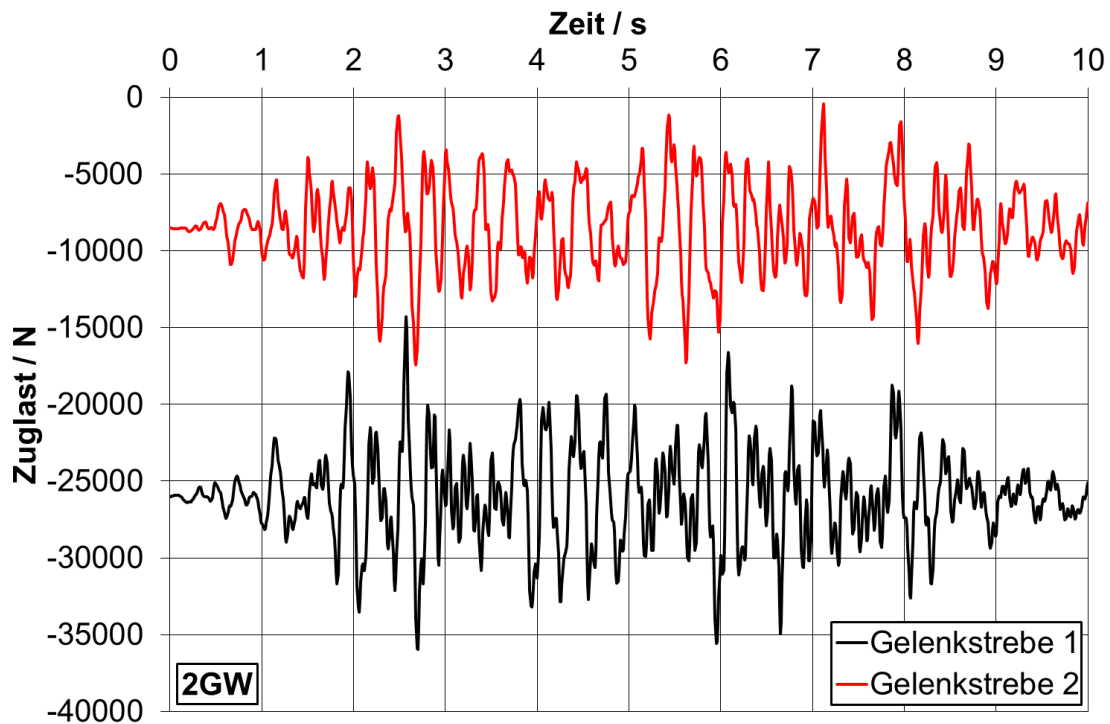


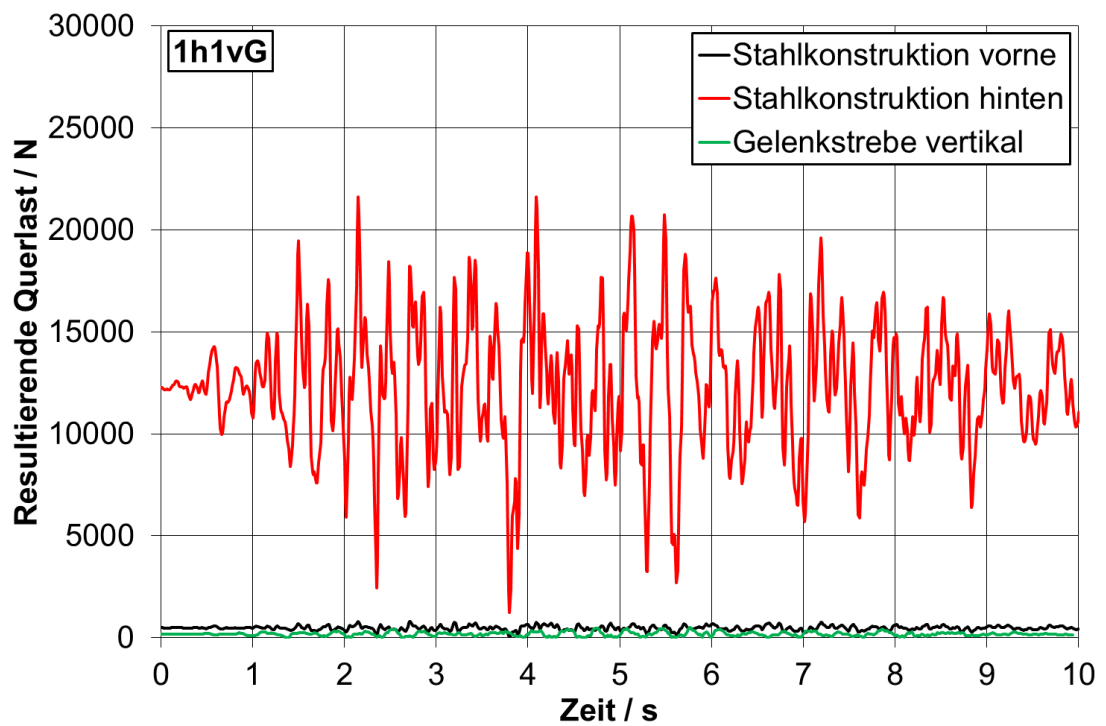
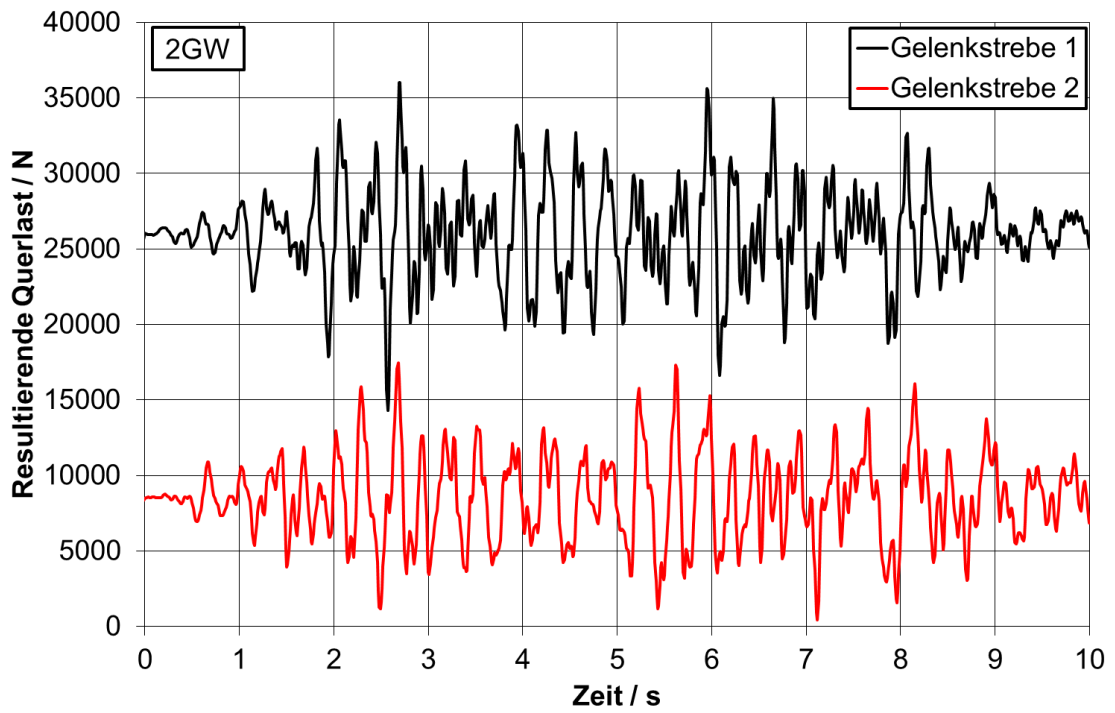


Anhang H: Resultierende Zuglast-Zeitverläufe der Federhänger-Befestigungen

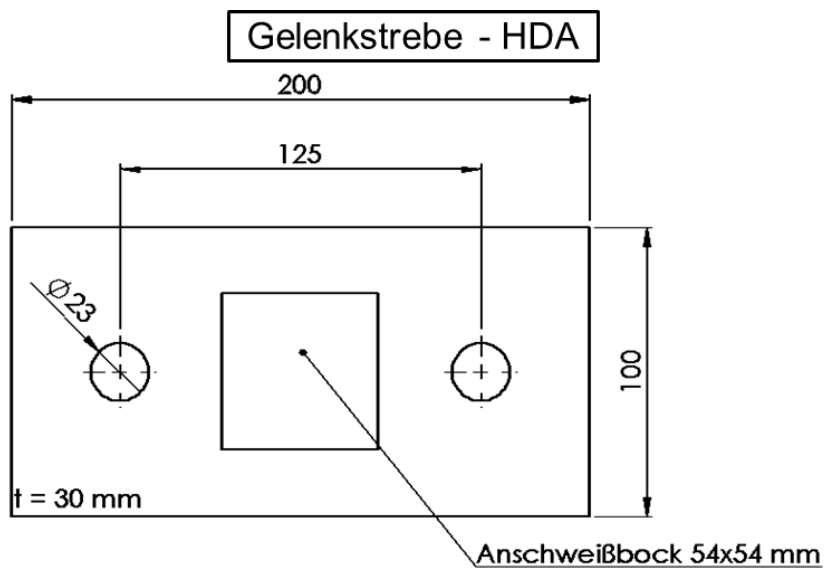
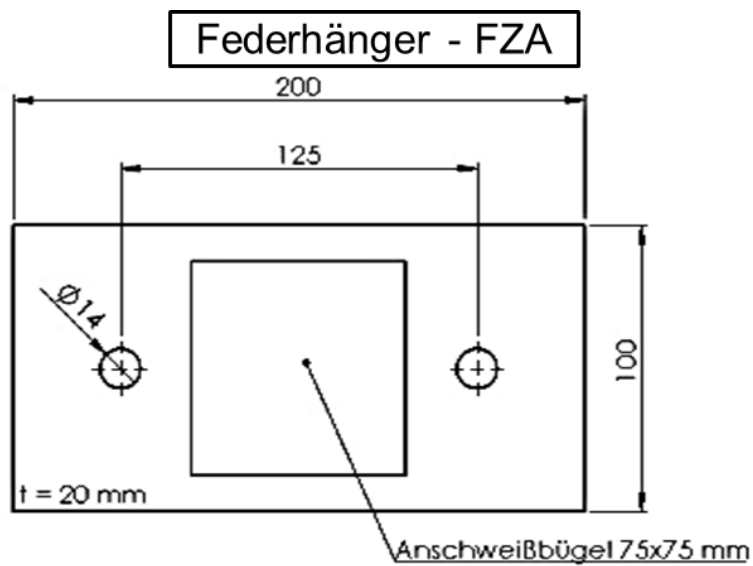
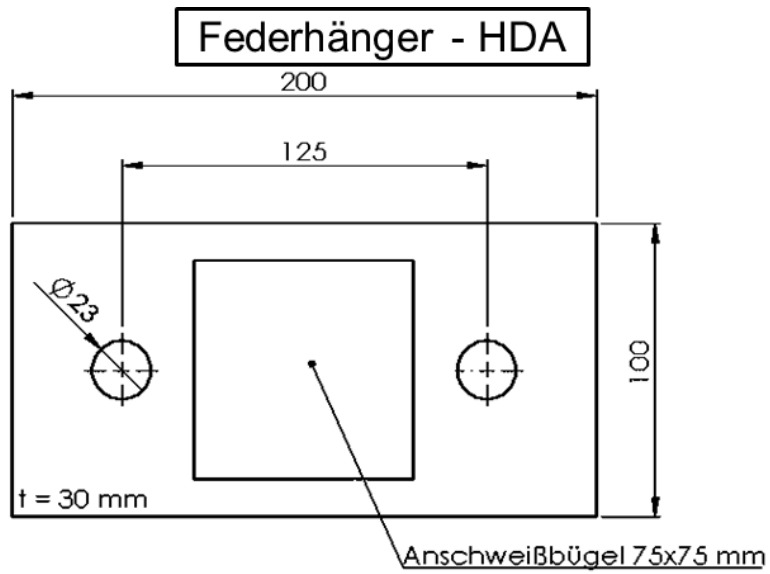


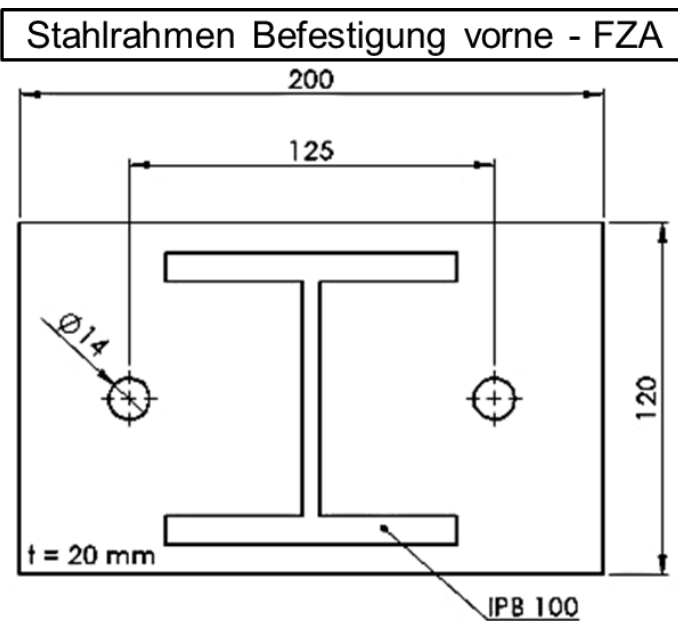
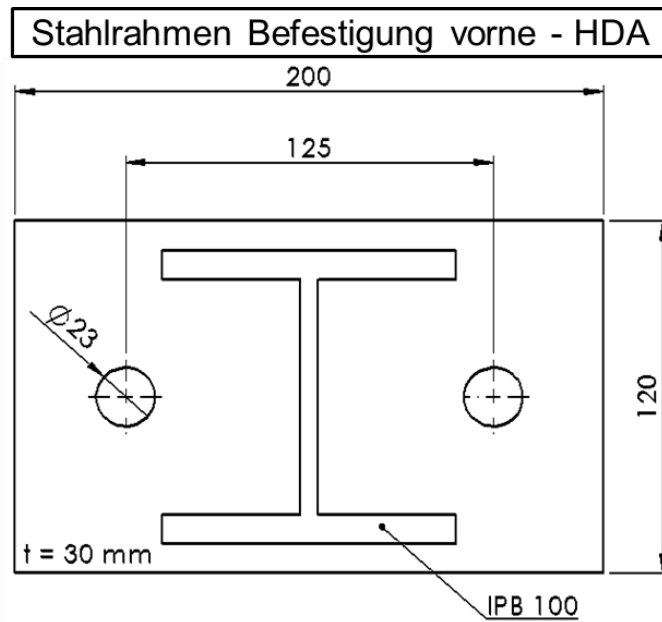
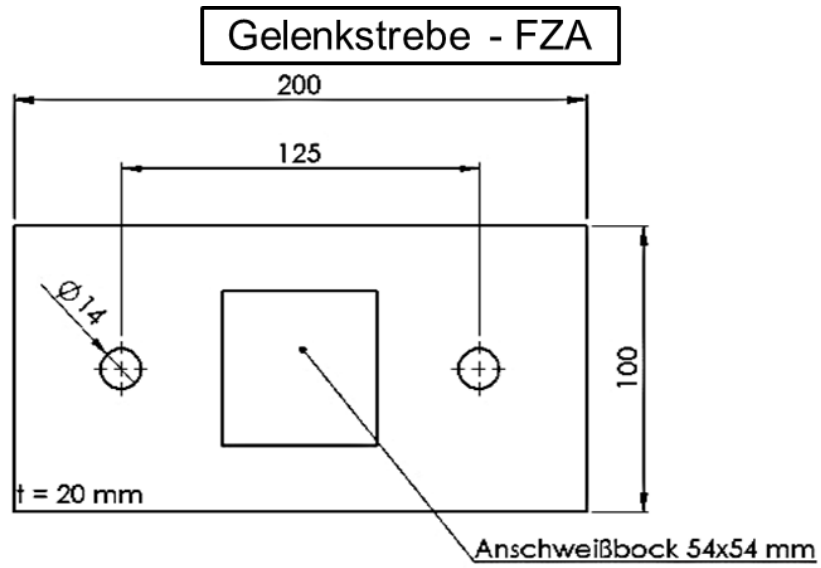
Anhang I: Resultierende Zug- und Querlast-Zeitverläufe der Gelenkstreben-Befestigungen für Halterungskonzepte 2GW und 1h1vG

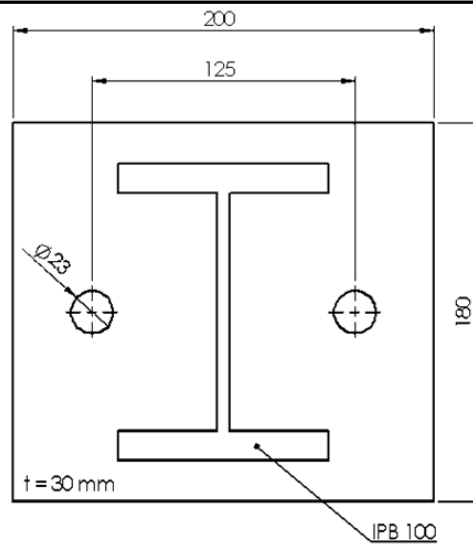
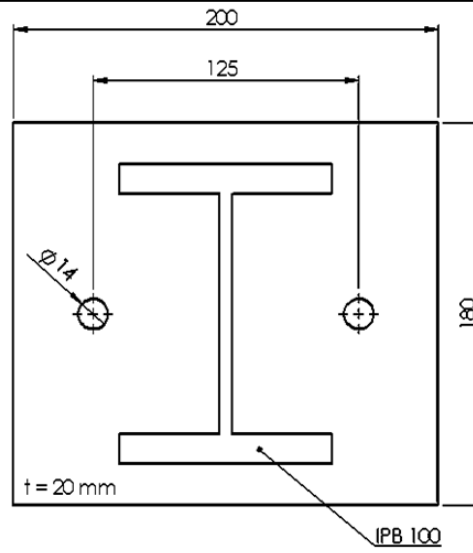




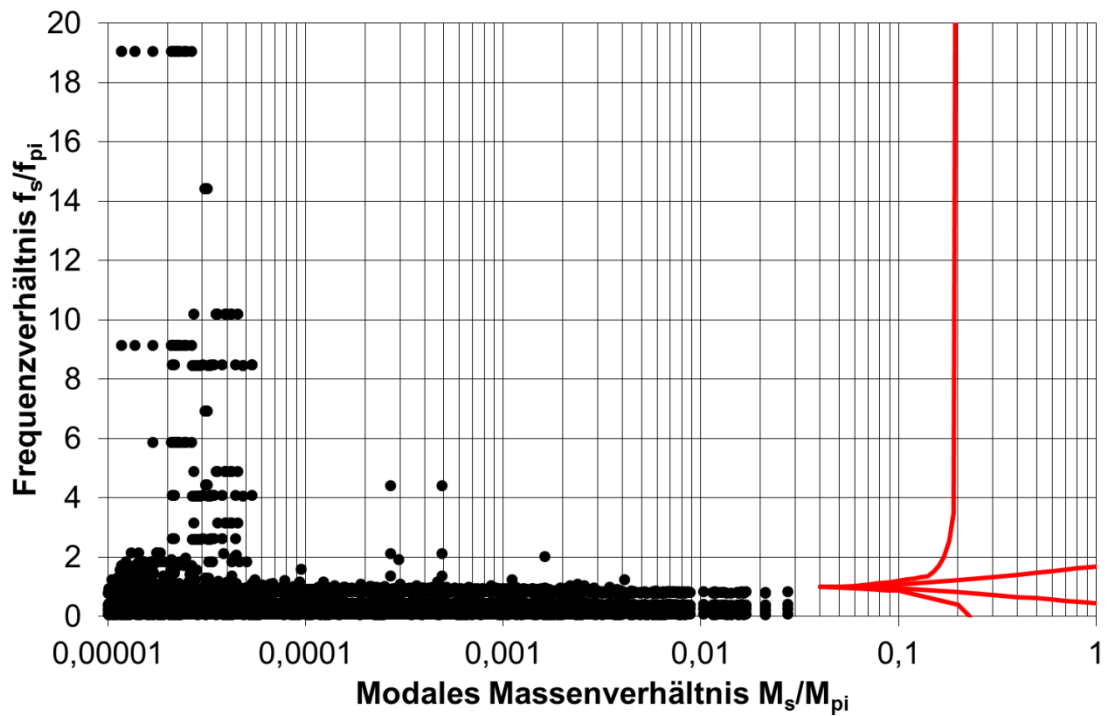
Anhang J: Zeichnungen der Ankerplatten



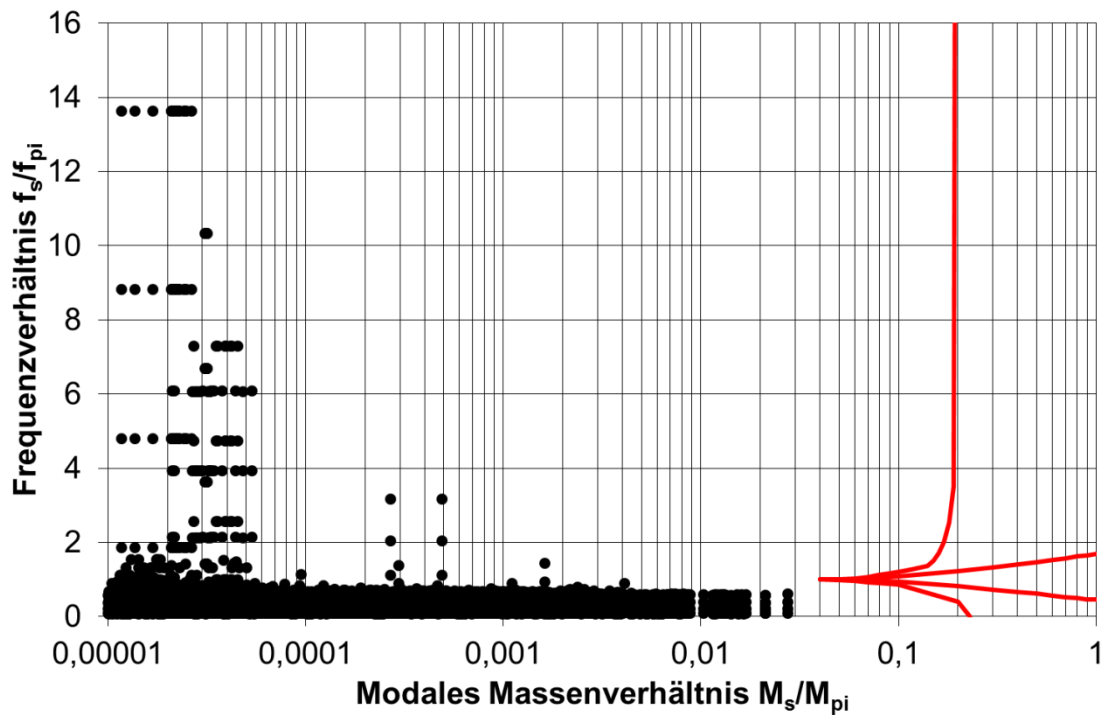


Stahlrahmen Befestigung hinten - HDA**Stahlrahmen Befestigung hinten - FZA**

Anhang K: Überprüfung der Entkoppelungskriterien

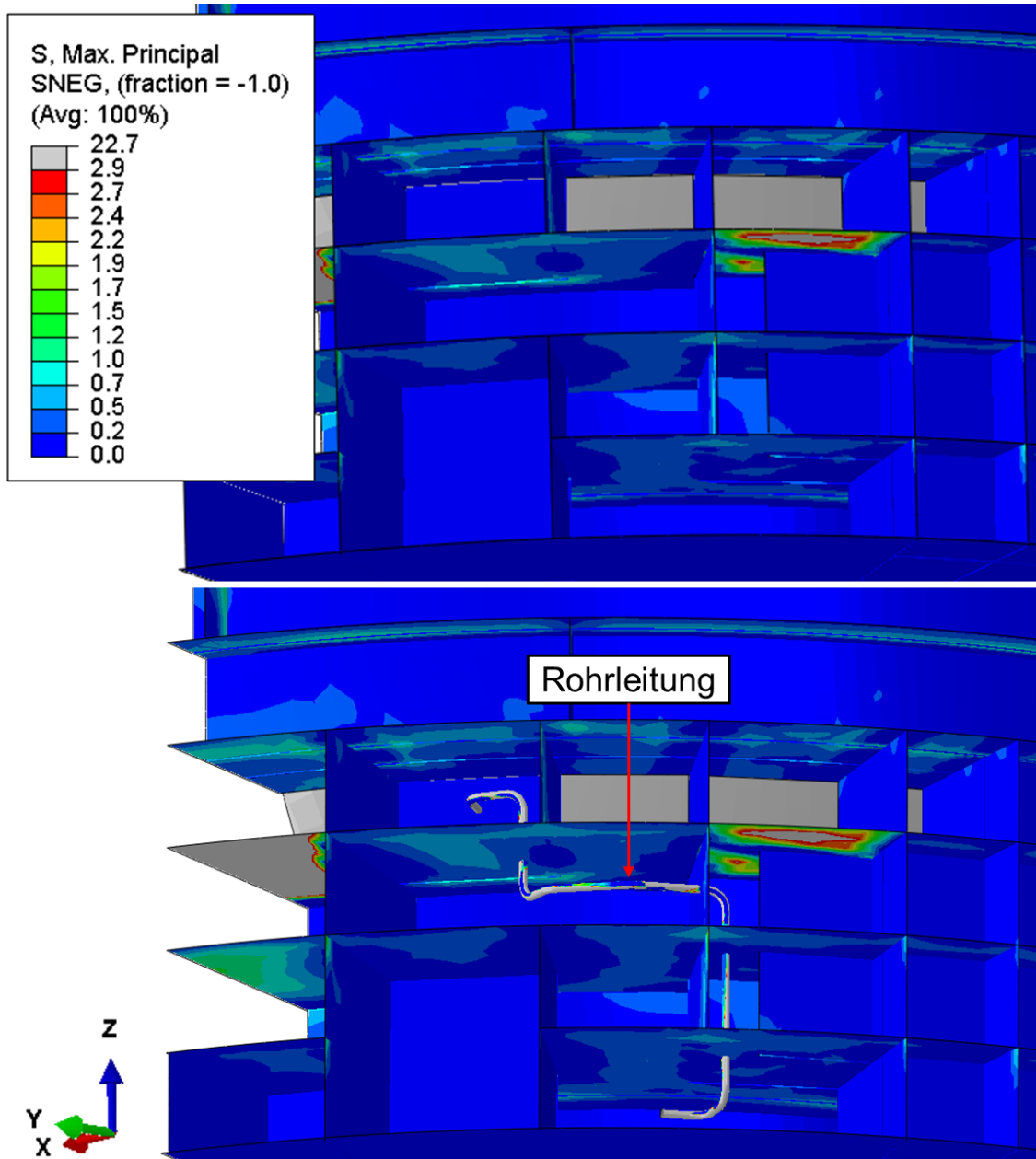


Überprüfung der Entkoppelungskriterien bei Halterungskonzept 2GW

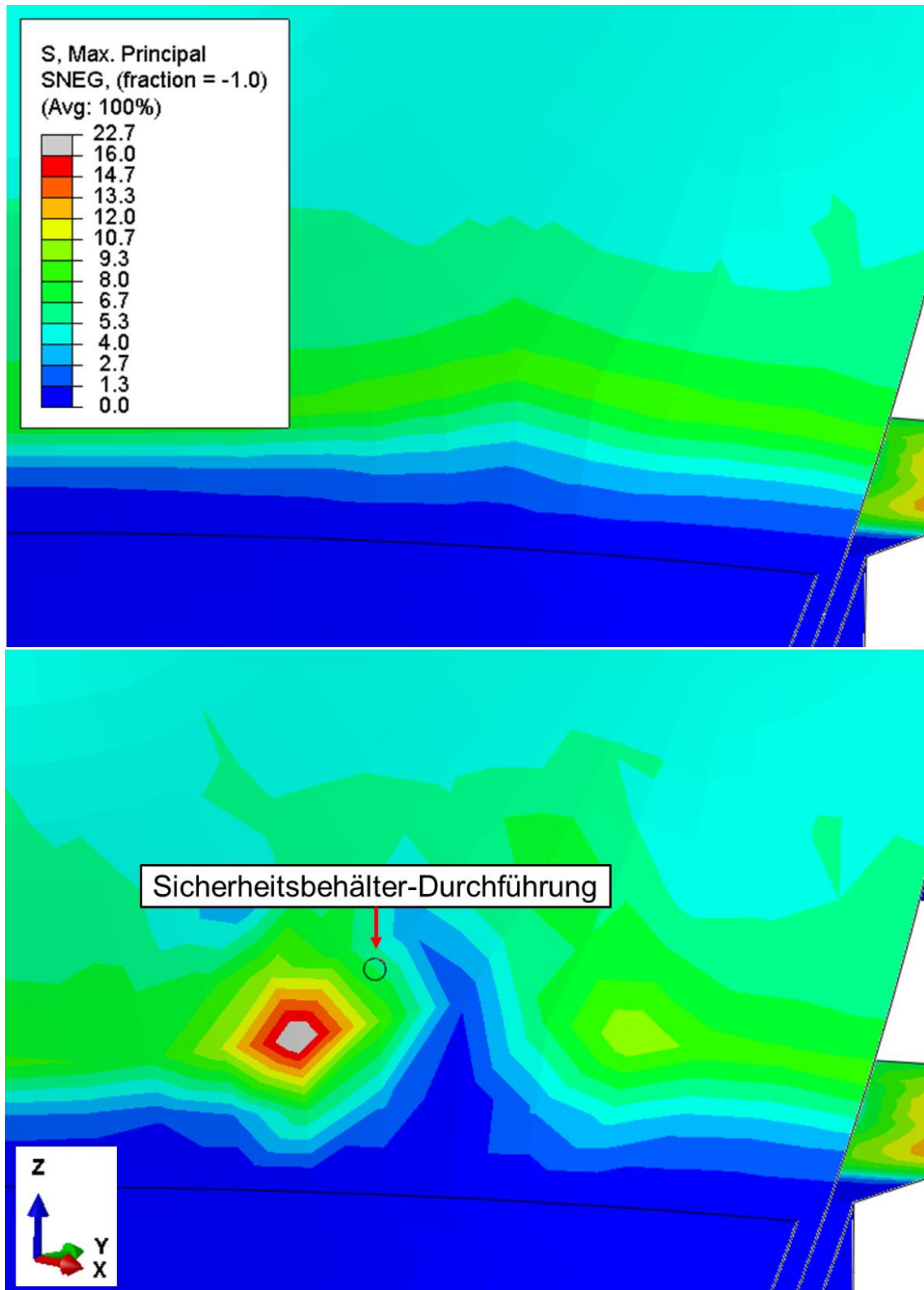


Überprüfung der Entkoppelungskriterien bei Halterungskonzept 1h1vG

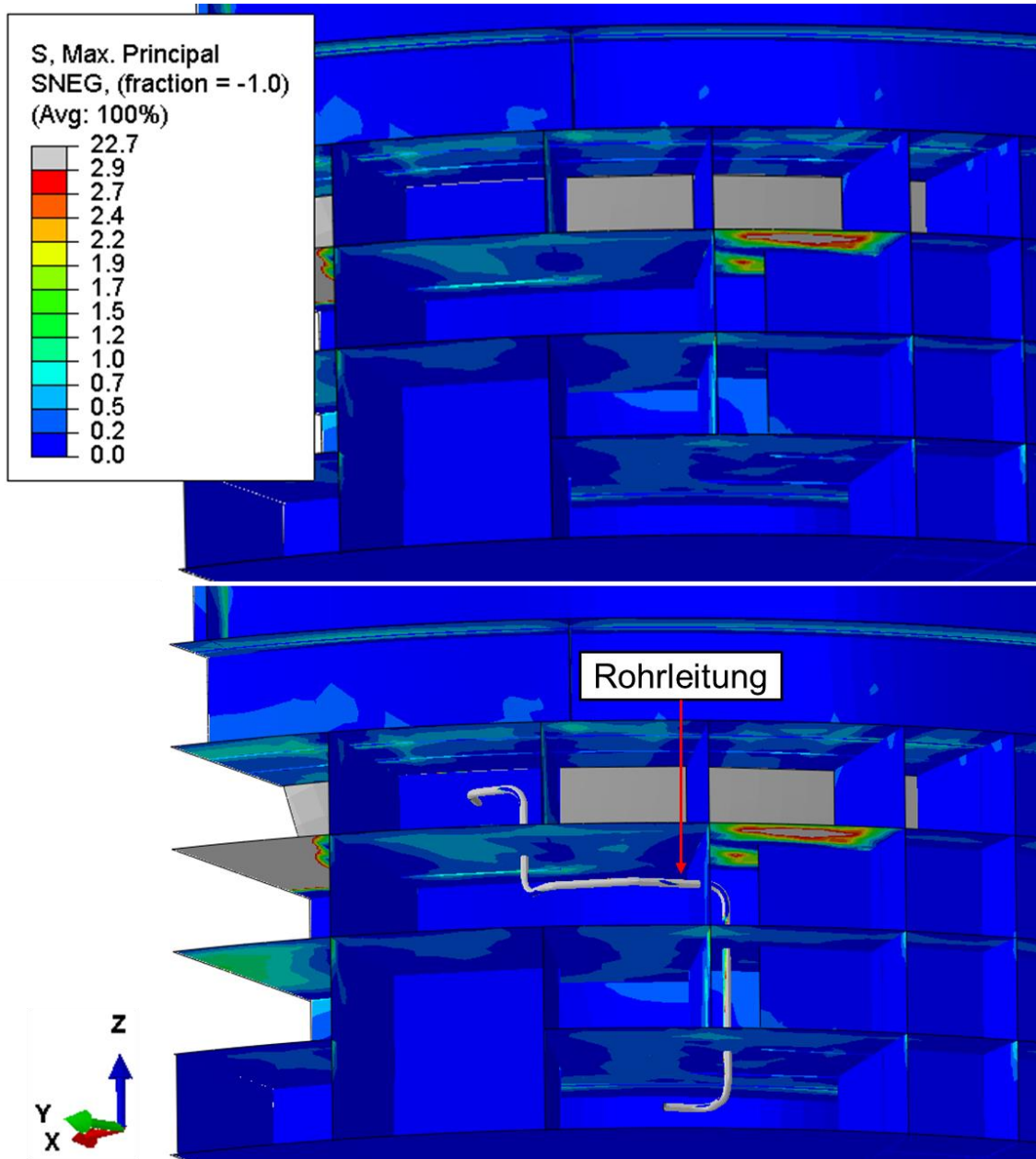
Anhang L: Ergebnisse der 1. Hauptspannung im Reaktorgebäude bei entkoppelter und gekoppelter statischer Analyse



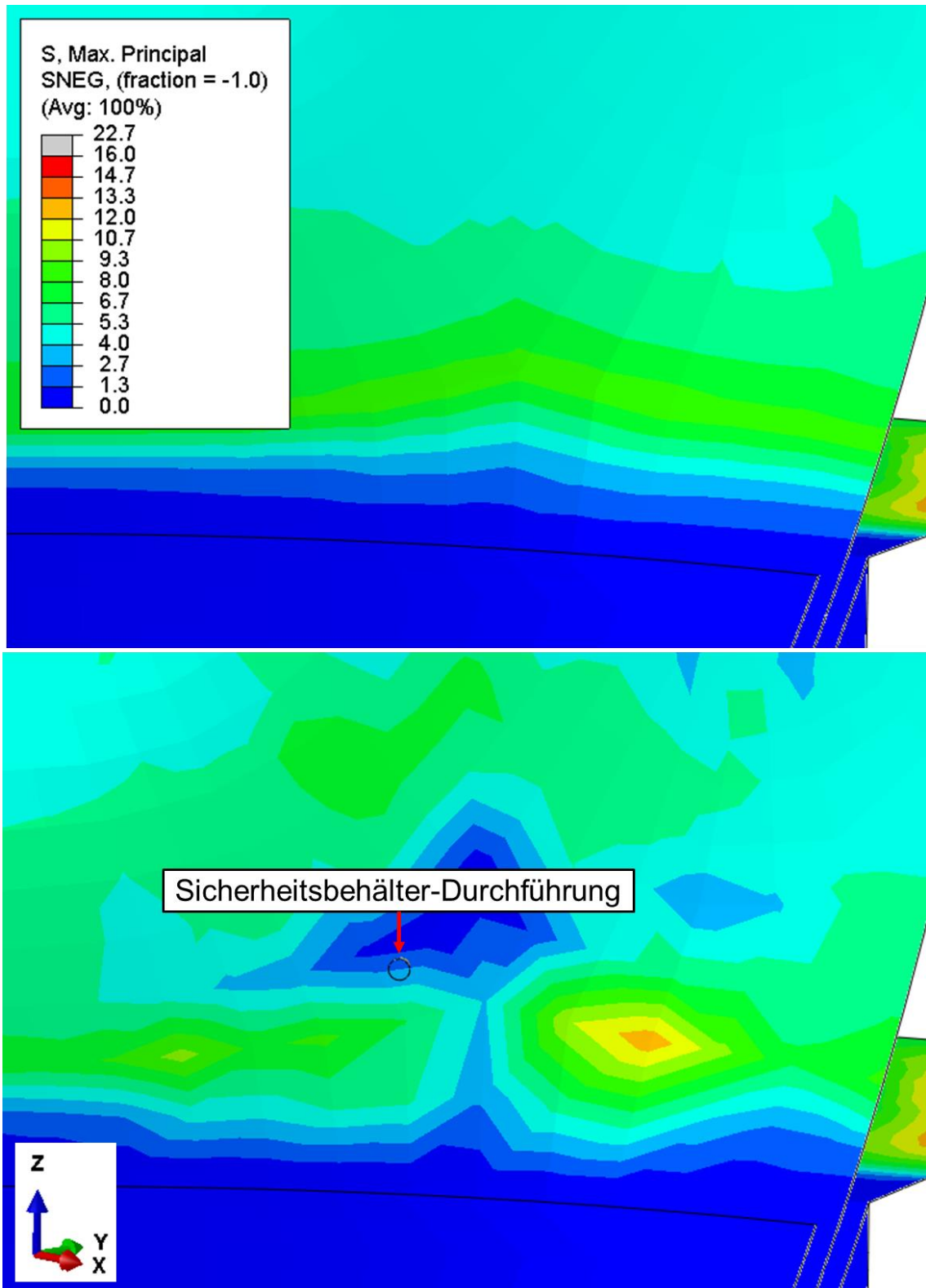
Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept 2GW im Reaktorgebäude-Ringraum



Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept 2GW in der Nähe der Sicherheitsbehälter-Durchführung

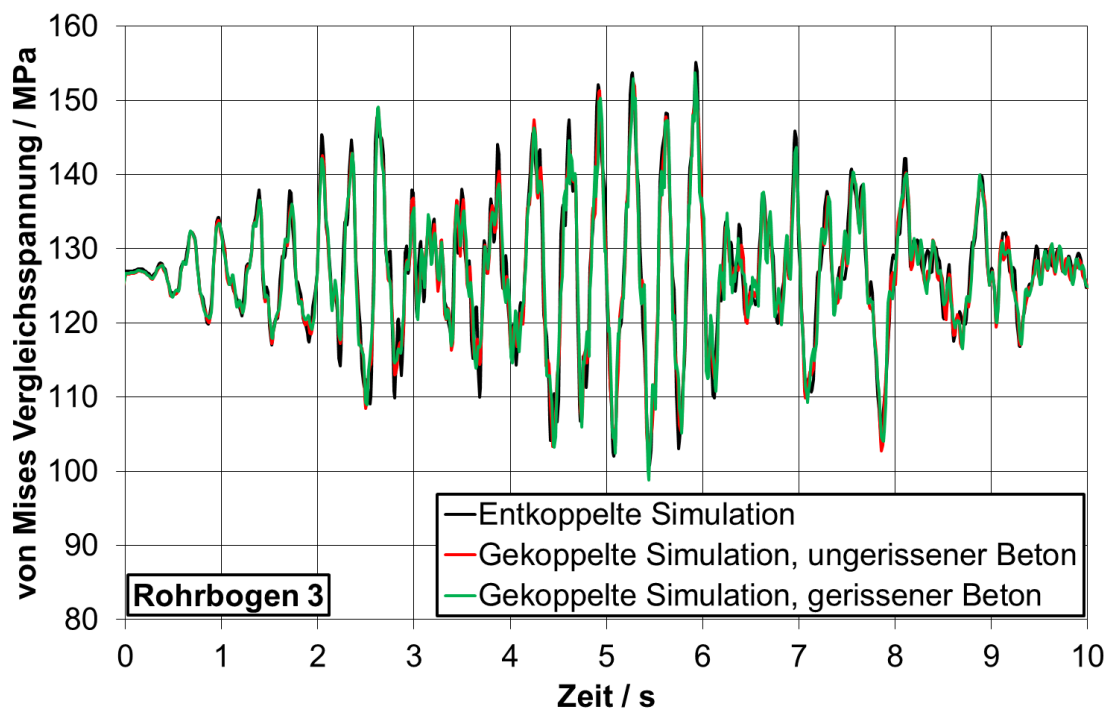
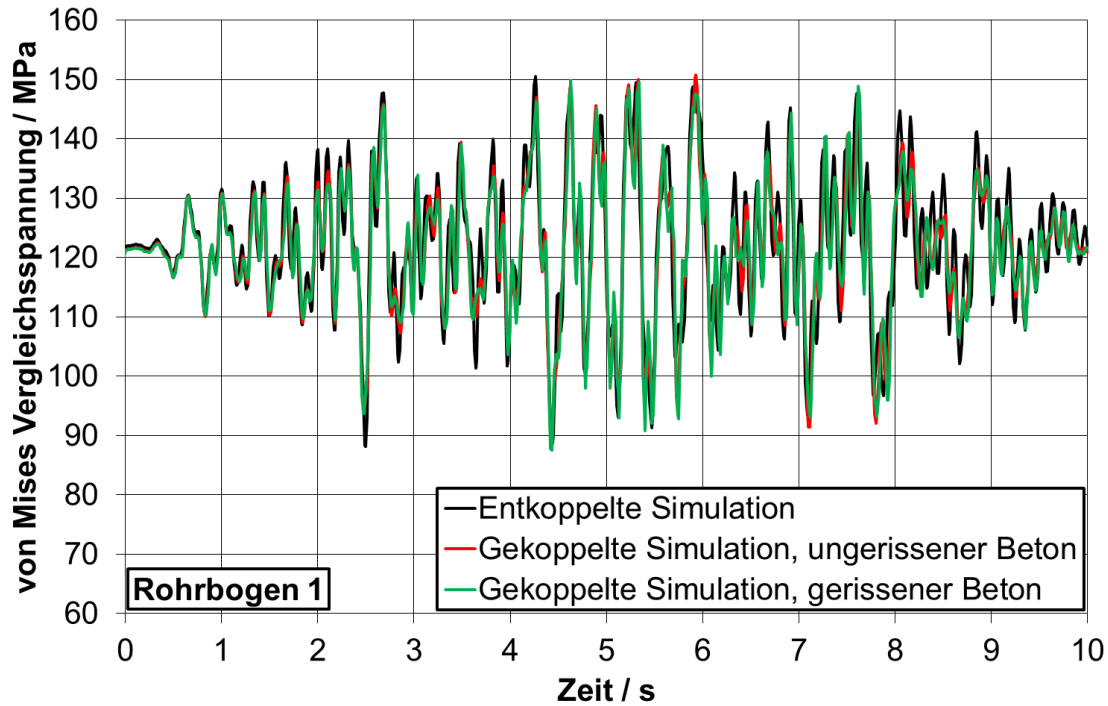


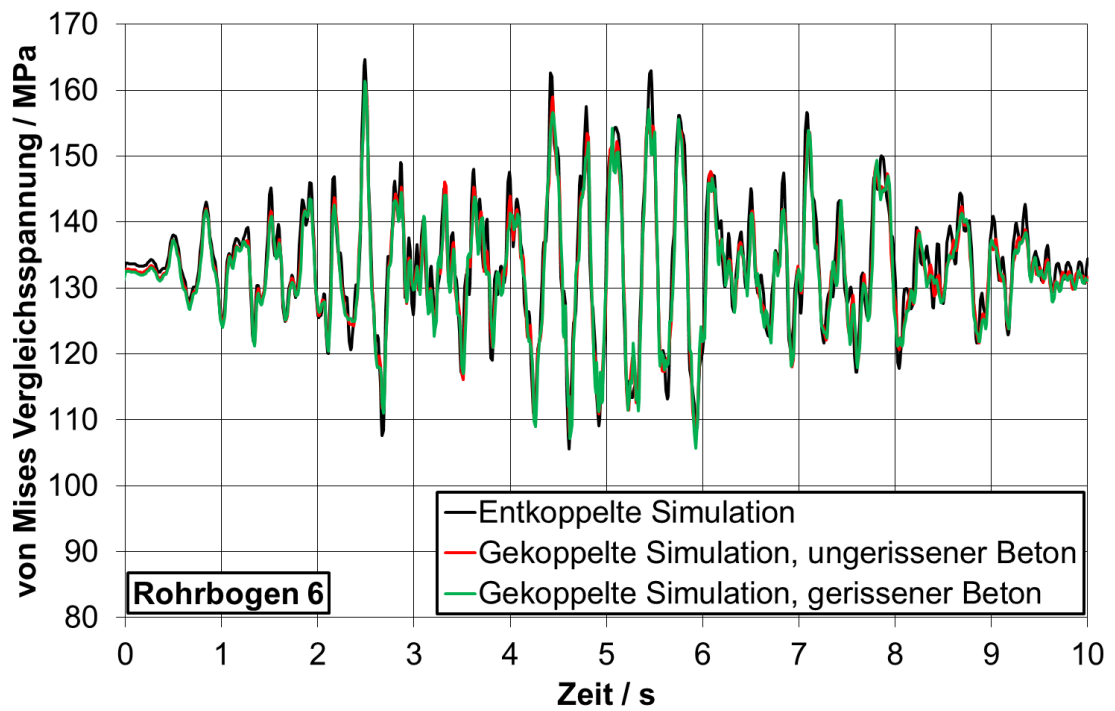
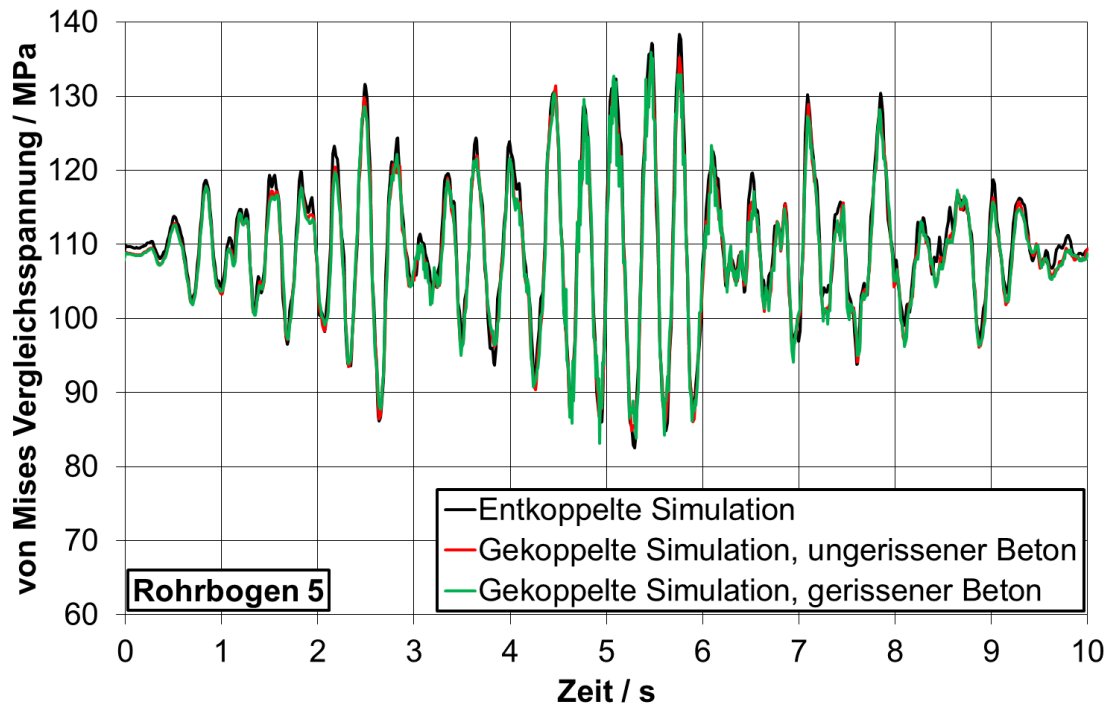
Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept 1h1vG im Reaktorgebäude-Ringraum

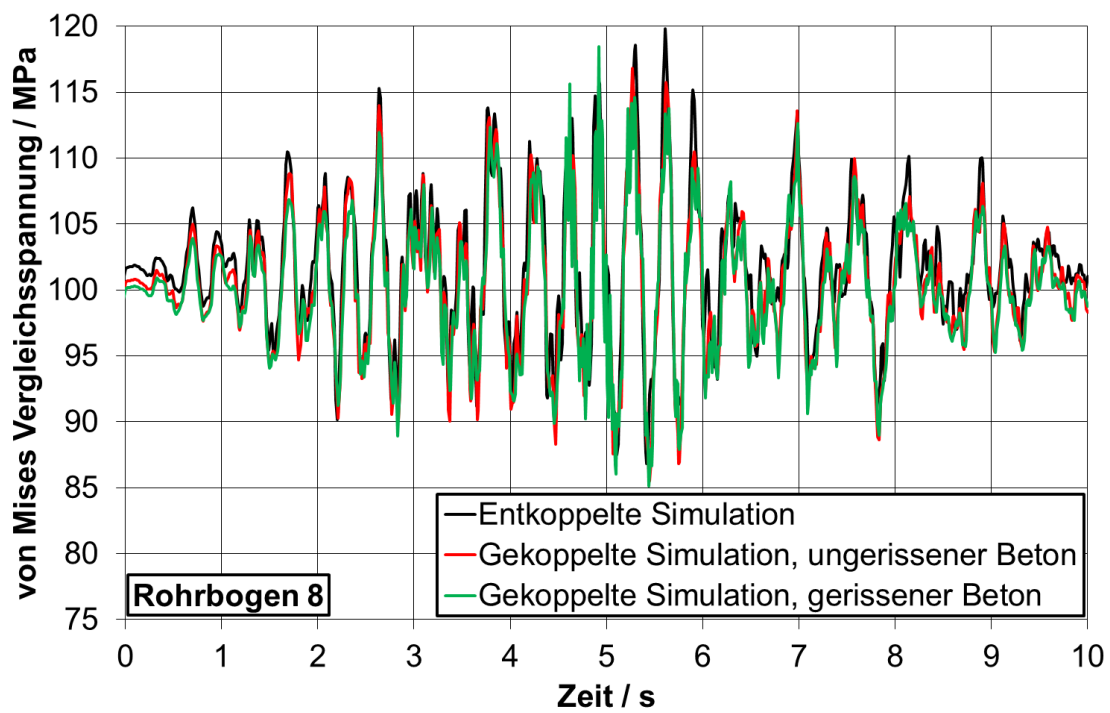
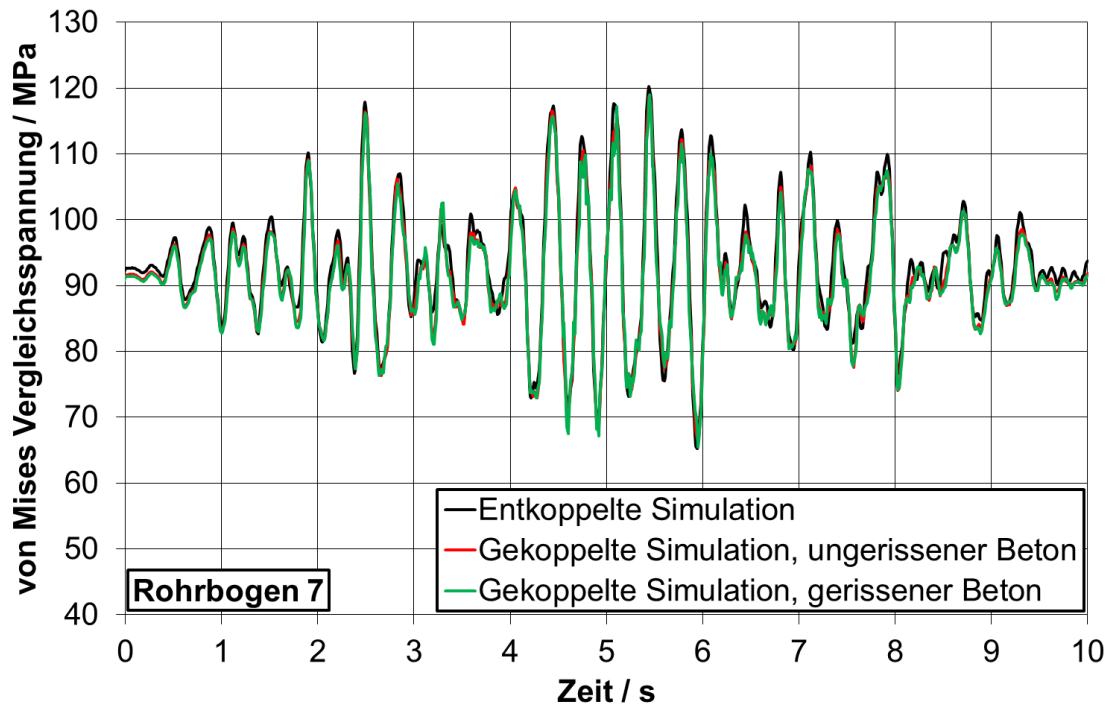


Ergebnisse der 1. Hauptspannung bei entkoppelter (oben) und gekoppelter Analyse (unten) für das Halterungskonzept 1h1vG in der Nähe der Sicherheitsbehälter-Durchführung

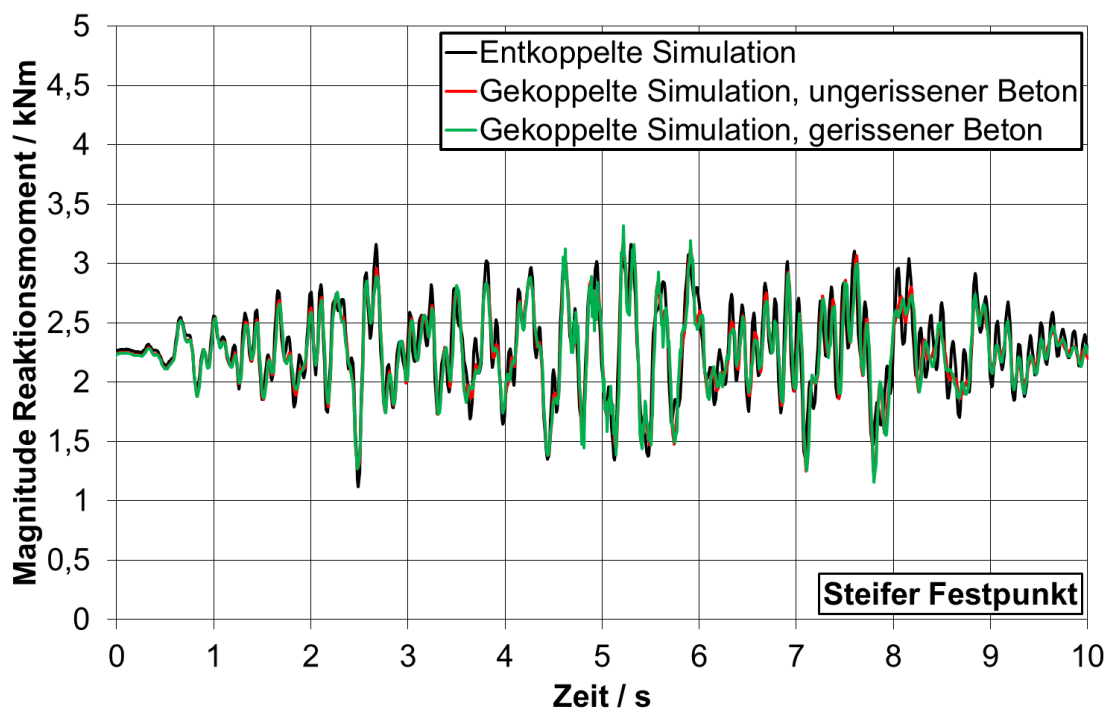
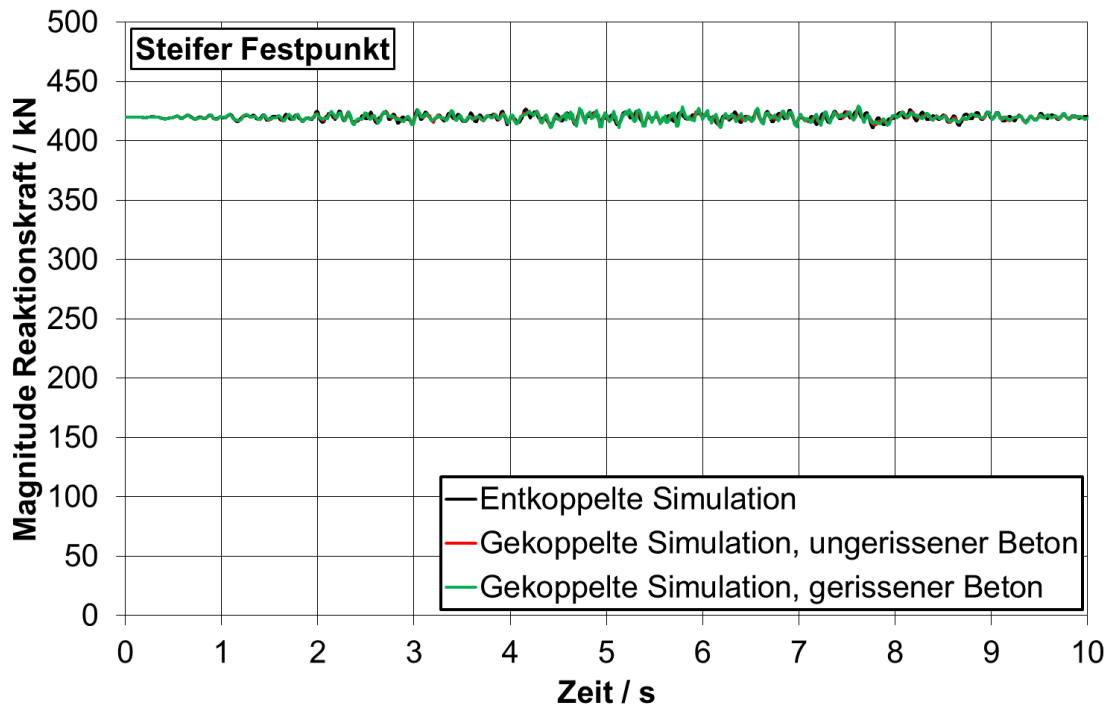
Anhang M: Zeitverläufe der von Mises-Vergleichsspannung in den Rohrbogen bei entkoppelter und gekoppelter Simulation

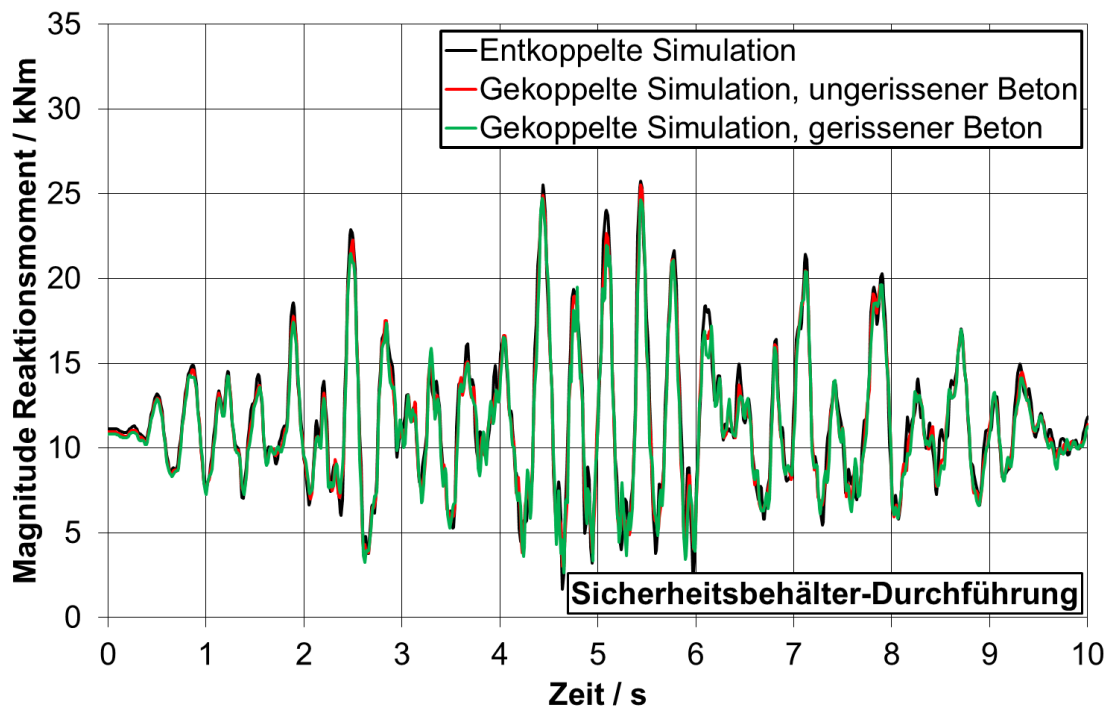
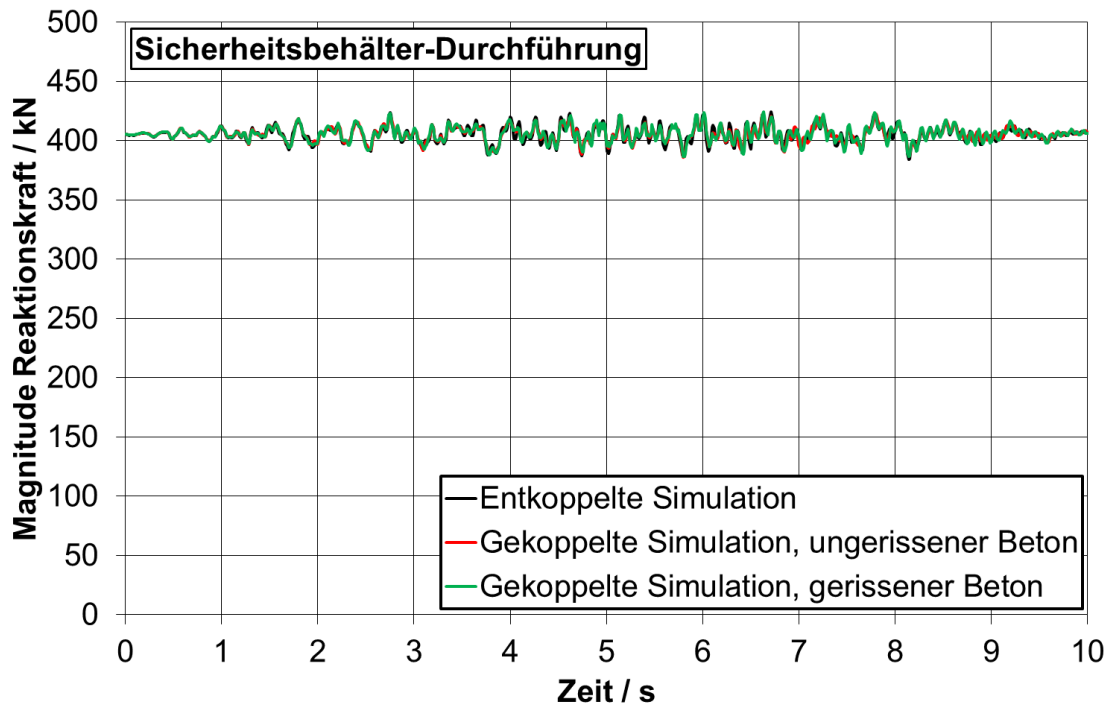






Anhang N: Zeitverläufe der Reaktionskraft- und Reaktionsmoment-Magnituden bei entkoppelter und gekoppelter Simulation





Lebenslauf

Persönliche Daten

Fabian Dwenger

Geboren am 08.08.1987

in Reutlingen

Hochschul-/Schulbildung

1994 – 1998

Gutenbergschule, Riederich

1998 – 2007

Dietrich-Bonhoeffer-Gymnasium, Metzingen

2007 – 2013

Universität Stuttgart, Deutschland

2013

Diplom-Ingenieur

Berufspraxis

Seit 2013

Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart,
Deutschland

Wissenschaftlicher Mitarbeiter