1/2015

Forschungsbericht

Außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7 - Effektive Anwendung und Bemessungsstrategien für Stahl- und Verbundrahmentragwerke

17153 N



Urheberbezeichnung (Copyright); Haftungsausschluss

Dieses Werk und dessen Inhalte sind urheberrechtlich geschützt. Die Nutzungs- und Verwertungsrechte liegen beim Deutschen Ausschuss für Stahlbau e.V. DASt (Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf). Verstöße gegen das Urheberrecht (z.B. das unberechtigte Kopieren von Texten) sind gemäß §§ 106 ff. UrhG strafbar und wird mit Freiheitsstrafe oder Geldstrafe bestraft. Der Versuch ist ebenfalls strafbar. Daneben könne zivilrechtliche Schadensersatzund Vergütungsansprüche bestehen.

Bei der Erstellung dieses Werkes wurde mit größter Sorgfalt vorgegangen. Trotzdem können Fehler nicht vollständig ausgeschlossen werden. Für fehlerhafte Angaben und deren Folgen kann daher keine Haftung übernommen werden; dies gilt nicht für Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit. Rechtsansprüche aus der Benutzung der Daten sind insoweit ausgeschlossen.

Angaben über Normen beziehen sich auf den Veröffentlichungszeitpunkt.

Für alle Hinweise und Verbesserungsvorschläge sind wir stets dankbar.

Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf

Vertrieb: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Oktober 2021



Forschungsvereinigung	Deutscher Ausschuß für Stahlbau e.V. DASt
Forschungsstelle	Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf
	Prof. DrIng. Ulrike Kuhlmann
	DiplIng. Nadine Hoffmann
IGF-Nummer	17153 N
DASt-Homepage	www.stahlbauforschung.de





Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben "Außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7 - Effektive Anwendung und Bemessungsstrategien für Stahl- und Verbundrahmentragwerke", IGF-Projekt Nr. 17153 N, der Forschungsvereinigung Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

Vorwort

Das IGF-Vorhaben 17153 N "Außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7 - Effektive Anwendung und Bemessungsstrategien für Stahl- und Verbundrahmentragwerke" des Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Wir danken für diese Unterstützung.

Für die fruchtbaren Gespräche in den Arbeitskreissitzungen danken wir den Mitgliedern des Projektbegleitenden Ausschusses, der im Rahmen des Arbeitsausschusses Technisches Büro unter dem Vorsitz von Herrn Prof. Dr.-Ing. Steinmann bzw. Herrn Balzer stattfand.

Zusammenfassung

In einem ersten Schritt wurden außergewöhnliche Einwirkungen und Bemessungssituationen definiert. Dabei wurden vor allem die in DIN EN 1991-1-7 behandelten außergewöhnlichen Einwirkungen, die für den Hochbau relevant werden können, berücksichtigt und ihr Einfluss auf die Schadensfolgen eines Tragwerks erläutert. Darauf aufbauend, wurden die in DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7 vorhandenen Bemessungsstrategien für außergewöhnliche Szenarien erläutert und Strategieempfehlungen gegeben. Diese basieren auf der jeweiligen Schadensfolgeklasse des Tragwerks. Es wird erläutert, worin die Vorteile der Strategie der alternativen Lastpfade liegen und was bei deren Anwendung zu berücksichtigen ist. Für die weiteren Untersuchungen am globalen System, aber auch an den lokalen Knoten mit den Anschlüssen wurde als Referenzstruktur ein typisches Bürogebäude bemessen. Hierzu wurde ein mehrgeschossiges Bürogebäude in Stahl-Verbundrahmenbauweise gewählt. Anschließend wurden für die verschiedenen Belastungsstufen, ständige Bemessungssituation, außergewöhnliche Bemessungssituation mit Stützenausfall und gesteigerte veränderliche Last nichtlineare numerische Simulationen am globalen System des Referenzrahmens durchgeführt. Mit Hilfe dieser Simulationen konnte durch eine Sensitivitätsanalyse der Einfluss der Anschlusscharakteristik auf das Systemverhalten nach einem Stützenausfall quantifiziert werden. In weiteren Untersuchungen wurden der Einfluss unterschiedlicher Deckensysteme und der Einfluss eines 2D- bzw. 3D-Lastabtrags betrachtet. Vor allem bei 2D-Verbundrahmen spielen die Steifigkeit des Knotens und das Trag- und Duktilitätsverhalten eine wichtige Rolle, um die Robustheit des Rahmentragwerks zu gewährleisten. In vier durchgeführten Verbundknotenversuchen wurden sowohl positive als auch negative Momentenbeanspruchungen jeweils mit nacheinander und gleichzeitig aufgebrachter Normalkraft untersucht. Es konnten beachtliche Verformungen erreicht werden. Anschließend wurde ein FE-Modell erstellt, um die durchgeführten Versuche nachzurechnen und eine weitere Parameterstudie zu ermöglichen. Im Rahmen der Umsetzung für die Anwendung wurde nicht nur das allgemeine Vorgehen erläutert, sondern mit der Beamline - Methode auch eine vereinfachte analytische Vorgehensweise hergeleitet, um die Anforderungen eines Rahmentragwerkes an die Knotenausbildung zu bestimmen. Über die erläuterten vereinfachten Bemessungsverfahren für die Knoten kann die vorhandene Anschlusscharakteristik relativ schnell bestimmt werden und so die Anforderungen an die Knoten mit den vorhandenen Kapazitäten anschaulich verglichen werden. Schließlich werden Konstruktionsempfehlungen gegeben, um eine hohe Duktilität der Anschlüsse und somit eine hohe Rotationskapazität der Knoten zu erzielen. Dabei werden sowohl Kriterien für den Stahlanschluss als auch Kriterien für die Stahlbetonplatte angegeben.

Das Ziel des Forschungsvorhabens wurde erreicht.

Summary (english)

In a first step exceptional loadings and load combinations have been defined. Especially loadings defined in DIN EN 1991-1-7 that are relevant for building constructions have been considered and there influence on the consequences of failure of the building structure has been explained. The strategies for designing structures for exceptional load cases that are given in DIN EN 1990 and DIN EN 1991-1-7 are mentioned and recommendations that are based on the class of consequences of the considered structure have been given. The advantages of the alternate load path method are explained and rules which have to be considered for the application are given. In order to investigate the global structural system, but also the local behavior of joints, a typical office building has been developed as reference structure. This reference structure consists of a multi-story building with steel-composite frame structure. In the following non-linear numerical simulations of the global structure were realized for the different loading situations, normal permanent loading, exceptional loading with column loss and increase of variable loading up to failure. Based on the numerical simulations, by a sensitivity analysis the influences of the joint characteristics on the behavior of the structural system after a column loss has been quantified. Additionally the influence of different slab systems and the influence of a 2D- or a 3D-frame behavior of the system have been investigated. Especially in the case of a 2D-frame behavior of the composite frame the stiffness of the joint and its carrying capacity and ductility form important parameters for the robustness of the framed structure. Within four performed tests on composite joints hogging as well as sagging bending moments have been considered together with simultaneous or in sequence applied normal forces. Remarkable deformations were achieved. Afterwards a FE-model was developed in order to recalculate the experimental tests and to enable a parametrical study. In the context of application for practice not only the general proceeding was described, but with the socalled beamline - method a simplified analytical method has been developed in order to determine the requirements of a structure. Through the given simplified design rules it is possible to define the available joint characteristic in an easy and quick way, so that the required capacities of the structural system and the available capacities of the joints may be compared to each other. Finally design recommendations are given in order to achieve a high ductility of the joints and to reach a high rotation capacity. These design recommendations are given for steel as well as for composite joints.

The research project's aim has been achieved.

Wissenschaftlich-technischer und wirtschaftlicher Nutzen

In DIN EN 1991-1-7 werden zwar einige Strategien angesprochen, wie mit außergewöhnlichen Einwirkungen umzugehen ist, jedoch werden zur Umsetzung der jeweiligen Strategie nur wenige genaue Angaben gemacht.

Mit der Strategieempfehlung der Ausnutzung alternativer Lastpfade durch Aktivierung einer Spannbandwirkung wird dem Anwender eine Möglichkeit geboten, unabhängig von der Art der auftretenden außergewöhnlichen Einwirkung, die den Stützenausfall ausgelöst hat, die Robustheit des Tragwerks nach einem Stützenausfall zu beurteilen.

Im Rahmen der Umsetzung für die Anwendung wurde nicht nur das allgemeine Vorgehen erläutert, sondern mit der Beamline - Methode auch eine vereinfachte analytische Vorgehensweise hergeleitet, um die Anforderungen eines Rahmentragwerkes an die Knotenausbildung zu bestimmen. Über die erläuterten vereinfachten Bemessungsverfahren für die Knoten kann die vorhandene Anschlusscharakteristik relativ schnell bestimmt werden und so die Anforderungen an die Knoten mit den vorhandenen Kapazitäten anschaulich verglichen werden.

Dadurch kann ein ergänzender "Robustheitsnachweis" zeitsparend und effizient in die "normale" Tragwerksberechnung integriert werden.

Der Anwender in der Praxis kann darüber hinaus die gegebenen Konstruktionsempfehlungen nutzen, um eine hohe Duktilität der Anschlüsse und somit eine hohe Rotationskapazität der Knoten zu erzielen. Dabei sind sowohl Kriterien für den Stahlanschluss als auch Kriterien für die Stahlbetonplatte angegeben.

Somit ist eine Möglichkeit gegeben, ohne großen Mehraufwand und im wirtschaftlichen Rahmen, die Bemessungssituationen mit außergewöhnlichen Einwirkungen abzudecken.

Verwendung der Zuwendung:

Im Finanzierungsplan (vom 26.01.2015) sind folgende Positionen vorgesehen:

- Wiss.-techn. Personal
- Hilfskräfte
- Pauschale für Sonstige Ausgaben
- Versuchskosten
- Techniker

Die wissenschaftliche Betreuung des Vorhabens erfolgt durch einen wissenschaftlichen Mitarbeiter, unterstützt von einer studentischen Hilfskraft. Die Planung und Durchführung der Versuche wurde durch einen Techniker begleitet.

Die Bearbeitung des Forschungsprojekts ist abgeschlossen und die Mittel für das wissenschaftlichtechnische Personal, die Hilfskräfte und die Techniker sind ebenfalls aufgebraucht. Die Mittelverwendung entspricht daher dem Bearbeitungsstand.

Die geleistete Arbeit entspricht in vollem Umfang dem begutachteten und bewilligten Antrag und war daher für die Durchführung des Vorhabens notwendig und angemessen.

Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft:

Der Projektbegleitende Ausschuss wurde im Rahmen des "Arbeitsausschusses Technisches Büro" gebildet. Die Sitzungen des Projektbegleitenden Arbeitsausschusses fanden am 02.12.2011 in Hamm, am 13.04.2012 in Bielefeld, am 30.11.2012 in Düren, am 03.05.2013 in Cottbus, am 29.11.2013 in Frankfurt, am 09.05.2014 in Köln, am 28.11.2014 in Duisburg, am 29.05.2015 in Darmstadt und am 27.11.2015 in Eislingen statt.

Um die Praxis über die effizienten Anwendungsmöglichkeiten der geplanten Ergebnisse zu informieren, soll der Transfer des Fachwissens zusätzlich zu diesem Forschungsbericht in Form von Fachpublikationen erfolgen. Folgende Publikationen sind schon erfolgt bzw. sind in nächster Zeit geplant:

- Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.; Hoffmann, N.: *Verbundanschlüsse nach Eurocode*. In: Werner, U. (Hrsg.): Weiterbildung 2011/2012 Führungspersonal Bau. Dresdner Stahlbaufachtagung 2012 "Stahl- und Verbundtragwerke nach den Eurocodes". Dresden, 29. März 2012, S. 164-193.
- Izzuddin, B.A.; Pereira, M.F.; Kuhlmann, U.;Rölle, L.; Vrouwenvelder, T.; Leira, B.J.: *Application of Probabilistic Robustness Framework: Risk Assessment of Multi-Storey Buildings under Extreme Loading.* In: Structural Engineering International. SEI Volume 22. Number1 (2012), S. 79-85, 2012
- Rölle, L.: Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, 2013
- Hoffmann, N.; Rölle, L.; Kuhlmann, U.: *Robustness for Large Steel-Concrete Composite Structures*. IABSE Workshop Helsinki 2013 Safety, Failures and Robustness of Large Structures, S. 112-119, Februar 2013
- Vogel, T.; Kuhlmann, U.; Rölle, L.: *Robustheit nach DIN EN 1991-1-7*. Stahlbaukalender 2014, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2014
- Egetenmeyr, F.: Analytische Auswertung von Verbundknotenversuchen bei Ausbildung eines Zugbandes infolge eines Stützenausfalls, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Masterarbeit, November 2014
- Eberspächer, S.: Untersuchung zur Tragfähigkeit und Rotationssteifigkeit eines geschraubten und geschweißten Stützen-Riegel-Anschlusses, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Bachelorarbeit, Januar 2015
- Hoffmann, N.; Kuhlmann U.; Demonceau, J.-F.; Jaspart, J.-P.; Baldassino, N.; Freddi, F.; Zandonini, R.: *Robust Impact Design of Steel and Composite Buildings: The Alternate Load Path Approach*. IABSE Workshop Helsinki 2015 Safety, Robustness and Condition Assessment of Structures, S. 46-53, Februar 2015

- Hess, M.: Entwurfs- und Bemessungsstrategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Bachelorarbeit, April 2015
- Enderle, T.: Analytische Untersuchungen zum Tragverhalten eines Rahmensystems bei einem Stützenausfall, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Masterarbeit, August 2015
- Kuhlmann, U.; Hoffmann, N.: *Critical Infrastructure and Robustness of Building Structures*. DFG Rundgespräch Stuttgart, 26. October 2015
- Hoffmann, N.: *Experimentelle Untersuchungen an Verbundknoten und Verhalten nach einem Stützenausfall.* 20. DASt-Forschungskolloquium Essen, März 2016
- Hoffmann, N.; Kuhlmann, U.: *Experimental investigations of composite joints and their behaviour during the loss of a column.* Eighth International Workshop on Connections in Steel Structures Boston, Mai 2016
- Hoffmann, N.: Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation (in Bearbeitung)

Durch die Tätigkeit der Forschungsstellenleiterin in verschiedenen Arbeitsausschüssen und Normungsgremien wird gewährleistet, dass Ergebnisse aus dem Vorhaben in die Regelungen der Norm eingebracht werden. In diesem Zusammenhang ist vor allem die Mitarbeit von Frau Prof. Kuhlmann auf europäischer Ebene im CEN/TC250/SC3 als Vorsitzende, im CEN/TC250/SC4 und in der Working Group 1993-1-8 zu nennen.

Inhaltsverzeichnis

V0	RV	WORT	I
ZU	SA	AMMENFASSUNG	III
WI	SS	SENSCHAFTLICH-TECHNISCHER UND WIRTSCHAFTLICHER NUTZEN	V
VE	RV	WENDUNG DER ZUWENDUNG:	VII
PL	AN	N ZUM ERGEBNISTRANSFER IN DIE WIRTSCHAFT:	IX
1	E	EINLEITUNG	1
2	C	DEFINITION AUßERGEWÖHNLICHER EINWIRKUNGEN	4
2.1	A	Allgemeines	4
2.1	D	Der Begriff der außergewöhnlichen Einwirkungen	4
2.2	Α	Außergewöhnliche Bemessungssituationen	5
2.3	E	Einwirkungen in DIN EN 1991-1-7	6
2	2.3.1	3.1 Allgemeines	6
2	2.3.2	3.2 Anprall	6
2	2.3.3	3.3 Innenraumexplosion	
2.4	v	Weitere Einwirkungen	11
2	2.4.1	l.1 Allgemeines	
2	2.4.2	I.2 Flugzeuganprall	
2	2.4.3	I.3 Explosionen außerhalb von Bauwerken	12
2.5	к	Konsequenzen für die Tragstruktur	13
2.6	Z	Zusammenfassung	16
3	B	BESTEHENDE BEMESSUNGSSTRATEGIEN	
3.1	A	Allgemeines	18
3.2	S	Strategien nach DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7	
3	3.2.1	2.1 Allgemeines	
	3.2.2	2.2 Strategien auf der Grundlage identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen	20

3	.2.3	Strategien auf der Grundlage der Begrenzung lokaler Schäden	21
3	.2.4	Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen auf Grundlage der Schadensfolgekla	ssen 23
3.3	Stra	tegieempfehlungen und Bewertung der zur Verfügung stehenden Strategien	24
3.4	Schl	ussfolgerungen	28
4	DE	FINITION EINER REFERENZSTRUKTUR	29
4.1	Allgo	emeines	29
4.2	Abm	essungen der Referenzstruktur	30
4.3	Zusa	mmenfassung	32
5	SYS	TEMANTWORT VON STAHL- UND VERBUNDRAHMEN BEI STÜTZENAUS	FALL
	33		
5.1	Allgo	emeines	33
5.2	Num	nerische Systemuntersuchungen	34
5	.2.1	Redundanz unterschiedlicher Deckensysteme in der Stahlverbundrahmenbauweise	34
5	.2.2	Sensitivitätsanalyse	
5.3	Schl	ussfolgerung	56
6	DU	KTILE ANSCHLÜSSE	58
6.1	Allg	emeines	58
62	Vers	uchsdurchführung	58
6	5.2.1	Geometrie der Versuchskörper	
6	.2.2	Rechnerische Bemessung der Versuchskörper	61
6	.2.3	Versuchsstand	61
6	.2.4	Messtechnik	62
6	.2.5	Material	66
6.3	Vers	uchsergebnisse	69
6	.3.1	Allgemeines	69
6	.3.2	Versuch JT 1.1	71
6	.3.3	Versuch JT 1.2	79
6	.3.4	Versuch JT 2.1	
6	.3.5	Versuch JT 2.2	93

6.4	Sch	lussfolgerungen	
(5.4.1	Vergleich der Verbundknoten mit positiver Momentenbeanspruchung	
(5.4.2	Vergleich der Verbundknoten mit negativer Momentenbeanspruchung	
(5.4.3	Vergleich Versuch JT 1 (pos M) und Versuch JT 2 (neg M)	
6.5	Nu	merische Untersuchungen der Verbundknoten	
(5.5.1	Allgemeines	
(5.5.2	Modell	
6.6	Ma	ßgebende Einflussgrößen	
7	AN	IWENDUNGSERPROBUNG	110
7.1	All	zemeines	110
7.2	Vo	gehen	110
7.3	Веа	amline - Methode (Systemkennlinie)	
-	7.3.1	Allgemeines	
-	7.3.2	Anwendung der Beamline - Methode auf die Referenzstruktur	
7.4	Gre	nztragfähigkeiten des Knotens	
7	7.4.1	Allgemeines	
-	7.4.2	Negative Momententragfähigkeit	
-	7.4.3	Positive Momententragfähigkeit	
-	7.4.4	Rotationskapazität des Knotens	
7.5	Zus	ammenfassung	124
8	KC	ONSTRUKTIONSEMPFEHLUNGEN UND -KRITERIEN	125
8.1	All	zemeines	125
8.2	Ко	nstruktionsempfehlungen	125
8.3	Zus	ammenfassung	129
9	ZU	SAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	130
9.1	Zus	ammenfassung	130
9.2	Au	sblick	
10		LITERATUR	133

1 Einleitung

Ausgelöst durch einige spektakuläre Einstürze von Tragwerken, ist in der breiteren wie auch in der Fach- Öffentlichkeit eine Diskussion um die *Robustheit* unserer Tragwerke entstanden. Dieser Begriff wird dann nicht selten gleichgesetzt mit massiven Konstruktionen und dabei automatisch filigranen Stahlkonstruktionen ein Gefährdungspotential unter Extremereignissen unterstellt.

Die frühere DIN Norm 1055-100 "Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln" [6] kannte zwar schon den Begriff der Robustheit in Kapitel 3.1.3.3 als Fähigkeit des Tragwerks oder bestimmter Teile davon, nicht schlagartig zu versagen bzw. den Verlust eines ausreichenden Tragwiderstands durch große Verformungen oder Rissbildungen anzukündigen. Allerdings waren klare Regelungen zur Vermeidung eines progressiven Kollapses oder ein durchgehendes und wirkungsvolles Konzept, das Entwurfs- und Nachweisregeln für vorhersehbare und nicht vorhersehbare außergewöhnliche Einwirkungen vorhält, in der früheren deutschen Normengeneration nicht vorhanden. In Kapitel 4.1 zu "Grundlegende Anforderungen" wurde lediglich gefordert, dass die Wahl eines Systems oder einer baulichen Durchbildung derart erfolgt, dass der zufällige Ausfall eines einzelnen Bauteils oder eines begrenzten Teils des Tragwerks, bzw. das Auftreten hinnehmbarer örtlicher Schädigungen, nicht zum Versagen des Gesamttragwerks führt. Solche undifferenzierten Pauschalfordungen werden zurzeit noch eher übersehen und nicht umgesetzt. Sie können aber als Argument gegen leichte Konstruktionsformen wie im Stahlrahmenbau mit gelenkigen Trägeranschlüssen genutzt werden und im Extremfall bei Schäden zu juristischen Konsequenzen führen.

Im Bauwesen wurde mit Einführung der Europäischen Normengeneration, der Eurocodes, die frühere Basisnorm DIN 1055-100 [6] durch DIN EN 1990 "Grundlagen der Tragwerksplanung" [12] und DIN EN 1991 "Einwirkungen auf Tragwerke" [13] ersetzt. Die neue Basisnorm DIN EN 1990 geht in ihren Anforderungen und den zu berücksichtigenden Bemessungssituationen nun deutlicher auf außergewöhnlichen Bemessungssituationen ein und fordert auch ausdrücklich die Vermeidung einer unverhältnismäßigen Schadensfortpflanzung, also eines progressiven Kollapses. Zum weiteren Vorgehen wird auf die Norm DIN EN 1991-1-7 [16] verwiesen, die im Gegensatz zur DIN 1055-9 [7] auch auf außergewöhnliche Bemessungssituationen des Hochbaus eingeht, Entwurfsstrategien vorschlägt und auch einige Entwurfsregeln für Hochbauten enthält. Das heißt nicht, dass die hier verankerten Konzepte schon durchgehend und wirkungsvoll sind. Hier wird allerdings die Forderung nach Robustheit werkstoffübergreifend gestellt, also auch für die Stahl- und Verbundbauweise. Die DIN EN 1991-1-7 gibt zwar schon indirekte Entwurfsmethoden für Zugverankerungen vor, der damit erreichte Grad an Robustheit lässt sich kaum quantifizieren

noch lässt sich damit sicherstellen, dass sich bei einem Stützenausfall, unter allen Randbedingungen tatsächlich die gewünschte Schnittgrößenumlagerung durch Spannbandwirkung über den geschädigten Bereich einstellt. Ausführlichere Angaben zur Vorgehensweise für die Vermeidung eines progressiven Kollapses wie z.B. der rechnerischen Entfernung von Traggliedern und dem Nachweis ausreichender Standsicherheit sind in DIN EN 1991-1-7, im Gegensatz z.B. UFC-4-023-03 [57] oder GSA 2003 [58] keine Angaben gemacht.

Zukünftig wird also die Forderung nach Robustheit in noch weit höherem Maße gefordert als bisher und die allermeisten planenden Ingenieure werden hier völliges Neuland betreten und große Probleme bekommen, die Forderungen in einem wirtschaftlich angemessenen Rahmen umzusetzen, denn es fehlt in DIN EN 1991-1-7 ein Konzept, dessen Strategien und Entwurfsregeln auf den Stahl- und Verbundhochbau zugeschnitten sind und die Eigenschaften und Vorteile des Materials Stahl effizient nutzen. Die nationalen Bemessungsnormen im Stahl- und Verbundbau DIN 18800 [8] und DIN 18800-5 [9] gingen bisher auf das Thema Robustheit nicht ein. Das lag hauptsächlich auch an der fehlenden Forschung in diesem Bereich in den letzten Dekaden. Der Massivbau kann dagegen auf weit zurückreichende intensive Forschung, vor allem aus dem Bereich Erdbeben, zurückgreifen. So fand schon vor vielen Jahren ein Kapitel zur Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Einwirkungen Eingang in DIN 1045-1 [5]. Damit die Stahl- und Verbundbauweise unter dem Gesichtspunkt der Robustheit bei Architekten, Bauherren und Behördenvertretern keine Abwertung gegenüber der Massivbauweise erleidet, mussten hier effektive Bemessungsstrategien und Entwurfsregeln entwickelt werden, die das Potential des Stahls und seine Vorteile gegenüber dem Beton aufgreifen.

Das Ziel des Forschungsvorhabens war in Hinblick auf die zukünftig relevante Anforderung der Robustheit in außergewöhnlichen Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7, die Konkurrenzfähigkeit von Stahl- und Stahlverbundrahmenkonstruktionen gegenüber der Massivbauweise durch die Entwicklung adäquater intelligenter Konstruktions- und Bemessungsstrategien zu verbessern.

Im Einzelnen waren die Ziele wie folgt:

- Ausarbeitung von Strategieempfehlungen f
 ür Rahmentragwerke des Hochbaus in der Stahl- und Verbundbauweise, Entwicklung von Konzepten zur Anwendbarkeit von DIN EN 1991-1-7 an konkreten Beispielen der Praxis.
- Bestimmung der Anforderungen von Bauteilen und Anschlüssen: erforderliche Verformungsfähigkeit und Beanspruchbarkeit bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen, insbesondere bei einem Stützenausfall in einem Rahmentragwerk mit Hilfe numerischer Simulationen.

 Entwicklung von Stahl- und Verbundanschlüssen mit verbesserter Duktilität und hoher M-N-Tragfähigkeit zur Aktivierung von Membrantragwirkung als alternativer Lastpfad, Erarbeitung von indirekten Konstruktionsregeln für geschraubte Anschlüsse zur Sicherstellung ausreichender Duktilität und Tragfähigkeit für Spannbandwirkung.

2 Definition außergewöhnlicher Einwirkungen

2.1 Allgemeines

Außergewöhnliche Einwirkungen stellen Extremereignisse für ein Tragwerk dar. Ihre Beschreibung ist mit großer Unsicherheit behaftet. Sie werden, wenn sie normativ vorgegeben werden, in der Regel vorsichtig angesetzt [48]. In einem ersten Arbeitsschritt wurde der Begriff der außergewöhnlichen Einwirkungen erläutert und außergewöhnliche Einwirkungsszenarien im Hochbau definiert. Dabei wurden einerseits die in DIN EN 1991-1-7 eingeführten außergewöhnlichen Einwirkungen, andererseits weitere, in der Literatur erwähnte, außergewöhnliche Einwirkungen betrachtet. Diese wurden nach Einwirkungsart und –stärke sowie dem möglichen Ort des Lastangriffs unterteilt. Weiterhin wurden die außergewöhnlichen Einwirkungen in Szenarien unterteilt und Kategorien definiert, woraus mögliche Konsequenzen für die Tragstruktur abgeleitet wurden.

2.1 Der Begriff der außergewöhnlichen Einwirkungen

In [59] wird der Begriff der außergewöhnlichen Einwirkung anhand von DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7 definiert. In 1.5.2.5 von DIN EN 1990 ist die außergewöhnliche Bemessungssituation, die außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk einbezieht; z. B. Brand, Explosion, Anprall oder örtliches Versagen". Gleichzeitig werden in 1.5.3.5 von DIN EN 1990 im Zusammenhang mit Einwirkungen die außergewöhnlichen Einwirkungen "A" als "eine Einwirkung, die i.d.R von kurzer Dauer, aber von bedeutender Größenordnung ist, und die während der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks, jedoch mit keiner nennenswerten Wahrscheinlichkeit auftreten kann" definiert. Nach Anmerkung 2 dazu können "Anprall, Schnee, Wind und Erdbeben als veränderliche oder außergewöhnliche Einwirkung behandelt werden, je nach statistischem Auftreten." Die Definition außergewöhnlich bezieht sich somit im Gegensatz zu veränderlich oder ständig lediglich auf die Häufigkeit des Auftretens, wobei zu beachten ist, dass beim Ansatz veränderlicher Lasten im Gegensatz zu außergewöhnlicher Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert anzusetzen ist.

Da es neben den "Gefährdungen, die als Einwirkungen berücksichtigt werden können, noch weitere gibt, die sich als fehlende oder ungenügende Tragwiderstände äußern oder die Randbedingungen des Tragwerks verschlechtern (Verlust von Auflagern und Einspannungen)" wird in [59] neben dem Begriff der Einwirkung auch der Begriff Gefährdung eingeführt.

4

2.2 Außergewöhnliche Bemessungssituationen

Innerhalb der Definition von Bemessungssituationen in DIN EN 1990 wird unter anderem die außergewöhnliche Situation aufgelistet, "die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk beziehen, z. B. auf Brand, Explosionen, Anprall oder Folgen lokalen Versagens".

Nach [59] können die ersten drei genannten Beispiele wie Einwirkungen betrachtet werden, während das letzte (Folgen lokalen Versagens) eine Modifikation auf der Widerstandsseite erfordert.

Dies entspricht der in DIN EN 1990, 6.4.3.3(4) genannten Forderung, dass die Einwirkungskombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen entweder "explizit eine außergewöhnliche Einwirkung A (Brandbelastung oder Anprall) enthalten" oder "eine Situation nach dem außergewöhnlichen Ereignis (A=0) erfassen".

Auch DIN EN 1991-1-7, 3.1(1) verweist auf den oben bereits genannten Ansatz der außergewöhnlichen Bemessungssituation nach DIN EN 1990.

Im Rahmen der Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit wird in DIN EN 1990, 6.4.3.3 auch die Kombination von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen geregelt und die folgende Gleichung (2.1) gegeben:

$$E_{d} = E\{G_{kj}; P; A_{d}; (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1})Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \ j \ge 1 \ ; i \ge 1$$

$$(2.1)$$

mit:

E{}	Auswirkung berechnet als Funktion von Einwirkungen
G_{kj}	Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j
Р	Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung
A _d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
$\psi_{1,1}$	Beiwert für häufige Werte der Leiteinwirkung
ψ _{2,1}	Beiwert für quasi-ständige Werte der Leiteinwirkung
Q _{k,1}	Charakteristischer Wert der Leiteinwirkung
$Q_{\mathbf{k},\mathbf{i}}$	Charakteristischer Wert der Begleiteinwirkung

Wie in [59] beschrieben zeigt Gleichung (2.1), dass "nicht nur außergewöhnliche, sondern auch ständige Einwirkungen, Leit- und Begleiteinwirkungen nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen multipliziert werden, wie das bei den Grundkombinationen zum Nachweis der Tragsicherheit geschieht. Das heißt, dass zum rechnerischen Versagenszustand kein Abstand eingehalten wird, sondern dass die Einwirkungen bis zum rechnerischen Versagen gesteigert werden und damit eine Schädigung des Tragwerks in Kauf genommen wird."

5

Um Gleichung (2.1) anwenden zu können müssen jedoch die außergewöhnlichen Einwirkungen identifiziert werden. Im Folgenden werden daher möglich auftretende außergewöhnliche Einwirkungen aufgelistet.

2.3 Einwirkungen in DIN EN 1991-1-7

2.3.1 Allgemeines

Für jedes Bauwerk muss separat betrachtet werden, welchen Einwirkungen es ausgesetzt sein kann. In DIN EN 1991-1-7 wird nur auf zwei Typen von außergewöhnlichen Einwirkungsarten qualitativ eingegangen. Zum einen wird in Kapitel 4 der Anprall von verschiedenen Verkehrsmitteln (Straßenfahrzeuge, Gabelstapler, Eisenbahnfahrzeuge, Schiffe und Landung von Helikoptern) behandelt, zum anderen in Kapitel 5 die Innenraumexplosion (Staubexplosionen, Erdgasexplosionen und Explosionen in Tunnel). Im Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-7 [15] werden außerdem noch die Einwirkungen von Trümmern beschrieben. Als Anwendungsbereich wird in 1.1 von DIN EN 1991-1-7 ausdrücklich darauf hingewiesen, dass "keine außergewöhnlichen Einwirkungen außerhalb von Gebäuden" und auch nicht "die Resttragfähigkeit von Hochbauten oder anderen Ingenieurbauwerken, die durch seismische Einwirkungen oder Brand beschädigt wurden" behandelt werden. Während für die Einwirkungen "Staubexplosion in Silos" auf DIN EN 1991-4 [18] und "Anpralllasten aus Fahrzeugen auf einer Brücke" auf DIN EN 1991-2 [17] verwiesen wird, wird auf Brand- und Erdbebeneinwirkung nicht ausdrücklich eingegangen. Diese sind jedoch in eigenen Normen DIN EN 1991-1-2 [14] (Brandschutz) und DIN EN 1998 [23] (Erdbeben) geregelt.

2.3.2 Anprall

2.3.2.1 Allgemeines

In Kapitel 4 von DIN EN 1991-1-7 wird an erster Stelle der Anwendungsbereich und die behandelten Ereignisse festgelegt. Dabei werden Kollisionen mit Leichtbautragwerken (Gerüste, Beleuchtungsmasten, Fußgängerbrücken) ausgeschlossen und hierzu auf den Nationalen Anhang verwiesen. Dies resultiert nach [59] aus historischen Gründen. Ebenso wird für Anpralllasten auf Schrammborde oder Geländer auf DIN EN 1991-2 und für die Übertragung von Anpralllasten in die Tragwerksfundamente auf den Nationalen Anhang [15] verwiesen.

Um eine vereinfachte Betrachtung der dynamischen Kräfte als statische Ersatzkräfte vorzunehmen, wird ebenfalls geregelt, auf welche Tragwerke oder Bauteile die Anprallkräfte wirken.

6

Nach Anhang C, C.1 von DIN EN 1991-1-7 ist der Anprall "ein Interaktionsphänomen zwischen einem bewegten Objekt und einem Tragwerk, bei dem die kinetische Energie des Objekts plötzlich in Deformationsenergie umgewandelt wird". Dabei wird zwischen zwei Arten von Anprall unterschieden: Zum einen wird ein Anprall als "harter Stoß" bezeichnet, wenn die Energie des Anpralls im Wesentlichen durch das Anprallobjekt dissipiert wird, das heißt, wenn das Tragwerk starr ist und sich das Anprallobjekt verformt. Zum anderen wird bei einem "weichen Stoß" die kinetische Energie durch elastisch- plastische Verformung des Tragwerks absorbiert. In DIN EN 1991-1-7, 4.2(2) wird die Annahme getroffen, dass nur das Anprallobjekt die gesamte Energie absorbiert, was im Allgemeinen Ergebnisse auf der sicheren Seite liefert.

Die wesentlichen Eigenschaften einer Anpralluntersuchung sind neben den Eigenschaften des Tragwerks die Geschwindigkeit, Massenverteilung und Steifigkeit des bewegten Objekts. Außerdem spielen Anprallwinkel und Bewegung des Anprallobjekts nach der Kollision eine Rolle.

2.3.2.2 Anprall von Straßenfahrzeugen

In DIN EN 1991-1-7 wird zwischen einem Anprall auf stützende Unterbauten (4.3.1) und einem Anprall auf Überbauungen (4.3.2) unterschieden.

Beim Anprall auf stützende Unterbauten sind in Tabelle 4.1 der DIN EN 1991-1-7 äquivalente statische Ersatzlasten in x- und y-Richtung je nach Straßentyp und Fahrzeugtyp gegeben (s. Tabelle 2-1).

Tabelle 2-1: Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenverkehr	auf
Stützkonstruktionen von Tragwerken an und über Verkehrswegen [16]	

Kotogorio	Kraft F _{dx} ^a	Kraft F _{dy} ^a
Kalegone	kN	kN
Autobahnen und Bundesstraßen	1 000	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	750	375
Innerstädtische Straßen	500	250
Privatstraßen und Parkgaragen für:		
— Pkws	50	25
— Lkws ^b	150	75
^a x = in Fahrtrichtung, y = quer zur Fahrtrichtung.		
^b Lkws mit Leergewicht größer als 3,5 t.		

Diese werden in Tabelle NA.2-4.1 des Nationalen Anhangs durch zusätzliche Kategorien erweitert (s. Tabelle 2-2).

	1	2	3
		Statisch äquivalente Anprallkraft in MN	
	Kategorie	F _{dx} in Fahrtrichtung	F _{dy} rechtwinklig zur Fahrtrichtung
1	Straßen außerorts	1,5	0,15
2	Straßen innerorts bei $\nu \ge$ 50 km/h ^a	1,0	0,5
	Straßen innerorts bei v < 50 km/h ^{a b}		
3	- an ausspringenden Gebäudeecken	0,5	0,5
4	— in allen anderen Fällen	0,25	0,25
5	Für Lkw befahrbare Verkehrsflächen (z. B. Hof- räume) bzw. Gebäude mit Pkw-Verkehr > 30 kN	0,1	0,1
6	Für Pkw befahrbare Verkehrsflächen	0,050	0,025
7	— bei Geschwindigkeitsbeschränkung für $v \leq 10 \text{ km/h}$	0,015	0,008
8	Tankstellenüberdachungen ^{b c}	0,1	0,1
	Parkgaragen für Pkw ≤ 30 kNb		
9	 Einzel-/Doppel-Garage, Carports 	0,01	0,01
10	— in allen anderen Fällen	0,04	0,025
 ^a Nur anzusetzen, wenn stützende Bauteile der unmittelbaren Gefahr des Anpralls von Straßenfahrzeugen ausgesetzt sind, d. h. im Allgemeinen im Abstand von weniger als 1 m von der Bordschwelle. ^b Nur anzusetzen, wenn bei Ausfall der stützenden Bauteile die Standsicherheit von Gebäude/Überdachung/Decke gefährdet ist. ^a Nur anzusetzen, wenn die stützenden Bauteile nieht am fließenden Verkehr liegen sonet wie Zeile 4 bie 4. 			

$T 1 11 2 2 4 \cdot 1$		111 ···C	$\mathbf{C}_{\mathbf{L}} = \mathbf{O}_{\mathbf{L}}$	1 1 5151
$I a h \rho h \rho / - / \cdot A a h h v a h \rho h f \rho$	STATISCHO A	annralleratte	aus Atrakon	orvonr IIII
1 u c u c 2 2. I g u v u c u c	Sidiische I.	m p m u m u n u n c	uns sinapen	
1		1 .		L J

Zusätzlich werden Regeln für die Anwendung dieser Kräfte angegeben, die im Nationalen Anhang weiter spezifiziert werden dürfen. Dabei wird sowohl die Höhe der Anprallkraft für LKWs und für PKWs gegeben, als auch die Anprallfläche festgelegt.

Für die in DIN EN 1991-1-7 gegebenen Werte für die Höhe der Anprallfläche sowie die Angriffshöhe (s. Abbildung 2-1) wird im Nationalen Anhang lediglich die Angriffshöhe für LKWs zu 1,25 m geändert.

Die Breite der Anprallfläche entspricht nach DIN EN 1991-1-7 der Bauteilbreite, jedoch maximal 1,5 m und wird im Nationalen Anhang zu b \times h = 0,5 m \times 0,2 m spezifiziert.

Der Anprall auf Überbauungen sollte zuerst durch ausreichende Durchfahrtshöhen oder wirksame Schutzmaßnahmen verhindert werden. Wenn dies nicht gewährleistet werden kann, liefert DIN EN 1991-1-7 in Tabelle 4.2 äquivalente statische Anprallkräfte (s. Tabelle 2-3). Der Nationale Anhang schließt mit NDP zu 4.3.2(2) eine Berücksichtigung von quer zur Fahrtrichtung anzusetzenden Kräften aus.



Legende

- *a* empfohlene Höhe der Anprallfläche; liegt zwischen 0,25 m (für Pkws) und 0,50 m (für Lkws)
- *h* Angriffshöhe der Anprallkraft über Straßenoberkante; liegt zwischen 0,5 m (für Pkws) und 1,5 m (für Lkws)
- x Mittellinie der Fahrspur

Abbildung 2-1: Anprallkraft auf Stützkonstruktion neben Fahrspuren [16]

Tabelle 2-3: Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte auf Überbauten [16]

Kategorie	Äquivalente statische Ersatzkraft F _{dx} ª kN
Autobahnen und Bundesstraßen	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	375
Innerstädtische Straßen	250
Privatstraßenund Parkgaragen	75
^a x = in Fahrtrichtung	

Die Lage der Anpralllast auf Überbauungen wird in DIN EN 1991-1-7 wie in Abbildung 2-2 dargestellt angegeben.



Legende

x Fahrtrichtung

h Abstand der Straßenoberkante von der Unterkante der Brücke

Abbildung 2-2: Anprallkraft auf Stützkonstruktion neben Fahrspuren [16]

2.3.2.3 Einwirkungen aus Gabelstaplern

Die Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen aus einem Anprall eines Gabelstaplers darf nach DIN EN 1991-1-7 anstelle einer dynamischen Berechnung durch eine äquivalente statische Kraft erfolgen.

Wird die Ersatzlast nicht mit dem dynamischen Verfahren für einen weichen Stoß ermittelt wird eine Ersatzlast von F=5W empfohlen. Dabei ist W die Summe aus Leergewicht und Stapellast.

Der Lastangriffspunkt liegt in einer Höhe von 0,75 m über dem Fußboden.

2.3.2.4 Einwirkungen aus Helikoptern

Die außergewöhnliche Einwirkung aus Helikoptern ist nur bei Gebäuden mit Hubschrauberlandeplatz anzusetzen und resultiert aus einer Annahme einer Notlandung. In DIN EN 1991-1-7 wird eine vertikale äquivalente statische Kraft in Abhängigkeit der Masse des Helikopters angegeben (s. Gleichung (2.2)).

$$\mathbf{F}_{\mathbf{d}} = \mathbf{C} \cdot \sqrt{\mathbf{m}} \tag{2.2}$$

mit:

C
$$3 kN kg^{-0,5}$$

m Masse des Helikopters, in kg

Die Anprallkraft sollte an jedem Punkt der Landefläche und auf dem Dach im Bereich von 7 m Abstand vom Rand der Landefläche angesetzt werden. Die Stoßfläche sollte mit 2 m x 2 m angenommen werden.

2.3.3 Innenraumexplosion

Im Nationalen Anhang (NDP zu 5.3 (1)) sind Regelungen für Verfahren bei Innenraumexplosionen für die Herstellung neuer Tragwerke gegeben. Dabei sind Staubexplosionen in Räumen, Behältern oder Bunkern nach DIN EN 1991-4 zu berücksichtigen, während Einwirkungen aus Gasund Dampf-Luftexplosionen in Straßen- und Eisenbahntunneln, in denen explosive Stoffe gelagert werden, im Rahmen von Gutachten zu behandeln sind.

Bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken mit Gasanschluss oder Lagerung explosiver Stoffe wie explosiver Gase, Flüssigkeiten sind Explosionen in Abhängigkeit der Versagensfolgeklasse des

Bauwerks beim Entwurf zu berücksichtigen. Die Übertragung des Explosionsdrucks von nichttragenden Bauteilen auf die tragenden Bauteile ist zu berücksichtigen. Eine genauere Erläuterung der Versagensfolgeklassen folgt in Kapitel 2.5.

Bei baulichen Anlagen, die den Versagensfolgeklassen CC2 oder CC3 zugeordnet sind, müssen Haupttragteile so bemessen werden, dass sie den Einwirkungen genügen, entweder durch einen Nachweis mit äquivalenten statischen Lastmodellen oder durch Anwendung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln.

Bei Bauwerken mit der Klasse CC3 in der Regel eine dynamische Berechnung erforderlich.

Wesentliche Einflussparameter auf die bei einer Innenraumexplosion vorhandenen Drücke sind:

- Typ des Staubs, Gases oder Dampfes,
- Anteil von Staub, Gas oder Dampf in der Luft,
- der Gleichförmigkeit des Staub-, Gas- oder Dampf-Luft-Gemisches,
- der Zündquelle,
- der Anwesenheit von Hindernissen im Raum,
- der Größe, Form und Festigkeit des Raumabschlusses,
- dem Umfang an verfügbaren Öffnungen und Druckablassen.

Das wahrscheinliche Vorhandensein von Staub, Gas oder Dampf in verschiedenen Innenräumen oder Gruppen von Innenräumen ist im gesamten Gebäude zu prüfen; die Öffnungswirkungen und die Geometrie des Innenraums oder der Gruppe von Innenräumen sind zu berücksichtigen.

In Abschnitt 5 der DIN EN 1991-1-7 sind nur grundsätzliche Regelungen zu Innenraumexplosionen vorhanden. Im in Deutschland unverbindlichen informativen Anhang D sind explizite Berechnungsangaben für die folgenden Fälle gegeben:

- Staubexplosionen in Räumen, Behältern oder Bunkern
- Naturgasexplosionen in Räumen
- Gas- und Dampf-Luft-Explosionen in Straßen- und Eisenbahntunnels

2.4 Weitere Einwirkungen

2.4.1 Allgemeines

Da in DIN EN 1991-1-7 nur ein Teil der möglicherweise auftretenden außergewöhnlichen Einwirkungsszenarien geregelt ist, werden im Folgenden noch weitere für den Hochbau relevante außergewöhnliche Beanspruchungen aus der Literatur aufgeführt.

2.4.2 Flugzeuganprall

Der Anprall eines Flugzeugs auf gewöhnliche Gebäude wird in der Regel aufgrund der hohen kinetischen Energie zu einem Versagen der betroffenen Bauteile führen. Die Triebwerke müssen wegen ihrer Massivität zusätzlich bei einer Anpralluntersuchung betrachtet werden. Die Anprallgeschwindigkeit der Triebwerke ist aber geringer als die des Rumpfes, da durch den Rumpf schon einige kinetische Energie dissipiert wird.

Außerdem kann die Geschwindigkeit des Flugzeuges eingegrenzt werden. Ein Anprall eines Flugzeuges ist am wahrscheinlichsten beim Start- und Landevorgang. Deshalb kann bei einer Bemessung die Landegeschwindigkeit, die deutlich geringer ist als die Reisegeschwindigkeit, angesetzt werden. Bei einem vorsätzlichen Anprall ist von einer deutlich höheren Geschwindigkeit auszugehen. Hierbei spielt die Kapazität der Triebwerke und die Struktur eines Flugzeuges eine Rolle. Zum anderen muss das Flugzeug noch steuerbar sein. Die Umgebung, Größe und Fläche des Gebäudes sind genauso wichtig. Zusätzlich kann der Anprallwinkel des Flugzeuges eingegrenzt werden. Bei hohen Gebäuden kann es im schlimmsten Fall zu einem senkrechten Anprall kommen. Bei niedrigen Gebäuden ist der Anprallwinkel aus flugzeugtechnischen Gründen auf 6-10° zu begrenzen.

Letztendlich ist ein Flugzeuganprall mit statischen äquivalenten Ersatzlasten schwer zu erfassen und eine Berücksichtigung dieses Szenarios bei der Bemessung schwer zu bewerkstelligen, da in den meisten Fällen mehr als ein Element der Tragstruktur durch den Anprall beschädigt wird.

2.4.3 Explosionen außerhalb von Bauwerken

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge einer Explosion, die außerhalb von Bauwerken stattfindet sind separat zu Innenraumexplosionen (die in DIN EN 1991-1-7 behandelt sind) aufgrund der unterschiedlichen Druckausbreitungsmöglichkeiten zu berücksichtigen.

In [33] wird beschrieben, dass dabei die Druckwelle das Medium mit dem größten Schadenspotential ist. Sie besteht aus extrem komprimierter Luft und breitet sich sphärisch vom Explosionsherd mit hoher Geschwindigkeit aus. Wie in Abbildung 2-3 dargestellt ist, fällt der Druck nach der Explosion aber sehr schnell ab, bis ein Gleichgewicht mit der umgebenden Luft erreicht wird. Bemessungsrelevant für Baustrukturen ist der Reflexionsspitzenüberdruck. Die Unterdruckphase ist normal länger als die Überdruckphase hat aber wesentlich geringere Amplituden. Der Reflexionsüberdruck entsteht durch die Reflektion der Druckwelle an einer Oberfläche, abhängig von Spitzenüberdruck und Winkel. Durch eine Überlagerung der eintreffenden und reflektierten Druckwellen und außerdem noch hinzukommendem dynamischem Staudruck steigt der Gesamtdruck um ein Vielfaches an.



Abbildung 2-3: Druck-Zeitverlauf einer Explosion [33]

Die Einwirkungen infolge Explosionen lassen sich entweder über verschiedene semi-empirische Gleichungen oder mit numerischen Simulationsprogrammen umgesetzten Hydro-Codes ermitteln. Im Nahbereich einer Explosion liegt eine Beanspruchung vor die zum Durchstanzen des Bauteils führen kann.

2.5 Konsequenzen für die Tragstruktur

Auch wenn in DIN EN 1990 allgemeine Anforderungen an ein Tragwerk geregelt werden, sollten auch die für jedes Projekt spezifisch vorhandenen Anforderungen berücksichtigt werden.

Dazu müssen das vorhandene Gefährdungspotenzial und die möglichen Folgen eines Kollapses und die Frage, ob Kollapsresistenz beim betrachteten Bauwerk notwendig ist, für jedes Projekt separat mit dem Bauherrn bzw. der zuständigen Behörde festgelegt werden. Dabei spielt zum einen die Anfälligkeit eines Bauwerks gegenüber Naturkatastrophen, vorsätzlicher oder unbeabsichtigter Schädigung, wie zum Beispiel eines Fahrzeugsanpralls, eine große Rolle. Zum anderen ist ein wichtiger Faktor zur Beurteilung der Auswirkungen eines Kollapses die Folge, die dieser mit sich bringen würde, wobei Folgen für Menschenleben, aber auch wirtschaftliche, soziale und umweltbeeinträchtigende Folgen in Betracht gezogen werden müssen.

Zur Beurteilung dieser Folgen Konsequenzen für das Bauwerk werden in Anhang B von DIN EN 1990 die sogenannten Schadensfolgeklassen (CC) eingeführt. Wie in Tabelle 2-4 zu sehen ist, sind neben den genannten Merkmalen einer Schadensfolgeklasse auch einige Beispiele angegeben, die die Einteilung der Bauwerke zur entsprechenden Schadensfolgeklasse vereinfachen soll.

Schadens- folgeklassen	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC 3	Hohe Folgen für Menschleben <u>oder</u> sehr große wirtschafliche, soziale oder umweltbe- teinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z.B, eine Konzerthalle)
CC 2	Mittlerer Folgen für Menschenleben, beein- trächtliche wirtschafliche, soziale oder um- weltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Ge- bäude mit mittleren Versagensfolgen (z.B. ein Bürogebäude)
CC 1	Niedrige Folgen für Menschenleben <u>und</u> kleine oder vernachlässigbare wirtschaft- liche, soziale oder umweltbeinträchti- gende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßi- gen Personenverkehr (z.B. Scheunen, Ge- wächshäuser)

Tabelle 2-4: Klassen für Schadensfolgen nach DIN EN 1990, Anhang B [12]

In DIN EN 1991-1-7 werden zur Einteilung der Tragwerke in diese Schadensfolgeklassen Beispiele im Zusammenhang mit der Gebäudenutzung und Gebäudetyp aufgeführt. Außerdem wird Schadensfolgeklasse 2 in zwei untergeordnete Schadensfolgeklassen CC2a (untere Risikogruppe) und CC2b (obere Risikogrupp) unterteilt. Im deutschen Nationalen Anhang werden die Schadensfolgeklassen in Versagensfolgeklassen umbenannt und die Unterteilung der Klasse 2 folgt in CC2.1 und CC2.2. Die darin aufgeführten Kriterien sind konkreter und einfacher zu handhaben wie es aus dem Vergleich der beiden Einteilungen in [59] hervorgeht (s. Tabelle 2-5).

Schadens- folgeklassen	Beispiele für Zusammenhang von Gebäudetyp und Nutzung nach DIN EN 1991-1-7 [5]	Gebäudetypen ^{a)} nach dem deutschen nationalen Anhang [6]	
CC 1	 Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Stockwerken. Landwirtschaftliche Gebäude. Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-Fache der Gebäudehöhe beträgt. 	 Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m. Land- und forstwirtschaftlich genutzte Gebäude. 	
CC 2 2a Untere Risiko- Gruppe bzw. CC2.1	 S-stöckige Gebäude mit einheitlicher Nutzung. Hotels mit bis zu 4 Stockwerken. Wohn- und Apartmentgebäude mit bis zu 4 Stockwerken. Bürogebäude mit bis zu 4 Stockwerken. Industriebauten mit bis zu 3 Stockwerken. Einzelhandelsgeschäfte mit bis 3 Stockwerken und bis 1000 m² Geschossfläche in jedem Geschoss. Einstöckige Schulgebäude. Alle Gebäude mit bis zu 3 Stockwerken mit Publikumsverkehr und Geschossflächen bis 2000 m² in jedem Geschoss. 	– Gebäude mit einer Höhe ^b von mehr als 7m bis zu 13m.	
CC 2 2b Obere Risiko- Gruppe bzw. CC2.2	 Hotels, Wohn- und Apartmentgebäude mit mehr als 4 und bis zu 15 Stockwerken. Schulgebäude mit mehr als einem und bis zu 15 Stockwerken. Einzelhandelsgeschäfte mit mehr als 3 und bis zu 15 Stockwerken. Krankenhäuser mit bis 3 Stockwerken. Bürogebäude mit mehr als 4 und bis zu 15 Stockwerken. Alle Gebäude mit Publikumsverkehr mit Geschoss- flächen von mehr als 2000 m² und bis 5000 m² in jedem Geschoss. Parkhäuser mit bis zu 6 Stockwerken. 	 Gebäude, die nicht den Versagensfolgeklassen 1, 2.1 und 3 zuzurechnen sind, sowie die in der Versagens- folgeklasse 3 genannten Gebäude mit einer Höhe ^{b)} von bis zu 13 m. 	
CC 3	 Alle Gebäude, die die Stockwerksanzahl und Flächengrenzen der Klasse 2 übersteigen. Alle Gebäude mit starkem Publikumsverkehr. Stadien mit mehr als 5000 Zuschauem. Gebäude mit lagemden Gefahrgütern oder gefährlichen Verfahren. 	 Hochhäuser (Gebäude mit einer Höhe ^{b)} von mehr 22 m). Folgende Gebäude mit einer Höhe ^{b)} von mehr als 13 m: Verkaufsstätten, deren Verkaufsräume und Laden- straßen eine Grundfläche von insgesamt mehr als 2000 m² haben, Gebäude für mehr als 200 Personen, ausgenommen Wohn- und Bürogebäude, sonstige, öffentlich zugängliche Gebäude, in denen aufgrund ihrer Nutzung zeitweilig mit großen Menschenansammlungen zu rechnen ist, und mit mehr als 1600 m² Grundfläche des Geschosses mit der größten Ausdehnung, Gebäude mit Räumen, deren Nutzung durch Umgang oder Lagerung von Stoffen mit Explosions- oder er- höhter Brandgefahr verbunden ist 	
Fußnoten von [6]	 ^{a)} Sofem die in der Tabelle genannten Gebäude mehreren Versagensklassen zugeordnet werden können, ist die jeweils höchste maßgebend. ^{b)} Höhe ist das Maß der Oberkante des fertigen Fußbodens des höchstgelegenen Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum möglich ist, über der Geländeoberfläche im Mittel. 		

Tabelle 2-5: Zuordnung zu Schadensfolgeklassen [59]	Tabelle 2-5:	Zuordnung	zu Schaa	lensfolgekla	ssen [59]
---	--------------	-----------	----------	--------------	-----------

2.6 Zusammenfassung

Bei der Bemessung eines Tragwerks ist es wichtig sämtliche Einwirkungen die auftreten können zu erkennen und entsprechend mit Hilfe der zugehörigen Lastkombinationen zu berücksichtigen. Diese außergewöhnlichen Einwirkungen müssen für jedes Bauwerk spezifisch in Abhängigkeit der Umgebung definiert werden.

In Tabelle 2-6 ist eine Übersicht der in DIN EN 1991-1-7 geregelten außergewöhnlichen Einwirkungen, die im Hochbau auftreten können, zusammenfassend dargestellt. Dabei werden zusätzlich zur Einwirkungsart die Einwirkungsstärke sowie der Ort des Lastangriffs angegeben. Diese Parameter sind notwendig um eine spezifische außergewöhnliche Einwirkung bei der Bemessung anzusetzen.

Einwirkungsart			Einwirkungsstärke		Ort des Lastangriffs
		Kategorie	Äquivalente stati- sche Ersatzkraft in Fahrtrichtung	Kraft quer zur Fahrtrichtung F _{dy} [kN]	Höhe der Ersatz- kraft über Boden
			<i>F</i> _{dx} [kN]	[]	
	Anprall auf Unterbauten	Autobahnen und Bun- desstraßen	1000	500	
Fahrzeuganprall (Kapitel 2.3.2.2) Anegradi Ane Ile		Landstraßen außerhalb von Ortschaften	750	375	- E _
		Innerstädtische Straßen	500	250),25 0,5n
		Privatstraßen und Parkgaragen für:			läche: (läche:
		- Pkws	50	25	ler F der I
		- Lkws b	150	75	öhe d
	Anprall auf Überbauten	Autobahnen und Bun- desstraßen	500	-	,5 m Hé 1,5 m H
		Landstraßen außerhalb von Ortschaften	375	-	- NXW: 0
		Innerstädtische Straßen	250	-	_
		Privatstraßenund Parkgaragen	75	-	-
Gabelstapler			5 · W		0,75 m
(Kapitel 2.3.2.3)					
Hubschrauberanprall			Vertikale Kraft:		Fläche: 2 · 2 m
(Kapi	tel 2.3.2.4)		$C \cdot m$		

Tabelle 2-6: Übersicht der geregelten außergewöhnlichen Einwirkungen im Hochbau

Es gibt aber auch außergewöhnliche Einwirkungen, die nicht direkt vorhersehbar sind oder zum Zeitpunkt der Planung noch gar nicht existieren. Die Vielfalt der Einwirkungen ist groß und ein Tragwerk kann nicht gegen jede bestimmte Einwirkung bemessen werden. Deshalb gibt es Entwurfsstrategien, die versuchen, außergewöhnliche Bemessungssituationen mit aus nicht identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen zu berücksichtigen.

3 Bestehende Bemessungsstrategien

3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die in DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7 vorhandenen Bemessungsstrategien für die außergewöhnlichen Bemessungssituationen insbesondere zur Verhinderung eines progressiven Kollaps definiert.

Anschließend erfolgte die Bewertung der zur Verfügung stehenden Strategien zur Verhinderung eines Progressiven Kollapses in Abhängigkeit des Einwirkungsszenarios. Die verfügbaren Entwurfsziele, Entwurfsmethoden und Nachweisverfahren für Hochbauten (Rahmenbauweise) zur Vermeidung eines Progressiven Kollapses wurden erörtert und bewertet und es erfolgt die Identifizierung der jeweils effektivsten Strategien für die Stahl-Verbundrahmenbauweise.

Es wurde herausgearbeitet werden wann sich der Mehraufwand direkter Methoden rechnet und wie wirkungsvoll die indirekten Methoden tatsächlich sind. Abschließend wird die Umsetzbarkeit der jeweiligen Entwurfsstrategien überprüft und es wird versucht Strategieempfehlungen abzuleiten.

3.2 Strategien nach DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7

3.2.1 Allgemeines

In den Grundlegenden Anforderungen der DIN EN 1990 [12] wird neben den Anforderungen ausreichender Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit u.a. die Forderung gestellt, "ein Tragwerk so auszubilden und auszuführen, dass durch Ereignisse wie Explosionen, Anprall und menschliches Versagen keine Schadensfolgen entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen".

Weiterhin werden Maßnahmen zur Begrenzung bzw. Vermeidung möglicher Schäden angegeben:

- Verhinderung, Ausschaltung oder Minderung der Gefährdung, denen das Tragwerk ausgesetzt sein kann;
- Wahl der Art des Tragsystems so, dass die Anfälligkeit gegen die hier betrachteten Gefährdungen gering bleibt;
- Wahl der Art des Tragsystems und seiner baulichen Durchbildung derart, dass mit dem schädigungsbedingten Ausfall eines einzelnen Bauteils oder eines begrenzten Teils des Tragwerks oder mit sonstigen in Kauf genommenen lokalen Schäden kein Totalversagen des Gesamttragwerks auftritt;
- Wenn möglich, Vermeidung von Tragsystemen, die ohne Vorankündigung total versagen können;
- Kopplung von Tragelementen.

Für die Umsetzung dieser Forderungen wird auf DIN EN 1991-1-7 verwiesen, in der in Kapitel 3 (außergewöhnliche) Bemessungssituationen und entsprechende Strategien behandelt werden.

Die Wahl einer geeigneten Strategie zur Schadensprävention wird von den einzelnen Besonderheiten der Einwirkungen beeinflusst. Weil es aus praktischer Sicht unmöglich und auch unwirtschaftlich ist alle möglichen Szenarien der außergewöhnlichen Einwirkungen bei der Bemessung durchzuspielen, werden diese Bemessungssituationen in identifizierbare und nicht identifizierbare Einwirkungen (Begrenzung lokaler Schäden) unterschieden (s. Abbildung 3-1).



Abbildung 3-1: Strategien zur Behandlung außergewöhnlicher Bemessungssituationen [16]

In DIN EN 1991-1-7 werden für beide Strategien Entwurfsansätze aufgezeigt. Während bei der "Vermeidung lokalen Versagens" ausgeschlossen werden soll, dass ein Haupttragelement versagen kann und es zu einem progressiven Kollaps kommt wird beim "Akzeptieren lokalen Versagens" ein lokales Versagen unabhängig von der Versagensursache zugelassen. Dennoch darf dieses Versagen nicht zu einer Kettenreaktion des Versagens und somit zu einem progressiven Kollaps führen. Dies unterschiedlichen Vorgehen bei Anwendung von direkten oder indirekten Methoden sind auch in Abbildung 3-2 nochmal übersichtlich dargestellt.



Abbildung 3-2: Entwurfsmethoden für außergewöhnliche Bemessungssituationen im Hochbau

3.2.2 Strategien auf der Grundlage identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen

3.2.2.1 Allgemeines

Um die nachfolgend aufgeführten Strategien anzuwenden, müssen die außergewöhnlichen EInwirkungen nicht nur als für das Tragwerk relevant identifiziert werden, sondern außerdem hinsichtlich Größe, Richtung und Angriffspunkt der Einwirkung beschrieben werden (s. Kapitel 2). Die Festlegung von bemessungswerten hängt nach DIN EN 1991-1-7 von folgenden Faktoren ab:

- "Maßnahmen zur Vermeidung oder Minderung der Auswirkungen außergewöhnlicher Einwirkungen;
- Auftretenswahrscheinlichkeit der identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen;
- mögliche Schadensfolgen identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen;
- öffentliche Einschätzung;
- Größe des akzeptablen Risikos."

Während die ersten drei Punkte eine objektive Bewertung im Rahmen einer Risikoanalyse zulassen, erfordern die letzten beiden Punkte eine Berücksichtigung der subjektiven Einschätzung der Gesellschaft. Einige Beispiele zu akzeptablen Risiken werden in [59] Kapitel 4.3.4 aufgeführt.

3.2.2.2 Akzeptieren von lokalem Versagen

Nach [59] bedeutet "die Bemessung für außergewöhnliche Einwirkung den rechnerischen Tragwiderstand auszunutzen, womit der elastische Bereich des Tragwerkverhaltens verlassen wird und Fließen und andere irreversiblen Material- oder Querschnittsverhalten auftreten können. Somit wird lokales Versagen auf diesen Ebenen bereits impliziert toleriert."

Nach DIN EN 1991-1-7, 3.2 (2) darf lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen unter Einhaltung der folgenden Bedingungen akzeptiert werden:

- Die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet ist
- Die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt
- Die Gesamttragfähigkeit erlaubt notwendige Sicherungsmaßnahmen durchzuführen.

Gemäß den Anmerkungen in DIN EN 1991-1-7 sind die Sicherungsmaßnahmen im Hochbau dahingehend definiert, dass die sichere Evakuierung der Personen vom Grundstück und aus der Umgebung möglich ist und im Brückenbau das Sperren der Straßenstrecken oder Eisenbahnlinie innerhalb eines bestimmten Zeitraums bedeutet.

3.2.2.3 Maßnahmen zur Risikominderung

In 3.2 (3) der DIN EN 1991-1-7 sind Strategien angegeben die als Maßnahmen zur Risikominderung von außergewöhnlichen Einwirkungen angesetzt werden sollten. Eine detaillierte Auflistung möglicher Maßnahmen und deren Umsetzung ist in [59] Kapitel 3.5 gegeben.

3.2.3 Strategien auf der Grundlage der Begrenzung lokaler Schäden

3.2.3.1 Allgemeines

In 3.3(1) der DIN EN 1991-1-7 wird gefordert: "Beim Entwurf ist darauf zu achten, dass mögliches Versagen aus unspezifizierter Ursache klein bleibt." Das bedeutet, dass, auch wenn die Ursache des Ausfalls nicht erkannt werden muss, die Auswirkung eines Bauteilausfalls gering bleiben soll.

Zur Umsetzung der Anforderungen wird in DIN EN 1991-1-7, 3.3(2) die Verwendung einer der drei folgenden Strategien empfohlen:

- a) "Bemessung der Haupttragelemente" (s. Kapitel 3.2.3.2)
- b) "Tragwerksentwurf mit erhöhter Redundanz" (s. Kapitel 3.2.3.3)
- c) "Anwendung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln" (s. Kapitel 3.2.3.4)

Für eine genauere Betrachtung wird einerseits auf die jeweiligen Nationalen Anhänge verwiesen, wobei zumindest im deutschen Nationalen Anhang keine zusätzlichen Regeln aufgeführt sind. Die

konkreten Empfehlungen in den Anmerkungen basieren nach [59] auf Normbestimmungen die in Großbritannien 1970 nach dem Einsturz von Ronan Point eingeführt worden waren [56] und sich auch bei den Bombenattacken der IRA in den frühen 1990er- Jahren bewährt hatten [34].

Im Folgenden werden die angesprochenen Bemessungsstrategien kurz erläutert. Eine detaillierte Beschreibung und das genaue Vorgehen bei der Anwendung der Strategien ist [59] zu entnehmen.

3.2.3.2 Bemessung von Haupttragelementen

Für die Bemessung von Haupttragelementen müssen diese in einem ersten Schritt identifiziert werden. Als Haupttragelemente werden Tragwerksteile definiert, von denen die Sicherheit des ganzen Tragwerks abhängt. Im Hochbau sind dies vor allem Stützen und Abfangträger. Hauptträger von Deckenkonstruktionen werden nur dann als Haupttragelemente definiert, wenn deren Versagen einen progressiven Kollaps hervorrufen würde. Anschließend können diese Haupttragelemente auf eine außergewöhnliche Einwirkung dimensioniert werden. In der Anmerkung ist für den Hochbau die Annahme einer gleichmäßig verteilten Ersatzflächenlast von 34 kN/m² angegeben. Dieser Wert resultiert aus einer Explosionsbelastung und muss in jeder Richtung auf das Haupttragelement sowie auch auf die angeschlossenen Bauteile angesetzt werden. Für Stützen ist eine Querbelastung entsprechend der entsprechenden Breite anzusetzen, wobei vorhandene Wand- und Fassadenelemente berücksichtigt werden müssen.

3.2.3.3 Tragwerksentwurf mit erhöhter Redundanz

Unter erhöhter Redundanz gilt die Anforderung, dass bei lokalem Versagen kein Kollaps des Tragwerks oder wichtiger Tragwerksteile auftritt. Anmerkungsweise wird empfohlen, im Hochbau eine Begrenzung auf nicht mehr als 100 m² oder 15 % der Deckenfläche von zwei benachbarten Decken, die durch den Ausfall einer beliebigen Stütze, Pfeiler oder Wand entstanden sein kann. In Anhang A, Bild A.1 ist die empfohlene Begrenzung eines akzeptablen Schadens nochmal aufgegriffen und wie in Abbildung 3-3 gezeigt dargestellt.



Legende

- (A) Lokaler Schaden unter 15% der Geschossfläche, gleichzeitig in zwei angrenzenden Geschossen
- (B) Stütze, die rechnerisch entfernt wird
- a) Aufsicht
- b) Ansicht mit Schnitt

Abbildung 3-3: Empfohlene Begrenzung eines akzeptablen Schadens [16]

3.2.3.4 Anwendung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln

In DIN EN 1991-1-7 werden zur Gewährleistung einer ausreichenden Robustheit eines Tragwerks als Bemessungs- und Konstruktionsregeln konkret die Ausbildung von Zugverankerungen in allen drei Richtungen des Tragwerks genannt:

- Horizontale Zugverankerung bei Rahmenbauweise
- Horizontale Zugverankerung für die tragenden Wände
- Vertikale Zuganker

Eine genaue Beschreibung der Wirkungsweisen dieser Verankerungen ist in [59] beschrieben.

Für den Fall des Anpralls ist als Bemessungs- und Konstruktionsregel zusätzlich ein Mindestmaß an Duktilität genannt. Hierbei wird gefordert, dass die gesamte kinetische Energie durch plastische Verformungen absorbiert wird.

3.2.4 Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen auf Grundlage der Schadensfolgeklassen

Die in DIN EN 1990 festgelegten Schadensfolgeklassen (s. Kapitel 2.5) werden in DIN EN 1991-1-7, 3.4 erneut aufgegriffen und unterschiedliche Behandlungsstrategien hinsichtlich der Einteilung vorgegeben. So ist für die geringste Schadensfolgeklasse CC1 keine spezielle Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen aus nicht identifizierter Ursache über die Robustheitsund Stabilitätsregeln hinaus erforderlich, während für Bauwerke der Schadensfolgeklasse CC2 vereinfachte Berechnungen nach Kapitel 3.2.2 und 3.2.3 erlaubt sind. Tragwerke, die der Schadensfolgeklasse 3 zugeordnet sind, sollten besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau zu erreichen. Dabei kann es notwendig werden, Risikoanalyse, dynamische Berechnungen, nicht lineare Modelle oder Interaktion von Einwirkung und Tragwerk zu untersuchen.

Es ist möglich (und eventuell zweckmäßig) verschiedene Teile des Tragwerks unterschiedlichen Schadensfolgeklassen zuzuordnen. Anhang A von DIN EN 1991-1-7 liefert Strategieempfehlungen in Abhängigkeit der unterschiedlichen Schadensfolgeklassen (s. Kapitel 3.3).

3.3 Strategieempfehlungen und Bewertung der zur Verfügung stehenden Strategien

In DIN EN 1991-1-7 werden letztendlich Strategieempfehlungen angegeben die von der in Kapitel 2.5 beschriebenen Einteilung in Schadensfolgeklassen abhängen. Es wird erläutert für welche Schadensfolgeklasse welche Strategie und welche Maßnahmen anzuwenden sind. Wie schon in [59] erläutert, sind diese Empfehlungen sehr unübersichtlich, "da sie auf den Normentext, die Strategieempfehlungen in Abschnitt A.4 und die Beschreibung einzelner Bemessungs- und Konstruktionsregeln in Abschnitt A.5 und A.6 des informativen Anhangs A verteilt sind. Zudem ist dieser Anhang gemäß [15] in Deutschland nicht verbindlich." In der folgenden Tabelle 3-1 ([59]) sind die empfohlenen Strategien und Maßnahmen übersichtlich aufbereitet.

Tabelle 3-1: Zusammenstellung der in DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7 empfohlene.	п Маβ
nahmen zur Reduktion des Risikos infolge außergewöhnlicher Ereignisse [59]	

Schadensfolgek lasse	CC 1	CC 2		CC 3	Detailliertere Behandlung Quelle Norm
Versagensfolgeklasse		2a untere Risiko- gruppe bzw. CC2.1	2b obere Risiko- gruppe bzw. CC2.2		(5), Ziffer 3.4(1), Tabelle A.1
Strategien bei identifi	izierten außergewöhn	lichen Einwirkungen			Abschnitt 4.3
	Spezielle Berück- sichtigung nicht erforderlich	Vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten oder Anwendung von Bernessungs- und Konstruktionsregeln		Risikoanalyse, weitergehende Methoden wie dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle, Interaktion Einwirkung/ Tragwerk	(5], Abschnitt 3.2, Ziffern 3.4(2), A.4(1)
Schadensfolgeklasse	CC 1	CC 2		CC 3	Detailliertere Behandlung Quelle Norm
Strategien zur Beschränkung lokalen Versagens			Abschnitt 4.4 [5], Kapitel 3.3		
Bemessung der Haupttragelemente			falls Schaden bei rechnerischer Ent- fernung festgelegte Grenze überschreitet		Abschnitt 4.4.3 [5], Ziffer A.4(1)
Tragwerksentwurf mit erhöhter Redundanz			Rechnerische Entfer jedes Wandabschnit	Abschnitt 4.4.4 [5], Ziffer A.4(1)	
Anwendung von	Bemessung nach	Horizontale Zugvera	nkerungen		Abschnitt 4.4.5
Konstruktionsregeln	1990 bis EN 1999	für abgehängte für Rahmenbauweise und tragende Decken Wandbauweise			(5), 2iner A.4(1)
		Vertikale Zugverank	erungen		
		für abgehängte Decken	in allen Stützen und	Wänden	
		Wandbauweise			[5], Ziffer A.5.2(1)
		Zellenbauweise ohne rechnerischen Nachweis	Horizontale Zugvera	nkerungen	
Weitergehende Maßnahm en				systematische Risikoabschätzung	[5], Ziffer A.4(1)
Differenzierung der Zu	uverlässigkeit				Abschnitt 4.5.5
Verknüpfung mit Zuverlässigkeits- klasse	RC 1	RC 2	RC 3		[1], Ziffer B.3.2(2)
Veränderung der Teilsicherheits- beiwerte	K _{FI} = 0,9	K _{F1} = 1,0 K _{F1} = 1,1		(1), Abschnitt B.3.3, Tabelle B.3	
Differenzierung der Ü	berwachungsmaßnahr	nmen bei der Planung		Abschnitt 4.5.6	
Zuordnung der Stufe von Überwachungs- maßnahmen	DSL 1	DSL 2 DSL 3		DSL 3	[1], Ziffer B.4.(2), Tabelle B.4
Differenzierung der O	rganisation der Herst	ellerüberwachung			Abschnitt 4.5.7
Zuordnung der Überwachungsstufen für die Herstellung und Nutzung	IL 1	IL 2		IL 3	[1], Ziffer B.5(1), Tabelle B.5

Bei Anwendung einer Entwurfsstrategie bei der lokales Versagen vermieden werden soll erfolgt entweder eine Überdimensionierung bestimmter Tragwerksteile oder eine Anbringung von Schutzeinrichtungen gegen Anprall. Zur Überdimensionierung von Tragwerksteilen müssen in einem ersten Schritt die Schlüsselelemente identifiziert werden, was häufig schon ein großer Aufwand ist und letztendlich auch zu unwirtschaftlichen Tragwerken führt. Diese Strategie ist sinnvoll, wenn die möglicherweise auftretenden außergewöhnlichen Einwirkungsszenarien bekannt sind, was jedoch in vielen Fällen nicht der Fall ist.

Um unabhängig von der auftretenden außergewöhnlichen Einwirkung zu sein sollte eine Strategie gewählt werden, bei der lokales Versagen einzelner Tragwerksteile akzeptiert wird und die Struktur unter Berücksichtigung dieses lokalen Schadens nachgewiesen wird. Die bei der lokalen Schädigung entstehenden Lasten müssen über alternative Lastpfade in die noch intakte Struktur umgelagert werden. Dies kann einerseits über massive Lastverteilungsträger (s. Abbildung 3-4 a)) erfolgen, was wiederum hohe Mehrkosten bedeutet, andererseits kann eine Aktivierung eines Spannbandes erfolgen (s. Abbildung 3-4 b)).





(a) durch Verstärkungen

(b) durch Zugbandwirkung

Abbildung 3-4: Ausbildung alternativer Lastpfade [59]

Bei der Aktivierung des Spannbandes erfolgt durch ein hohes Duktilitätsvermögen der Struktur die Umlagerung einer Biegebeanspruchung in eine hinsichtlich der Querschnittsbeanspruchung bessere Zugbeanspruchung. Diese wird mit Hilfe von Abbildung 3-5 in [59] wie folgt beschrieben:

"Während in Phase 1, dem Gebrauchszustand, eine typische Biegemomentenverteilung in den Riegeln vorherrscht, wird durch den Stützenausfall (Phase 2) eine große Verformung hervorgerufen, die zu einer Umkehr der Richtung des Biegemomentes in dem Riegel oberhalb der ausfallenden Stütze führt, da hier die Stützenkraft nun durch Biegung von den anschließenden Riegeln abzutragen ist. Erst bei weiterer Verformung stellt sich in Phase 3 eine Zugbandwirkung ein, die in den Knoten zu einer Interaktion von Biegung- und Normalkraftbeanspruchung führt."



Phase 3: Spannbandwirkung



Abbildung 3-5: Phasen der Beanspruchung an den betroffenen Knoten bei Stützenausfall [59]

Die Aktivierung der Spannbandwirkung ist nur möglich, wenn die Tragstruktur große Verformungen in der Rahmenebene ermöglicht und somit eine hohe Duktilität der Anschlüsse aufweist. Während für Stahlprofile eine ausreichende Duktilität über die Wahl der Querschnittsklasse 1 nach DIN EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 [20] erfolgen kann fehlen in den bisher vorhandenen Normen [16] und Richtlinien [28], [57], [58] Regelungen für Anschlüsse.

Bei der Ausbildung des Zugbandes in den unteren Geschossen entsteht im System ein Druckbogen der in den oberen Geschossen aufgrund der resultierenden Horizontalverformungen eine nicht zu vernachlässigende Druckkraft hervorruft. Dadurch wird auch die im Rahmen entstehende Zugkraft kurzgeschlossen damit ein Gleichgewicht der Schnittgrößen vorliegt.



Abbildung 3-6: Druckbeanspruchung der oberen Riegel durch Bogentragwirkung [59]

3.4 Schlussfolgerungen

Die Darstellung der verschiedenen Bemessungsstrategien zeigt, dass besonders die Methode der alternativen Lastpfade Chancen für die Stahl- und Verbundbauweise bietet. Deshalb soll im folgenden durch numerische Untersuchungen für typische Systeme von Stahl- und Verbundrahmen und durch auch experimentelle Untersuchungen zu duktilen Anschlüssen Anwendungsmöglichkeiten für diese Strategie entwickelt werden.

4 Definition einer Referenzstruktur

4.1 Allgemeines

Die im Folgenden beschriebene Referenzstruktur diente zum einen als Grundlage für die globalen und lokalen numerischen Simulationen (siehe Kapitel 5)und zum anderen wurden anhand der Referenzstruktur die Geometrie der Versuchskörper abgeleitet und diese dimensioniert, (siehe Kapitel 6). Als Referenzstruktur wurde ein typisches Stahl-Verbundtragwerk aus dem Hochbau geplant.

Weiterhin diente die Referenzstruktur für Untersuchungen der globalen Struktur. Dabei wird das Trag- und Verformungsverhalten der Referenzstruktur infolge eines Stützenausfalls analysiert (s. Kapitel 5).

Abschließend wurden die zur Verfügung stehenden Strategien zur Verhinderung eines progressiven Kollapses an der Referenzstruktur angewendet und bewertet, vgl. Kapitel 7.

Die auf Basis der definierten Referenzstruktur durchgeführten Schritte sind in Abbildung 2-1 nochmal dargestellt.



Abbildung 4-1: Gliederung der Arbeitsschritte

4.2 Abmessungen der Referenzstruktur

Die genauen Abmessungen des Gebäudes orientieren sich an der Inneneinteilung des Bürogebäudes und liefern eine Grundrissfläche von 32,4 m x 13,5 m. Mit einem Rastermaß von 2,70 m ist der Grundriss an das typische von Goldbeck geplante System [31] angepasst.

Während die Spannweiten der Träger in Längsrichtung jeweils 5,40 m betragen, ist in Querrichtung aufgrund der Raumaufteilung ein unsymmetrischer Grundriss mit Spannweiten von 5,40 m bzw. 8,10 m vorhanden (siehe Abbildung 4-2).



Abbildung 4-2: Grundriss der Referenzstruktur [mm]

Die Gesamthöhe von 18,375 m ergibt sich aus fünf Geschossen zu jeweils 3,675 m (siehe Abbildung 4-3) und liegt somit unter der Hochhausgrenze, ab der zusätzliche Anforderungen hinsichtlich Brandschutz notwendig wären.

Sowohl in Längs- als auch in Querrichtung ist das Referenzgebäude durch Verbände ausgesteift, so dass es sich um ein seitlich unverschiebliches System handelt. In horizontaler Richtung erfolgt die Aussteifung über die vorhandenen Stahlbetondecken.



Abbildung 4-3: Abmessungen der Referenzstruktur [m]

Die Bemessung der Referenzstruktur erfolgte nach DIN EN 1993 [20] bzw. DIN EN 1994 [22].

Alle anzunehmenden Lasten für das Tragwerk sind nach DIN EN 1991 [13] berechnet und ergeben sich wie folgt:

Eigengewicht

Platte	$G = 3,750 \text{ kN/m}^2$
IPE 240 Träger	G = 0,301 kN/m
HEB 220 Stütze	G = 0,701 kN/m
Ausbau	$G = 2,000 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Last

Bewegliche Trennwände $G = 1,200 \text{ kN/m}^2$

Aus der Bemessung resultieren HEB 220 Profile als Stützen und IPE 240 als Träger (Haupt- und Nebenträger) mit der Stahlgüte S355. Alle Träger werden als Verbundträger ausgeführt. Die Stahlbetonplatte der Betongüte C30/37 hat eine Stärke von 15 cm mit einer Stabbewehrung Φ 12 / 150 (B450C) jeweils in oberer und unterer Lage. Alle Träger werden mit teiltragfähigen Anschlüssen (zur Erzielung einer hohen Duktilität) an die Stahlstützen angeschlossen. Die Anschlussgeometrie ist in Abbildung 4-4 in Ansicht und Schnitt dargestellt.



Abbildung 4-4: Verbundknoten der Referenzstruktur [mm]

Der Verbund der Betonplatte mit den Stahlträgern erfolgt über eine vollständige Verdübelung mit Kopfbolzen deren Abstand in Trägerlängsachse 125 mm beträgt.

4.3 Zusammenfassung

Als Basis für die weiteren numerischen und experimentellen Untersuchungen wurde eine Referenzstruktur gewählt und bemessen. Dabei wurde ein typisches System für Bürogebäuden in der Verbundrahmenbauweise gewählt, um daran die globalen Simulationen durchzuführen (s. Kapitel 5) und die Versuchskörper der Verbundknotenversuche abzuleiten (s. Kapitel 6). Auf Grundlage der bei den Untersuchungen an der Referenzstruktur erzielten Ergebnisse können die entwickelten Methoden (s. Kapitel 7) und Konstruktionskriterien (s. Kapitel 8) auch auf weitere Varianten des Systems angewendet werden.

5 Systemantwort von Stahl- und Verbundrahmen bei Stützenausfall

5.1 Allgemeines

Im Vordergrund stand hier die Untersuchung des globalen Tragverhaltens einer Stahl- Verbundrahmenstruktur bei einem Stützenausfall, verursacht durch ein außergewöhnliches Einwirkungsszenario (kurzzeitdynamische Einwirkung z.B. aus Explosion oder Anpralllasten). Mit Hilfe numerischer Simulationen erfolgten Sensitivitätsanalysen an der globalen Struktur, um die konstruktiven Parameter zu identifizieren, die die Systemantwort maßgeblich beeinflussen. Hierfür wurde ein parametrisches dreidimensionales FE-Modell der Referenzstruktur erstellt. Die Variationsbreite der Parameter berücksichtigte mögliche Designrealisierungen. Hauptaugenmerk wurde dabei auf die Anschlüsse und deren Verhalten hinsichtlich Duktilität und Beanspruchungskapazität gerichtet.

Ein weiterer wichtiger Punkt war der Einfluss unterschiedlicher Deckensysteme auf das räumliche Verhalten. In der Ebene der Rahmen kann sich nach einem Stützenausfall, bei ausreichend Duktilität ein Zugbandeffekt ausbilden. Je nach Deckensystem kann die Platte in der Richtung senkrecht zur Rahmenebene noch zusätzliche Membranwirkung aktivieren und somit die Redundanz der Gesamttragstruktur steigern.

Zusätzlich wurde der Einfluss der kurzzeitdynamischen Beanspruchung, wie sie bei außergewöhnlichen Einwirkungen auftreten berücksichtigt.

Mit Hilfe der Sensitivitätsanalysen wurden die Korrelationen zwischen den Inputparametern und den relevanten Systemantworten untersucht und die für das Tragwerk wichtigen Einflussgrößen identifiziert. Weiterhin gaben die Sensitivitätsanalysen Auskunft über die mögliche Variationsbreite der Systemantwortgrößen und ermöglichten damit unzulässige Parameter- bzw. Bemessungsbereiche einzugrenzen. Bereits aus diesen Ergebnissen ließen sich erste Rückschlüsse für erforderliche Konstruktionsregeln ziehen. Durch die numerischen Simulationen lassen sich zudem die Anforderungen (Tragfähigkeit und Verformungsfähigkeit) an das Rahmentragwerk in Abhängigkeit der Lage des geschädigten Bereiches (Rand- oder Mittelstütze) bestimmen.

5.2 Numerische Systemuntersuchungen

5.2.1 Redundanz unterschiedlicher Deckensysteme in der Stahlverbundrahmenbauweise

5.2.1.1 Allgemeines

Einen großen Einfluss auf die Redundanz des globalen Tragwerks hat die Tragwirkung des Deckensystems. Bei einem reinen Stahlrahmensystem wird die Betondecke ohne Verbund auf den Stahlträgern aufgelegt, wodurch keine Mitwirkung der Decke beim Lastabtrag entsteht. Um eine 2D-Wirkung des Verbundträgers zu erreichen, muss ein einachsig gespanntes Deckensystem mit Verbund zwischen Stahlträgern und Betonplatte in Rahmenebene ausgeführt werden, sodass sich die Betondecke in Längsrichtung der Träger am Lastabtrag beteiligt (s. Abbildung 5-1 a)). Zur Erzielung einer 3D-Wirkung der Verbundrahmen muss die Decke in Längs- und Querrichtung der Träger kontinuierlich und ausreichend bewehrt sein, um die räumliche Tragwirkung zu aktivieren (s. Abbildung 5-1 b)). Diese führt beim Ausfall einer Stütze zu einer Membranwirkung der Decke, die einen wichtigen Aspekt bei der Entwurfsstrategie der alternativen Lastpfade darstellt.



Abbildung 5-1: Räumliches Tragverhalten in Abhängigkeit des Deckensystems [59]

5.2.1.2 Untersuchungen an einem Rahmensystem

Um die globale Tragwerksantwort eines Verbundrahmens zu untersuchen und somit nicht nur den Versagenswiderstand, sondern auch die Anforderungen hinsichtlich Verformungskapazität und Tragfähigkeit zu bestimmen, wurden numerische Untersuchungen eines Verbundrahmens durchgeführt [38]. Dabei wurde vor allem der Einfluss der in Kapitel 5.2.1.1 beschriebenen unterschiedlichen Deckensysteme bei einem Stützenausfall untersucht, um das jeweils vorhandene Lastumlagerungsvermögen zu bestimmen. In Abbildung 5-2 ist die untersuchte Struktur dargestellt, die mit der FEM Software ANSYS [1] in ersten Untersuchungen [38] simuliert wurde.



Abbildung 5-2: Untersuchte Struktur und ihre Abmessungen [59]

Da eine dynamische Analyse an solch großen Systemen einen sehr großen Rechenaufwand bedeutet, wurden zunächst nichtlineare statische FE-Berechnungen durchgeführt. Die in der Realität vorhandene dynamische Beanspruchung wird ruft jedoch größere Verformungen und Schnittgrößen hervor als die statische Berechnung. Für Stahlrahmensysteme wird in [57] ein dynamischer Vergrößerungsfaktor (DIF = Dynamic Increase Factor) angegeben mit Hilfe dessen die dynamische Systemantwort abgeschätzt werden kann, indem dieser Vergrößerungsfaktor auf die Verformungen und Schnittgrößen der nichtlinearen statischen Berechnung (NLS) angewendet wird. Eine genaue Beschreibung des dynamischen Vergrößerungsfaktors, der Werte zwischen 1,1 und 2,0 [36] annehmen kann, ist [59] zu entnehmen. Somit ist eine Abschätzung der dynamischen Systemantwort möglich, die jedoch immer auch von der jeweiligen dynamischen Einwirkung abhängt.

5.2.1.3 Ergebnisse

In Tabelle 5-1 sind die Ergebnisse der durchgeführten nichtlinear statischen Berechnungen an den drei unterschiedlichen Systemen angegeben. Zusätzlich sind die Ergebnisse angegeben, die mit dem nach [57] gewählten Vergrößerungsfaktor beaufschlagt wurden.

unter Berücksichtigung der von Mittelwerten der Materialfestigkeiten Max. außergewöhnliche Bemessungssituation E = 1,0 G + 0,5 P	System 1 reiner Stahlrahmen	System 2 Verbundrahmen		System 1 reiner Stahlrahmen Verbundrahmen System 2 Verbundrahmen Verbundrahme		em 3 ahmen mit nder Decke
Berechnungsmethode	nichtlinear statisch	nichtlinear statisch	NLS + DIF	nichtlinear statisch	NLS + DIF	
Maximale aufgebrachte Belastung	2,60 kN/m² 🖓	7,50 kN/m²	7,50 kN/m²	7,50 kN/m²	7,50 kN/m²	
Vertikale Verformung an über der direkt betroffenen Stütze	~250 mm	~550 mm	660-750 mm	~50 mm	60-70 mm	
maximale Knotenrotation	n Druckbogen	~ 70 mrad	85-95 mrad	~ 7 mrad	8,5-10 mrad	
Aktivierung der Betonplatte	Versagen	einachsig	einachsig	zweiachsig	zweiachsig	

Tabelle 5-1: Übersicht der Anforderungen der drei untersuchten Rahmensystemen bei Stützenausfall [59]

Dabei wird deutlich, dass der reine Stahlrahmen aufgrund des in Kapitel 3.3 beschriebenen vorzeitigen Stabilitätsversagen der obersten Träger durch die Entstehung des Druckbogens, dem Stützenausfall nicht standhalten kann. Im Gegensatz dazu konnten beide Rahmensysteme, bei denen eine Verbundwirkung hergestellt ist, die vorhandenen außergewöhnlichen Bemessungslasten aufnehmen, ohne dass ein vorzeitiges Versagen auftrat. Dabei wird jedoch deutlich, dass die positive Wirkung der zweiachsig gespannten Decke (System 3) durch die Aktivierung der Membranwirkung große Reserven im System aufweist und somit deutlich geringer Anforderungen an die Rotationskapazität der Anschlüsse fordert.

5.2.2 Sensitivitätsanalyse

5.2.2.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Verhaltens der globalen Struktur wurden numerische Simulationen mit dem Programm ANSYS[®] [2] an der Referenzstruktur aus Kapitel 3.4 durchgeführt. Dazu wurden von der Firma *dynardo* mit der selbst entwickelten Software *optiSLang* [50] Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Mittels einer Sensitivitätsanalyse wird eine Aussage darüber getroffen, wie die Variation einer Antwortgröße qualitativ und quantitativ aus der Variation einer Eingangsgröße abhängt. In *optiSLang* stehen mehrere statistische Verfahren zur Bewertung der Zusammenhänge zwischen Eingangs- und Antwortgrößen zur Verfügung. Eine genauere Beschreibung zum allgemeinen Vorgehen bei einer Sensitivitätsanalyse allgemein und eine detaillierte Beschreibung der hier durchgeführten Sensitivitätsanalyse ist dem Handbuch von *optiSLang* [50] und dem technischen Bericht [25] zu entnehmen.

Eine Darstellung des bei der Sensitivitätsanalyse untersuchten 3D Finite-Elemente-Modell der Referenzstruktur ist in Abbildung 5-3 zu sehen.



Abbildung 5-3: FE-Modell der Referenzstruktur [25]

Im Rahmen der Sensitivitätsanalysen wurden zwei unterschiedliche Systeme untersucht: Modell 1, das auch während des Stützenausfalls ein symmetrisches System aufweist und Modell 2, bei dem durch den Stützenausfall ein unsymmetrisches System entsteht. Die Lagen des Stützenausfalls für Modell 1 und Modell 2 sind in Abbildung 5-4 dargestellt.



Abbildung 5-4: Lagen der jeweils ausfallenden Stütze im Modell 1 bzw. Modell 2

Um den Rechenaufwand bei der Größe der Referenzstruktur in sinnvollem Umfang zu halten, wurden einige Idealisierungen und Diskretisierungen des Finite-Elemente-Modells vorgenommen die im Folgenden erläutert werden.

5.2.2.2 Idealisierung und Diskretisierung

5.2.2.2.1 Baustahl

Für den Baustahl wurde die Materialgüte S355 zugrunde gelegt. Da die Überfestigkeiten des Materials eine große Rolle spielen [51], wurde für die numerischen Untersuchungen eine realitätsnahe multilineare Kurve angesetzt. Die angesetzten Materialkennwerte wurden entsprechend an vorherigen Untersuchungen von Kleiner [38] orientiert und sind in Tabelle 5-2 zusammengefasst.

S355	Streck- grenze f _y [N/mm²]	Zug- festigkeit f _{tk} [N/mm²]	Elastizi- täts- modul E [N/mm²]	Dehnung unter Streck- grenze ɛ _y [-]	Dehnung unter Höchstlast ٤ _{uk} [-]	Quer- dehn- zahl µ [-]	Dichte ρ [t/mm ³]
S355	420	560	210000	0,002	0,210	0,3	7,85E-09

Tabelle 5-2: Materialkennwerte Baustahl

In Abbildung 5-5 ist der Verlauf der entsprechenden multilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie dargestellt.



Abbildung 5-5: multilineare Spannungs-Dehnungs-Linie Baustahl [25]

Die für Stützen und Riegel verwendeten Profile wurden mittels dreiknotiger 3D-Stabelemente (BEAM189) abstrahiert und die Querschnitte konservativ ohne Ausrundungsradien modelliert. Die verwendeten Abmessungen sind in Tabelle 5-3 gegeben und die Modellierung der Stahlstruktur in Abbildung 5-6 dargestellt.

	h [mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	d [mm]	A [cm ²]	I _y [cm ²]
IPE240	240	120	6.2	9.8	190	37 10	3671
(Riegel)	240	120	0,2	5,6	150	57,15	50/1
HEB220	220	220	05	16	157	88.26	7866
(Stütze)	220	220	9,5	10	152	88,20	7800

Tabelle 5-3: Profilmaße in der Sensitivitätsanalyse nach [25]



Abbildung 5-6: Stahlrahmensystem [25]

5.2.2.2.2 Beton

Für die Modellierung des Betons im Programm ANSYS wurde die eigene, von *dynardo* implementierte elastoplastische Materialbibliothek *multiPlas Release 5.1.0* [47] angewendet um die Betonfestigkeit und das Betonverhalten sowohl im Druck- als auch im Zugbereich realitätsnah zu beschreiben. Dabei wird als Fließbedingung ein modifiziertes Drucker-Prager-Modell verwendet, bei dem die Fließbedingung aus zwei Fließkriterien (F_1 , F_2) besteht. Eine detaillierte Beschreibung des verwendeten Materialmodells ist in [25] gegeben.

Grundsätzlich wird die einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei Druckbeanspruchung von Beton durch einen linear elastischen Bereich, der meist bis zum Erreichen von ca. einem Drittel der Druckfestigkeit reicht, einem sich anschließenden, zunehmend gekrümmten Verlauf bis zum Erreichen der Druckfestigkeit und dem Entfestigungsbereich, der durch einen abfallenden und eventuell auf ein geringes Restspannungsniveau mündenden Ast gekennzeichnet wird, beschrieben. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend DIN EN 1992, 3.1.5 ist in Abbildung 5-7 dargestellt. Diese gilt für eine kurzzeitig wirkende, einaxiale Druckbeanspruchung. Gemäß DIN EN 1992 darf für die Schnittgrößenermittlung vereinfachend eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des verwendeten Materialmodells (LAW5) aus *multiplas* ist ebenfalls in Abbildung 5-7 dargestellt. Es beschreibt ein ideal-plastisches Materialverhalten, wobei die Entfestigung nicht berücksichtigt wird.



Abbildung 5-7: Spannungs-Dehnungs-Linie im Druckbereich für Beton nach Eurocode 2 und für angewendetes Materialmodell in multiplas [25]

Unter Zugbeanspruchung entstehen im Beton nach Erreichen der Festigkeit lokalisierte Risserscheinungen und es kommt zu einer relativ spröden Entfestigung, die mit Hilfe der Energiedissipation, bedingt durch die Rissbildung, beschrieben wird. Dies ist auch der Spannungs-Dehnungslinie nach [54] zu entnehmen (s. Abbildung 5-8). Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit wird ein linear-elastisches Verhalten angenommen.

Das für die Simulation verwendete Materialmodell LAW5 beschreibt ein ideal-plastisches Materialverhalten. Die hinterlegte Spannungs-Dehnungs-Linie ist in Abbildung 5-8Abbildung 5-9 dargestellt. Dabei wurde die Zugfestigkeit vernachlässigt, was aus der Annahme resultiert, dass der Beton bereits gerissen ist und die Berechnungen im Zustand II durchgeführt wird. Eine detaillierte Beschreibung des Materialmodells ist in [47] zu finden.



Abbildung 5-8: Spannungs-Dehnungs-Linie im Zugbereich für Beton und für angewendetes Materialmodell [25]

In Tabelle 5-4 werden die für die FE-Berechnung angesetzten Materialkennwerte des Betons nochmal zusammengefasst. Die biaxiale Betondruckfestigkeit wird mit 20% über der einaxialen Betondruckfestigkeit angesetzt.

einaxiale Druck-fes- tigkeit	biaxiale Druck-fes- tigkeit	Zug- festigkeit	Elastizitäts- modul	rechn. Bruch- dehnung	Dehnung unter Maxi- malspan- nung	Quer- dehnzahl	Dichte
f _{cm} [MPa]	f _{c2} [MPa]	f _{ctk} [MPa]	E _{cm} [MPa]	ε _{cu} [-]	ε _{c1} [-]	μ [-]	ρ [t/mm³]
38	45,6	0,1	33000	0,0035	0,0022	0,2	2,50E-09

Tabelle 5-4: Materialkennwerte Beton

Für die Modellierung der Stahlbetonplatte wurden achtknotiger 3D-Schalenelemente (SHELL281), die in 13 Schichten (Layer) aufgeteilt wurden, um eine nichtlineare Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe abbilden zu können.

5.2.2.2.3 Bewehrung

Als Bewehrungsstahl wurde B500A gewählt und die Materialkennwerte nach DIN EN 1992-1-1 [19] verwendet (siehe Tabelle 5-5).

Tabelle 5-5: Materialkennwerte Bewehrungsstahl

Streckgrenze f _{y,k} [N/mm²]	Zugfestigkeit f _{t,k} [N/mm²]	E-Modul E [N/mm²]	Dehnung unter Höchstlast ε _{uk} [-]	Querdehnzahl v [-]	Dichte ρ [t/mm³]
500	550	200000	0,026	0,3	7,85 * 10-9

Die in Abbildung 5-9 dargestellte Spannungs-Dehnungslinie beschreibt eine multilineare kinematische Verfestigung, bei der nach dem Überschreiten der Bruchdehnung ein horizontaler Verlauf unterstellt wurde. Bei der Anwendung des elasto-plastischen Materialmodells wurde der Anstieg der Spannung von der Streckgrenze f_{yk} zur Zugfestigkeit f_{tk} berücksichtigt. [25]



Abbildung 5-9: Spannungs-Dehnungslinie für den Betonstahl (σ in MPa, ϵ in -) [25]

Für die Modellierung der Bewehrung wurde Elementtyp REINF265 verwendet und verschmiert in den entsprechenden Schichten angesetzt. Diese wurden so angepasst, dass die Betondeckung berücksichtigt wurde (s. Abbildung 5-10).



Abbildung 5-10: Diskretisierung der Stahlbetonplatte [25]

5.2.2.2.4 Modellierung des Stirnplattenanschlusses

Um den Rechenaufwand zu verringern, wurden die Anschlüsse der Riegel an die Stützen über trilineare Federn abgebildet. Die trilineare Federkennlinie ist in Abbildung 5-11 dargestellt und beschreibt die Momenten-Rotationskurve des Stirnplattenanschlusses. Dabei beschreibt die Federkennlinie das Verhalten des reinen Stahlanschlusses, da die Stahlbetonplatte auch im Anschlussbereich durchgehend modelliert wird.

Um den Einfluss dieser Momente-Rotationskurve auf das Tragverhalten und die Lastumlagerung während eines Stützenausfalls zu simulieren, wurde die Federkurve parametrisiert modelliert und diese als Eingangsparameter der Sensitivitätsanalyse innerhalb vorgegebener Grenzen (max bzw. min) variiert (s. Abbildung 5-11).



Abbildung 5-11: Grenzen der trilinearen Federkennlinie des Stirnplattenanschlusses

Über die beiden Eingangsparameter Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ und Momententragfähigkeit M_{pl} lässt sich die komplette Momenten-Rotationscharakteristik eines Stirnplattenanschlusses beschreiben.

Da für die Methode der alternativen Lastpfade die Aktivierung des Spannbandes durch große Verformung ermöglicht werden soll, ist es notwendig, große Rotationen der Anschlüsse zu ermöglichen. Dazu werden verformbare Anschlüsse nötig. In DIN EN 1993-1-8 werden alle Anschlüsse nach ihrer Steifigkeit klassifiziert, wobei Anschlüsse, die weder als gelenkig noch als starr klassifiziert werden, als verformbar eingestuft werden. An dieser Abgrenzung werden die in der Sensitivitätsanalyse zu untersuchenden Momenten-Rotationskurven orientiert, sodass alle untersuchten Momenten-Rotationskurven als verformbar eingestuft werden. Nach DIN EN 1993-1-8 Bild 5.4 ergibt sich folgende Einteilung:

Steifigkeit	Grenzkriterium
Starr	$S_{j,ini} \ge K_b E I_b / L_b$
Verformbar	$0.5 \ EI_b/L_b \le S_{j,ini} \le K_b \ EI_b/L_b$
Gelenkig	$S_{j,ini} \leq 0.5 \ E I_b / L_b$

Tabelle 5-6: Klassifizierung der Anschlüsse nach der Steifigkeit nach DIN EN 1993-1-8

Da bei den Untersuchungen von unverschieblichen Systemen ausgegangen wird, wird für die starre Zone in Gleichung (5.1) $K_b = 8$ angesetzt. Für die Referenzstruktur ergeben sich damit die in Gleichung (5.1) (starr) und Gleichung (5.2) (gelenkig) berechneten Grenzen. Dies gilt für Rahmentragwerke, bei denen zusätzliche Aussteifungen die Horizontalverschiebungen um mindestens 80 % verringern.

$$S_{j,ini,starr} = K_b EI_b / L_b = 8 \cdot 210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 3892 \text{ cm}^4 / 5400 \text{ mm}$$

= 12108,44 kNm (5.1)

$$S_{j,ini,gelenkig} = 0.5 EI_b/L_b = 0.5 \cdot 210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 3892 cm^4/5400 mm =$$

756,78 kNm (5.2)

Durch den Zusammenhang zwischen Anfangssteifigkeit und Momententragfähigkeit des Anschlusses nach DIN EN 1993-1-8 [21] ist es möglich die Last-Verformungs-Charakteristik des Anschlusses durch diese beiden Eingangsparameter, wie in den folgenden Gleichungen (5.3) -(5.5) gegeben, zu beschreiben:

$$M_{j,el} = \frac{2}{3} M_{j,pl}$$
(5.3)

$$\Phi_{j,el} = \frac{M_{j,el}}{S_{j,ini}} = \frac{2}{3} \frac{M_{j,pl}}{S_{j,ini}}$$
(5.4)

$$\Phi_{j,pl} = \frac{M_{j,pl}}{\frac{S_{j,ini}}{2}} = \frac{2 M_{j,pl}}{S_{j,ini}} = 3 \Phi_{j,el}$$
(5.5)

Nach einigen Voruntersuchungen seitens *dynardo* wurden die Anschlüsse als nichtlineare Federelemente (COMBIN39) modelliert. Je nach betrachtetem Anschluss erfolgte eine Momenten bzw. Rotationskopplung in globaler x- bzw. y-Richtung am koinzidenten Knoten an Träger und Stütze.

5.2.2.2.5 Kopfbolzen

Die Modellierung der Kopfbolzen erfolgte über eine Kopplung des Stahlträgers (Balken) mit der Betonplatte (Schalen) über lineare Federelemente (COMBIN39) in Längsrichtung der Träger und ist in Abbildung 5-5 dargestellt. Der nachgiebige Schubverbund lieferte eine Federsteifigkeit der elastischen Feder von 1237,2 kN/mm.

"Die Unterteilung (Diskretisierung) der Balken und Schalenelemente entspricht dem Abstand der Kopfbolzendübel und legt somit die Vernetzungsdichte fest. Auf diese Weise konnten die Knoten der Träger mit den darüber liegenden Knoten der Betonplatte gekoppelt werden." [25]

5.2.2.2.6 Randbedingungen / Belastung

Zusätzlich zur Lagerung der Fußpunkte der Stützen in horizontaler und vertikaler Richtung wird das globale System in horizontaler Längs- als auch Querrichtung über die komplette Höhe gehalten, um die Aussteifung der Referenzstruktur zu simulieren (s. Abbildung 5-13).



Abbildung 5-12: Modellierung des Schubverbundes zwischen Betonplatte und Träger [25]



Abbildung 5-13: Modellierung der Lagerung und Aussteifung der Referenzstruktur [25]

Die Abfolge der nacheinander aufgebrachten Lastschritte ist in Tabelle 5-7 dargestellt. In einem ersten Lastschritt wurde die gesamte Struktur mit den aus der Bemessung resultierenden Lasten für Eigengewicht und veränderlicher Last belastet. Die Stütze ist noch intakt und trägt die aufgebrachten Lasten mit ab. Im zweiten Lastschritt wird die komplette Belastung wieder entfernt. Durch diese beiden ersten Lastschritte wird somit lediglich eine Vorschädigung der Struktur erzielt.

Nach Lastschritt 2 wurde die vertikale Halterung an der Stütze, die als ausgefallen betrachtet werden soll, deaktiviert, sodass diese nun in vertikaler Richtung frei verschieblich ist und somit der Stützenausfall modelliert werden kann. Anschließend wurde im Lastschritt 3 das Eigengewicht wieder aufgebracht. Nach Aufbringung des kompletten Eigengewichts wurde anschließend die veränderliche Last gesteigert. Um die Resttragfähigkeit des Systems zu überprüfen, wurde die veränderliche Last bis auf den zweifachen Wert der eigentlichen Bemessungslast gesteigert. Sowohl die ständigen als auch die veränderlichen Lasten wurden vereinfacht als gleichmäßig verteilt angenommen und auf der Stahlbetondecke kraftgesteuert aufgebracht.

	g	р	Uz
Lastschritt	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]
1	4,25	2,1	0
2	0	0	0
3	4,25	0	frei
4	4,25	4,2	frei

Tabelle 5-7: Belastungsreihenfolge

Die angesetzten Lasten ergeben sich aus den folgenden Berechnungen:

• Ständig: Eigengewicht der Stahlbetondecke + Ausbau

 $g=3,75\ kN/m^2+0,5\ kN/m^2=4,25\ kN/m^2$

• Veränderlich: Nutzlast + Trennwandzuschlag

 $p = 4,2 \text{ kN/m}^2$

5.2.2.3 Durchführung der Sensitivitätsanalyse

Wie bereits in Kapitel 5.2.2.1 beschrieben, wurden zwei Sensitivitätsanalysen mit jeweils 48 Bemessungsvarianten an der Referenzstruktur durchgeführt, wobei die Lage der ausgefallenen Stütze variiert wurde. Bei beiden Analysen wurden die folgenden drei Eingangsparameter variiert:

- die Anfangssteifigkeit S_ini des Stirnplattenanschlusses
- die Momententragfähigkeit M_pl des Stirnplattenanschlusses
- der Abstand a_0 des ersten Kopfbolzens von der Stütze

Die Variationsbreiten der Eingangsparameter sind in Tabelle 5-8 gegeben. In Anlehnung an Kapitel 5.2.2.2.4 wurden die Eingangsgrößen innerhalb der in Abbildung 5-11 dargestellten Grenzkurven verändert und so der Einfluss der verschiedenen Momenten-Rotations-Charakteristiken der Anschlüsse auf das Verhalten der globalen Struktur nach einem Stützenausfall untersucht.

Nr.	Eingangsgröße	Untergrenze	Obergrenze	Einheit
1	S_ini	7,5678e+08	1,210844e+10	[Nmm/rad]
2	M_pl	3,256e+07	1,3022e+08	[Nmm]
3	a_0	75	250	[mm]

Tabelle 5-8: Eingangsgrößen der Sensitivitätsanalysen

In den durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen wurden die Auswirkungen der Variationen der Eingangsparameter auf die in Tabelle 5-9 aufgeführten Antwortgrößen bewertet.

Nr.	Antwortgrößen	Abkürzung
1	Abbruchzeitpunkt	t_last
2	Max. Zugspannung Baustahl	maxS1st
3	Max. Druckspannung Baustahl	maxS3st
4	Max. Zugspannung Bewehrung	maxSbw
5	Max. plastische Dehnung Bewehrung	maxEbw
6	Max. Druckspannung Beton	maxS3b
7	Max. Verschiebung ausgefallene Stütze	maxDispZ
8	Max. Rotation Anschlussfedern	maxRotj
9	Max. Moment Anschlussfedern	maxMj

Tabelle 5-9: Antwortgrößen der Sensitivitätsanalysen

Als Berechnungsvariante wurde von *dynardo* das Latin-Hypercube-Verfahren angewendet. Bei diesem stochastischen Sampling-Verfahren werden aufbauend auf der Monte-Carlo-Simulation in jeder Bemessungsvariante immer alle Eingangsgrößen variiert, womit sichergestellt wird, dass die erzeugten Bemessungsfälle alle Eingangsgrößen gleichmäßig über die vorgegebenen Variationsbereiche verteilt sind [25].

5.2.2.4 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Bei keiner der durchgeführten komplexen, hochgradig nichtlinearen Finite-Elemente-Analysen konnte der Lastschritt 4 (ständige plus zweifache veränderliche Last bei ausgefallener Stütze) erreicht werden, da die Analyse abgebrochen wurde, sobald kein Kräftegleichgewicht mehr erreicht wurde. In [25] wird der Zeitpunkt an dem die Berechnung abbricht wie folgt beschrieben:

"Der Abbruchzeitpunkt spiegelt nur bedingt die tatsächliche Kollapslast der Struktur wider. Ein Kräftegleichgewicht kann z.B. auch dann nicht gefunden werden, wenn örtlich keine Kraftumlagerung erreicht werden kann, wenn Verzweigungsprobleme auftreten oder wenn durch einen drastischen Traglastabfall (negativer Anstieg der Kraft-Verformungs-Beziehung) erst nach großen Verformungen und Lastumlagerungen wieder ein Kraftanstieg möglich wäre. Deshalb ist die aufgenommene Belastung im letzten konvergierten Zeitschritt eine Größe, die auch durch numerische Maßgaben beeinflusst ist und sie weist üblicherweise keine ausreichende Bestimmtheit für eine statistische Bewertung auf."

Der Abbruchzeitpunkt (mit t_last bezeichnet), für den Berechnungsergebnisse zur Verfügung stehen, stellt somit den letzten konvergierten Lastschritt dar.

In Tabelle 5-10 und

Tabelle 5-11 sind die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse zusammengestellt. Die gegebenen Prognosekoeffizienten quantifizieren jeweils paarweise die Sensitivität einer Größe (üblicherweise einer Antwortgröße) gegenüber der Variation einer anderen (üblicherweise einer Eingangsgröße). Dabei wird die wichtigste Eingangsgröße durch das höchste Prognosemaß widergespiegelt und ist fett dargestellt. Der Wert 0 bedeutet, dass kein Zusammenhang zwischen den beiden betrachteten Größen nachgewiesen werden kann.

"Da jede stochastische Bewertung nur so gut sein kann, wie das zu Grunde liegende Approximationsmodell, wird in *optiSLang* stets die Prognosefähigkeit der mathematischen Approximation bewertet." [25] Somit beschreibt der in der letzten Spalte gegebene Wert "full model" die Prognosefähigkeit (0%-100%) der mathematischen Approximation. Ein höherer Wert beschreibt dabei eine genauere Wiedergabe des betrachteten Berechnungsergebnisses durch das Approximationsmodell.

Steht in einer Zelle kein Wert, so besteht kein Zusammenhang zwischen Eingangsparameter und Ausgabeparameter.

Nr.	Antwortgrößen	Abkürzung	Prognosemaß COP			
	Antwortgroßen		M_pl	S_ini	a_0	full model
1	Abbruchzeitpunkt	t_last		42%		42%
2	Max. Zugspannung Baustahl	maxS1st			21%	21%
3	Max. Druckspannung Baustahl	maxS3st	31%	51%	22%	65%
4	Max. Zugspannung Bewehrung	maxSbw	22%	67%	5%	96%
5	Max. plastische Dehnung Bewehrung	maxEbw	22%	66%	4%	96%
6	Max. Druckspannung Beton	maxS3b	40%	45%	16%	88%
7	Max. Verschiebung ausgefallene Stütze	maxDispZ	35%	62%		91%
8	Max. Rotation Anschlussfedern	maxRotj	63%	38%		97%
9	Max. Moment Anschlussfedern	maxMj	86%	17%		99%

Tabelle 5-10: Prognosemaße CoP aus der Sensitivitätsanalyse Modell 1

Nr.		Abkürzung	Prognosemaß COP			
	Antwortgroßen		M_pl	S_ini	a_0	full model
1	Abbruchzeitpunkt	t_last		66%		66%
2	Max. Zugspannung Baustahl	maxS1st	9%		12%	20%
3	Max. Druckspannung Baustahl	maxS3st	55%	45%		84%
4	Max. Zugspannung Bewehrung	maxSbw	16%	88%	6%	98%
5	Max. plastische Dehnung Bewehrung	maxEbw	16%	86%	6%	98%
6	Max. Druckspannung Beton	maxS3b	32%	54%	26%	95%
7	Max. Verschiebung ausgefallene Stütze	maxDispZ	26%	85%		98%
8	Max. Rotation Anschlussfedern	maxRotj	52%	63%		98%
9	Max. Moment Anschlussfedern	maxMj	76%	39%		98%

Tabelle 5-11: Prognosemaße CoP aus der Sensitivitätsanalyse Modell 2

Aus Tabelle 5-10 und

Tabelle 5-11 wird deutlich, dass der Abbruchzeitpunkt kaum einen Zusammenhang mit den drei Eingangsparametern aufweist. Tendenziell brechen die Analysen früher ab, wenn eine größere Anfangssteifigkeit der Anschlüsse vorhanden ist.

Um die Prognosemaße der einzelnen Antwortgrößen besser erklären zu können, werden in Abbildung 5-14 bis Abbildung 5-21 die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse am Modell 1 und am Modell 2 für die jeweiligen Antwortgrößen über die Zeit dargestellt. In den dargestellten Diagrammen lassen sich die im System vorhandenen Dehnungen, Spannungen und Rotationen erkennen. Dabei ist zu beachten, dass die erreichten Werte in Lastschritt 1 durch die Bemessung der Referenzstruktur abgedeckt sind. Da der letzte Lastschritt in keiner der Analysen erreicht wurde, enden die Diagramme kurz nach Lastschritt 3.5, was dem Fall entspricht, bei dem ständige plus einfache veränderliche Last auf das System mit ausgefallener Stütze aufgebracht sind.

Von allen bewerteten Antwortgrößen weist die maximal im Baustahl (Träger und Stützen) auftretende Zugspannung die geringste, mit einem Wert von 20 % zudem eine sehr schlechte Gesamtbestimmtheit auf. Das liegt daran, dass, wie in Abbildung 5-14 zu sehen ist, in allen Variationen bei Laststeigerung die Spannungen bis zum Erreichen der Fließgrenze zunehmen. Obwohl im Stahl eine weitere Laststeigerung bis hin zur Zugfestigkeit möglich wäre, konnte diese Traglastreserve nicht aktiviert werden. Durch die Entstehung der Fließgelenke in den Stahlträgern, können die vorhandenen Belastungen nicht mehr umgelagert werden, wodurch die Berechnungsabbrüche zu erklären sind.



Abbildung 5-14: Max. Zugspannung Baustahl: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Auch die im Baustahl auftretende Druckspannung lässt sich mit einem Prognosemaß von 65 % bzw. 84 % nur mäßig gut aus der Variation der Eingangsgrößen erklären und weisen eine geringe Variationsbreite auf.

In Abbildung 5-15 ist zu erkennen, dass die maximalen Druckspannungen im Baustahl bei einer annähernd konstanten Variationsbreite auch im Lastschritt 3,5 noch nicht im Bereich der Fließgrenze von 420 N/mm² liegen und somit noch Reserven aufweisen.



Abbildung 5-15: Max. Druckspannung Baustahl: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Bei einem Prognosemaß von 96 % lässt sich feststellen, dass den größten Einfluss auf die Zugspannungen und die plastischen Dehnungen im Bewehrungsstahl die Anfangssteifigkeit der Anschlüsse hat. Der Variationsbereich in dem sich die maximalen Zugspannungen der Bewehrung befinden nimmt mit zunehmender Steigerung der Last ab (s. Abbildung 5-16). Ab Lastschritt 3 erreichen die maximalen Zugspannungen für fast alle Variationen annähernd die Fließgrenze.

a)



Abbildung 5-16: Max. Zugspannung Bewehrung: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

In Abbildung 5-17 sind die im System vorhandenen maximalen Dehnungen der Bewehrung dargestellt. Die plastischen Dehnungen steigen mit dem Ausfall der Stütze je nach Konfiguration schon bei Aufbringung der ständigen Last oder erst bei zusätzlicher Aufbringung der veränderlichen Last mehr oder weniger deutlich an. Der Variationsbereich wird mit zunehmender Last deutlich größer, sodass ab Lastschritt 3 Dehnungen im Bereich der Fließgrenze erreicht werden.



52





Abbildung 5-17: Max. plastische Dehnung der Bewehrung: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Abbildung 5-18 spiegelt die maximalen Druckspannungen im Beton wider. Es ist zu sehen, dass sich bei Aufbringung der veränderlichen Last unter ausgefallener Stütze die Variationsbreite vergrößert und größere Spannungszunahmen auftreten.



Abbildung 5-18: Max. Druckspannung Beton: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Die vertikale Verschiebung der ausgefallenen Stütze beginnt natürlich erst mit Wegnahme des vertikalen Auflagers der Stütze in Lastschritt 2 (s. Abbildung 5-19). Ab diesem Zeitpunkt steigt

die Verformung in allen Variationen linear an bis letztendlich eine Variation von 100 mm bis zu 140 mm vertikaler Verformung je nach Abhängigkeit der Eingangsparameter vorhanden ist.



Abbildung 5-19: Vertikale Verschiebung der ausgefallenen Stütze: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

In Abbildung 5-20 ist die maximale Rotation der Anschlüsse dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Variationsbreite der Anschlussrotation nach Ausfall der Stütze leicht zunimmt und bei Aufbringung der zusätzlichen Last Rotationen im Bereich von 20 bis 50 mrad auftreten.


Max. Rotation Anschluss



Abbildung 5-20: Max. Rotation am Anschluss: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Die Variationsbreite des maximalen Moments im Anschluss spiegelt die Variation der Eingangsparameter direkt wider. Abbildung 5-21 verdeutlicht, dass sich die Variationsbreite mit Erhöhung der Last unter Stützenausfall vergrößert und leicht größere Momente hervorruft als in der intakten Struktur.

a)



b)



Abbildung 5-21: Max. Moment Anschluss: Sensitivitätsanalyse a) Model 1; b) Model 2 [25]

Insgesamt lässt sich feststellen, dass, bis auf den Abbruchzeitpunkt und die Spannungen im Baustahl, alle weiteren Antwortgrößen eine sehr gute Erklärbarkeit auf (CoP of full model \geq 90%) aufweisen.

Dabei ist zu erkennen, dass die vorhandene Anfangssteifigkeit der Anschlüsse in den meisten Fällen den größten Einfluss auf die betrachteten Antwortgrößen hat. Im Gegensatz dazu weist der Abstand des ersten Kopfbolzens von der Stütze die geringste Veränderung der Antwortgröße auf. Dabei ist jedoch zu beachten, dass dieser Abstand vor allem bei der Bestimmung der Anschlusssteifigkeit eine Rolle spielt und daher trotzdem nicht außer Acht zu lassen ist.

Außerdem wird deutlich, dass die beiden Modelle, bei denen die Lage des Stützenausfalls variiert wurde, keine deutlichen Unterschiede aufweisen, was darauf schließen lässt, dass der Ausfall unterschiedlicher Innenstützen keinen Einfluss auf die betrachteten Antwortgrößen hat.

5.3 Schlussfolgerung

Aus den numerischen Untersuchungen der globalen Tragstruktur lassen sich die Einflüsse auf das Systemverhalten der unterschiedlichen Systeme ableiten.

Zur Kategorisierung der unterschiedlichen Rahmensysteme kann festgestellt werden, dass am reinen Stahlrahmen die Aktivierung der alternativen Lastpfade für beide untersuchten Strukturen nicht möglich ist, da aufgrund der hohen Beanspruchungen der Träger Stabilitätsprobleme auftraten. Im Gegensatz dazu können Systeme, bei denen die Stahlbetonplatte eine 3D-Tragwirkung ausbildet, bei einem Stützenausfall zusätzliche Membrankräfte aktivieren, was zu problemlos realisierbaren Anforderungen an die Anschlüsse führt. Bei Verbundrahmensystemen ist eine Aktivierung der Spannbandwirkung auf Grundlage der 2D-Wirkung der Stahlbetonplatte möglich. Dabei sind jedoch die Anforderungen an die Anschlüsse deutlich höher. Eine Ein pauschaler Wert für die geforderten Rotationen kann jedoch nicht gegeben werden, da dieser für die unterschiedlichen Strukturen und Anschlusskonfigurationen deutlich streut.

Eine Berücksichtigung der dynamischen Einflüsse lässt sich am besten durch die Anwendung eines in der Literatur gegebenen Lasterhöhungsfaktors realisieren, da bei den ohnehin schon sehr komplexen nichtlinearen statischen Analysen eine dynamische Simulationen nur sehr schwer zu realisieren wäre. Bei Voruntersuchungen an der Referenzstruktur wurde außerdem festgestellt, dass kurzzeitdynamische Effekte für das Lastumlagerungsvermögen und die Resttragfähigkeit des Referenzsystems keine große Bedeutung haben und somit der Aufwand einer transienten Berechnung nicht gerechtfertigt ist. Weiterhin lässt sich feststellen, dass die Lage des Stützenausfalls (bei Ausfall der Innenstütze) keine deutlichen Einflüsse auf die betrachteten Antwortgrößen aufweist. Mit dieser Erkenntnis ist es für ein unverschiebliches Rahmensystem nicht notwendig den Ausfall unterschiedlicher Innenstützen zu berechnen, sondern es reicht, die Bemessung des Systems für einen Stützenausfall durchzuführen, wodurch der Aufwand deutlich geringer wird.

Aus den durchgeführten Sensitivitätsanalysen lässt sich die Anfangssteifigkeit der Anschlüsse als maßgebende Einflussgröße auf die untersuchten Antwortgrößen identifizieren, wobei eine höhere Steifigkeit ein früheres Versagen hervorrief. Empfehlungen wie dieser Parameter durch konstruktive Kriterien positiv beeinflusst werden kann folgen in Kapitel 8.

6 Duktile Anschlüsse

6.1 Allgemeines

Alternative Lastpfade durch die Aktivierung von Spannband- bzw. Membrantragwirkung erfordern ausreichend Duktilität und Tragfähigkeit der Anschlüsse. Zur ausführlichen Untersuchung der M-N-Interaktion geschraubter Stahl-und Verbundknoten waren Verbundknotenversuche unter gleichzeitiger Momenten- und Normalkraftbeanspruchung erforderlich, um das Verhalten im Anschluss während und nach dem Stützenausfall zu studieren. Aus diesem Grund wurden vier Versuche an Verbundknoten unter biaxialer (M-N-phi-Interaktion) Beanspruchung sowohl für negative als auch positive Momente durchgeführt. Die Versuche wurden, aus Gründen der besseren messtechnischen Aufzeichnung, als statische Versuche gefahren.

Die experimentellen Ergebnisse der Knoten stellen Kennwerte der vorhandenen Duktilität und des Widerstandes (Moment-Zugkraft) dar und konnten anschließend mit den Anforderungen der Systemberechnungen aus Kapitel 5 verglichen werden.

Die experimentellen Ergebnisse dienten im Weiteren zur Validierung numerischer und analytischer Werkzeuge. Damit lassen sich zusätzliche Parameter am Anschluss numerisch untersuchen. Ziel dieses Arbeitsschrittes war es indirekte Konstruktionsregeln für Stahl-und Verbundknoten ableiten zu können, die für hohe Duktilität und ausreichenden M-N-Tragwiderstand sorgen, um Schnittgrößenumlagerung mittels Membrantragwirkung zu ermöglichen.

6.2 Versuchsdurchführung

6.2.1 Geometrie der Versuchskörper

Wie in Kapitel 3.3 beschrieben treten im Falle eines Stützenausfalls zwei unterschiedliche Beanspruchungsszenarien an den Anschlüssen auf. Im direkt über der Stütze liegenden Knoten wird das vor dem Stützenausfall vorhandene Stützmoment (negativ) in ein Feldmoment (positiv) umgelagert. Diese Situation wird durch die Versuche der Serie 1 (JT 1.1 und JT 1.2) wiedergegeben (s. Abbildung 6-1).



Abbildung 6-1: Extrahieren des Versuchskörpers mit positiver Momentenbeanspruchung aus der Referenzstruktur

Zusätzlich wird die Beanspruchung im benachbarten Knoten deutlich erhöht und somit das dort vorhandenen Stützmoment (negativ) deutlich vergrößert. Diese Situation wird durch die Versuchskörper der Serie 2 (JT 2.1 und JT 2.2) erfasst (s. Abbildung 6-2).



Abbildung 6-2: Extrahieren des Versuchskörpers mit negativer Momentenbeanspruchung aus der Referenzstruktur

Die Gesamtlänge der Versuchskörper wurde an die Rahmenbedingungen der Versuchshalle an der MPA Stuttgart angepasst. Bei einem vorhandenen Raster auf dem Spannfeld von jeweils einem Meter wurden die Versuchskörper zu einer Länge von 6,0 m gewählt. Als Endauflager der Versuchskörper wurden gelenkige Anschlüsse eingesetzt, die sowohl als vertikale Auflagerung dienten, als auch zur Lasteinleitung der horizontalen Pressen.

Die Geometrie der Verbundanschlüsse wurde aus der Referenzstruktur abgeleitet. Dabei wurde der Stahlanschluss exakt übernommen, während die Stahlbetonplatte minimal an die Randbedingungen der Versuche angepasst wurde. So wurde zum einen die Bewehrungsmenge reduziert um die aufnehmbare Normalkraft auf die maximale Pressenkraft der horizontalen Pressen zu begrenzen. Zum anderen wurde die Anordnung der Kopfbolzen im Bereich des Anschlusses so abgeändert, dass ein möglichst duktiler Knoten entsteht. Wie in Abbildung 6-3 zu sehen ist, wurde der erste Kopfbolzen um 265 mm von der Stütze entfernt aufgebracht, um die Ausbildung eines Zugbandes in diesem Bereich zu ermöglichen und somit die vorhandene Rotationskapazität des Anschlusses zu steigern. Zusätzlich wurde in diesem Bereich die Bewehrungsmenge konstant gehalten, sodass die inneren Bewehrungsstäbe nur bis zum Kopfbolzen geführt wurden. Diese Ausbildung des Anschlusses zeigte in vorhergehenden Forschungsergebnissen einen positiven Einfluss auf die Verformungskapazität des Anschlusses [53].



Abbildung 6-3: Verbundknoten der Versuchskörper [mm]

6.2.2 Rechnerische Bemessung der Versuchskörper

Die Auslegung der Versuchskörper erfolgte in Anlehnung an die Referenzstruktur, wobei die Anschlüsse nach DIN EN 1993-1-8 [21] bzw. DIN EN 1994-1-1 [22] bemessen wurden. Um einen möglichst duktilen Anschluss zu erhalten, wurden diese so ausgelegt, dass die duktile Komponente "Stirnplatte auf Biegung" im Modus 2 die geringste rechnerische Tragfähigkeit besaß und somit maßgebend wurde.

Da bei der Bemessung der Versuchskörper die tatsächlichen Materialfestigkeiten noch nicht bekannt waren, wurden für die Berechnung Überfestigkeiten der Materialien angenommen. Aus Erfahrungswerten wurde für die Schraubengüte ein Überfestigkeitsfaktor von 1,1 angesetzt, während für die Festigkeitswerte der Stirnplatte ein Überfestigkeitsfaktor von 2,0 angesetzt wurde, um auf sicherer Seite die Komponente Stirnplatte auf Biegung als maßgebende Komponente zu erhalten. Das detaillierte Vorgehen bei der Bemessung der Versuchskörper ist in [27] beschrieben.

6.2.3 Versuchsstand

Um das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundknotens unter kombinierter M-N-Beanspruchung zu untersuchen wurden während der Versuchsdurchführung drei Pressen eingesetzt. Eine vertikale Presse brachte über der ausgefallenen Stütze eine zusätzliche Last auf und rief damit eine Momentenbeanspruchung am Anschluss hervor. Zwei horizontale Pressen, die jeweils an den Enden der Versuchskörper angebracht wurden, erzeugten eine zusätzliche Normalkraft im Anschluss. Während die vertikale Presse eine maximale Kraft von 0,6 MN aufbringen kann, können die horizontalen Pressen eine maximale Kraft von 1,0 MN aufbringen. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6-4 für den JT 1.1 mit positiver Momentenbeanspruchung dargestellt.



Abbildung 6-4: Versuchsaufbau des JT1.1

Um den Aufwand für den Umbau des Versuchsstands möglichst gering zu halten, wurden die Versuchskörper für die Verbundknoten mit negativer Momentenbeanspruchung umgedreht, sodass die nun aufgebrachte vertikale Einzellast ein entgegengesetztes Moment am Anschluss erzeugte. Dadurch war es möglich, für die Durchführung aller Versuche den gleichen Versuchsaufbau zu verwenden (siehe Abbildung 6-5).



Abbildung 6-5: Schematischer Versuchsaufbau eines Verbundknotens mit positiver Momentenbeanspruchung

6.2.4 Messtechnik

Während der gesamten Versuchsdurchführung wurden die folgenden Messungen am globalen Versuch durchgeführt:

- Kraftmessdosen an allen Pressen um die aufgebrachten Lasten zu messen (V und H)
- Messung der Verformung an allen Pressen (u und w)
- Rotationsmessung am Anschluss durch Inklinometer (RT)
- Messung der tatsächlichen Verschiebung an der Mittelstütze durch Seilwegaufnehmer (uj)

Die Messungen am globalen System sind in Abbildung 6-6 für einen Versuchskörper mit positiver Momentenbeanspruchung am Anschluss dargestellt. Die gleichen Messungen wurden an den Versuchskörpern mit negativer Momentenbeanspruchung gemacht.



Abbildung 6-6: Globale Messungen am Knotenversuch

Zusätzlich zu den globalen Messungen wurden weitere lokale Effekte mittels Dehnmessstreifen und zusätzlichen Wegaufnehmern gemessen. Dazu wurden Dehnmessstreifen am Stahlträger appliziert, um die Dehnungsverteilung über den Trägerquerschnitt zu erhalten. In Abbildung 6-7 sind die Lagen der DMS auf Versuchskörpern mit positiver Momentenbeanspruchung dargestellt.



Abbildung 6-7: Lage der Dehnmessstreifen am Stahlträger für Versuche mit positiver Momentenbeanspruchung

In Abbildung 6-7 ist zu sehen, dass auf beiden Anschlussseiten DMS über den Stahlträgerquerschnitt aufgebracht waren, um das Verhalten des Trägers im Anschlussbereich zu untersuchen. Zusätzlich dazu wurden auf einer Seite weitere DMS im Trägerbereich zwischen erstem und zweitem Kopfbolzen über die Höhe des Stahlträgers aufgebracht.

Weitere Dehnmessstreifen wurden auf der Bewehrung aufgebracht, um die Dehnungsverteilung in der Betonplatte, vor allem bei den Knotenversuchen mit negativer Momentenbeanspruchung, bei denen die Betonplatte unter Zugbeanspruchung war, aufzuzeichnen. Die Lagen der DMS auf den Versuchskörpern mit negativer Momentenbeanspruchung sind in Abbildung 6-8 dargestellt. a)



Abbildung 6-8: Lage der Dehnmessstreifen am Stahlträger (a) und auf der oberen und der unteren Bewehrungslage (b) für Versuche mit negativer Momentenbeanspruchung

In Abbildung 6-8 (a) erkennt man, dass die Lage der DMS auf der Bewehrung im Anschlussbereich an die Lage der DMS auf den Stahlträgern, die analog der DMS auf den Stahlträgern der JT 1 sind, angepasst war. Zusätzlich wurden weitere DMS auf der Bewehrung im Bereich des ersten Kopfbolzens angebracht, um das Verhalten der Stahlbetonplatte in diesem Bereich und den Einfluss des ersten Kopfbolzens genauer zu untersuchen. In Abbildung 6-8 (b) ist die Lage der DMS auf der oberen Bewehrungslage dargestellt, die aufgrund der negativen Momentenbeanspruchung größere Zugbeanspruchungen erfährt. Um die Dehnungsverteilung über die Höhe der Betonplatte zu erhalten, wurden zusätzlich zwei DMS in der unteren Bewehrungslage angebracht (s. Abbildung 6-8 (c)).

Um die Dehnungen der Betonplatte zu messen wurden Setzdehnungsmesser auf der Oberseite der Betonplatte (Abbildung 6-9) aufgesetzt, sowie Wegaufnehmer an der Unterseite der Betonplatte

(Abbildung 6-10) aufgebracht. Somit war die Untersuchung der Entwicklung der Risse über die Höhe der Betonplatte möglich.



Abbildung 6-9: Lage der Setzdehnungsmesser auf der Betonplatte (für Versuch mit positiver Momentenbeanspruchung)



Abbildung 6-10: Lage der Wegaufnehmer an der Betonplatte (für Versuch mit positiver Momentenbeanspruchung)

Die gezeigte Verteilung der Setzdehnungsmesser und Wegaufnehmer wurde sowohl für die Versuche mit positiver Momentenbeanspruchung als auch für die Versuche mit negativer Momentenbeanspruchung wie in Abbildung 6-9 und Abbildung 6-10 dargestellt aufgebracht. Aus den gemessenen Dehnungen konnten somit die resultierenden Rissbreiten über die Breite der Betonplatte im Anschlussbereich bis hin zum ersten Kopfbolzen bestimmt werden.

6.2.5 Material

6.2.5.1 Baustahl

Wie in der Referenzstruktur bemessen und in Kapitel 0 beschrieben, wurde bei der Durchführung der Versuche Baustahl der Güte S355 eingesetzt. Als Stahlträger kam ein Profil IPE 240 zum Einsatz, während für die Stahlstütze ein HEB 220 verwendet wurde. Aus der Bemessung des Stirnplattenanschlusses resultiert eine Stirnplattendicke von 10 mm. Um eine bessere Vergleichbarkeit der Versuche zu erzielen, wurden alle Stahlteile der Versuchsserie 1 aus derselben Charge hergestellt (siehe Tabelle 6-1), während die Stahlteile der Versuchsserie 2 aus einer weiteren Charge gefertigt wurden (Tabelle 6-2).

S355	fy	fu	Α	
	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	
Stirnplatte	374.0	498.0	27.1	
IPE 240	396.0	480.0	32.6	
HEB 220	407.0	500.0	29.2	

Tabelle 6-1: Tatsächliche Materialkennwerte des Baustahls für JT 1

8 255	fy	fu	A [%]	
3333	[N/mm²]	[N/mm²]		
Stirnplatte	374.00	558.49	31.45	
IPE 240	407.26	540.41	28.77	
HEB 220	303.33	440.88	35.2	

Zur Beurteilung der Dehnmessstreifen werden in Gleichung (6.1) und Gleichung (6.2) die Fließdehnungen der Trägerprofile berechnet.

$$\varepsilon_{\rm y} = \frac{f_{\rm y}}{E} = \frac{407,26 \,^{\rm N}/_{\rm mm^2}}{210000 \,^{\rm N}/_{\rm mm^2}} = 0,189\%$$
(6.1)

$$\varepsilon_{\rm y} = \frac{f_{\rm y}}{E} = \frac{396,00 \,^{\rm N}/_{\rm mm^2}}{210000 \,^{\rm N}/_{\rm mm^2}} = 0,193\%$$
 (6.2)

6.2.5.2 Beton

Die in den Versuchen eingesetzte Betongüte betrug C30/37. Beide Versuche der Serie 1 (positives Anschlussmoment) wurden aus einer Charge betoniert. Die beiden Versuche der Serie 2 (negatives

Anschlussmoment) wurden aus einer zweiten Charge betoniert. Für beide Chargen wurden während des Betonierens zusätzliche Probewürfel betoniert, die bei den Versuchsköpern gelagert wurden. Durch Druckversuche an jeweils drei Probewürfeln an dem jeweiligen Tag, an dem der Knotenversuch durchgeführt wurde, war es möglich die tatsächliche Druckfestigkeit $f_{ck,cube}$ des Betons während des Versuches zu bestimmen. Diese gemittelten Werte sind in Tabelle 6-3 gegeben.

Da für die Versuche der Serie 2 durch das negative Knotenmoment Zug im Beton entsteht, wurden hier zusätzlich drei Biegezugversuche am Tag der Durchführung des JT 2.1 durchgeführt. Die entsprechende gemittelte Biegezugfestigkeit f_{ctm} ist ebenfalls in Tabelle 6-3 gegeben.

C30/37	f _{ck,cube} [N/mm²]	f _{ctm} [N/mm²]	
JT 1.1	34.73	-	
JT 1.2	35.82	-	
JT 2.1	33.83	2.77	
JT 2.2	34.63	-	

Tabelle 6-3: Materialkennwerte Beton

6.2.5.3 Bewehrung

Die in den Versuchen verwendete Bewehrung der Verbundknoten bestand aus B450C. Um eine möglichst hohe Duktilität zu erzielen, wurde Bewehrungsstahl der Duktilitätsklasse C eingesetzt. Dieser hat nach DIN EN 1992-1-1, Anhang C [19] eine festgelegte Duktilität $1,15 \le k \le 1,35$. Der Duktilitätsfaktor k beschreibt das Verhältnis der Streckgrenze zur Zugfestigkeit. Der Bewehrungsstahl der Duktilitätsklasse "C" ist in Deutschland nicht verfügbar und wurde im Rahmen eines europäischen Forschungsprojekts "RobustImpact" [39] aus Italien bezogen.

Wie in Kapitel 0 beschrieben wurden als Längsbewehrung Stäbe mit dem Durchmesser 8 mm eingesetzt, während als Querbewehrung Stäbe des Durchmessers 10 mm eingesetzt wurden. Durch jeweils drei Zugversuche an den Bewehrungsstäben wurden die in Tabelle 6-4 gegebenen gemittelten Materialkennwerte ermittelt.

B450C	f _y [N/mm²]	f _u [N/mm²]	fu/fy [-]	A _{gt} [%]	A ₉ [%]	At [%]	A [%]
Ø 8 mm	497.0	577.0	1.16	11.7	11.3	12.5	12.2
Ø 10 mm	501.4	598.4	1.19	12.2	11.9	13.1	12.8

Tabelle 6-4: Tatsächliche Materialkennwerte der Bewehrung

Die ermittelte Fließdehnung beträgt $\varepsilon_{y} = 0,41\%$.

6.2.5.4 Schrauben

Für die Realisierung des Stirnplattenanschlusses wurden Schrauben M20x60 der Schraubengüte 10.9 verwendet. Um das tatsächliche Materialverhalten der Schraube zu bestimmen wurden, wie in Abbildung 6-11 dargestellt, Probekörper aus den Schrauben ausgearbeitet und Zugproben durchgeführt. Die Herstellung der Probekörper B6x30 erfolgte nach DIN 50125 [10]. Somit wurde das Verhalten des reinen Schraubenmaterials untersucht.



Abbildung 6-11: Minizugprobekörper aus Schrauben M20 x 60 mm (B 6 x 30)

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6-12 dargestellt. Während in (a) die Versuchsdurchführung gezeigt ist und die Messung über Extensometer deutlich zu erkennen ist, ist in (b) der gerissene Probekörper nach Versuchsende dargestellt.



Abbildung 6-12: Durchführung der Zugversuche während (a) und nach (b) dem Versuch

Die nach DIN EN ISO 6892-1 [24] ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 6-5 dargestellt. Sie stellen die tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte des reinen Schraubenmaterials dar.

Schraube	f _y	f _u	A _{gt}	А ₉	A _t	A
	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]	[%]	[%]
M20 10.9	1019.8	1080.6	5.3	4.8	15.8	12.8

Tabelle 6-5: Tatsächliche Materialkennwerte des reinen Schraubenmaterials

Die Ausbildung des Anschlusses erfolgte mit kontrollierter Vorspannung der HV-Schrauben, um vor allem für die Nachrechnung der Versuche einen genauen Wert der Vorspannung ansetzen zu können. Für das Aufbringen der Vorspannung wurde das kombinierte Vorspannverfahren nach DIN EN 1090-2 [11] angewendet. Die volle Vorspannkraft $F_{p,C}$ der Schraube ergibt sich aus der Zugfestigkeit der Schraube f_{ub} sowie dem Spannungsquerschnitt der Schraube A_s und wird in Gleichung (6.3) berechnet.

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm} = 171,50 \text{ kN}$$
(6.3)

Aus dieser Vorspannkraft kann mit Hilfe des k-Faktors das Referenz-Drehmoment M_r berechnet werden. Die k-Klasse berücksichtigt die Schmierung der Schraubengarnitur, die bei der Aufbringung der Vorspannkraft die Reibung des Gewindes beeinflusst. Die für die Versuche verwendeten Schrauben wurden vom Hersteller der k-Klasse K1 zugeordnet was mit $k_1 = 0,13$ für die Berechnung des Referenzmoments in Gleichung (6.4) angesetzt wird.

$$M_{r,1} = k_1 \cdot d \cdot F_{p,C} = 0.13 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 171.50 \text{ kN} = 445.90 \text{ Nm}$$
 (6.4)

Das gewählte kombinierte Vorspannverfahren besteht aus zwei Schritten. In einem ersten Anziehschritt wird ein Voranziehmoment $M_{r,KV}$ von 75 % des berechneten Referenz-Drehmoments aufgebracht (Gleichung (6.5)).

$$M_{r,KV} = 0.75 \cdot M_r = 0.75 \cdot 445.90 \text{ Nm} = 334.4 \text{ Nm}$$
 (6.5)

Im zweiten Anziehschritt wird anschließend ein festgelegter Weiterdrehwinkel aufgebracht. Dieser hängt von der Klemmlänge (Gesamtdicke des Blechpakets und der Unterlegscheiben) sowie dem vorhandenen Schraubendurchmesser ab. Nach DIN EN 1090-2 Tabelle 21 ergibt sich dieser Weiterdrehwinkel bei einer Klemmlänge von $t = 34 \text{ mm} \text{ zu } 60^{\circ}$.

Die kontrollierte Aufbringung dieser beiden Anziehschritte wurde während des Zusammenbaus überwacht, sodass sichergestellt wurde, dass alle Schrauben für alle Versuche die gleiche Vorspannkraft hatten.

6.3 Versuchsergebnisse

6.3.1 Allgemeines

Die vier Versuche konnten erfolgreich durchgeführt werden und zeigten das erwartete Versagensverhalten auf. Da die Gesamtheit der Versuche gering ist, können allein aus diesen Versuchsergebnissen noch keine allgemeingültigen Schlussfolgerungen gezogen werden. Es können jedoch erste Erkenntnisse über das Verhalten der Verbundknoten hinsichtlich Tragfähigkeit und Rotationskapazität bei Momenten-Normalkraft-Interaktion gewonnen werden. Zusätzlich dienen die Versuche zur Kalibrierung numerischer Modelle, die die Untersuchung weiterer Parameter ermöglichen.

Für die Berechnung der Momentenbeanspruchung am Anschluss während des Versuchs wurde ein Referenzpunkt festgelegt, wie in Abbildung 6-13 für positiv beanspruchte Knoten dargestellt ist. Durch die Einleitung der zusätzlichen Horizontalkraft wird bei großen Verschiebungen Δw ein zusätzliches Moment im Anschluss erzeugt, das entgegen dem Anschlussmoment wirkt, das aus der vertikalen Kraft entsteht. Das Anschlussmoment hängt somit von der Verschiebung der ausgefallenen Stütze ab.



Abbildung 6-13: Berechnung des positiven Anschlussmoments

Für die Berechnung des negativen Anschlussmoments muss berücksichtigt werden, dass der Versuchskörper umgedreht eingebaut wurde. Der Referenzpunkt zur Bestimmung des Moments liegt ebenfalls auf der Achse der Gelenke (in der Mittelachse des Versuchskörpers), siehe Abbildung 6-14.



Abbildung 6-14: Berechnung des negativen Anschlussmoments

Um die reine Anschlussverdrehung zu erhalten wurden während der Versuche jeweils drei Rotationsmesser angebracht (s. Abbildung 6-15). Damit wurde zum einen die Rotation der Träger am Anschluss (φ_l und φ_r) gemessen und zum anderen eine mögliche Rotation der Stütze φ_m . Anschließend wurde die tatsächliche Rotation der Anschlüsse, $\varphi_{l,act}$ und $\varphi_{r,act}$, berechnet indem die Stützenrotation heraus gerechnet wurde.



 $\varphi_{l,act} = \varphi_l - \varphi_m$ and $\varphi_{r,act} = \varphi_r - \varphi_m$ Abbildung 6-15: Berechnung der Anschlussrotation

6.3.2 Versuch JT 1.1

Der Versuch JT 1.1 wurde in einem ersten Schritt mit einer vertikalen Last über der als ausgefallen angenommenen Stütze belastet. Durch diese vertikale Belastung wurde ein positives Moment am Anschluss erzeugt. Die vertikale Belastung wurde so lange gesteigert bis der elastische Bereich des Anschlusses verlassen wurde. Anschließend wurde die vertikale Presse arretiert und somit die aufgebrachte vertikale Verschiebung gehalten. Im nächsten Schritt wurden die beiden horizontalen Pressen gestartet und somit die Normalkraft im Anschluss erzeugt. Alle Pressen wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min gefahren.

Nachdem die maximal aufzubringende Last von 900 kN der horizontalen Pressen erreicht war, wurden diese gestoppt. Da der Verbundknoten zu diesem Zeitpunkt noch voll tragfähig war, wurden die horizontalen Pressen zurück gefahren und komplett entlastet. Anschließend wurde erneut die vertikale Presse gestartet, um ein Versagen des Versuchskörpers unter reiner Momentenbeanspruchung zu erzwingen. Die Lastaufbringung kann der vertikalen Last-Verformungskurve der ausgefallenen Stütze in Abbildung 6-16 entnommen werden.

Das Anschlussverhalten des Verbundknotens unter positiver Momentenbeanspruchung wird im Zugbereich hauptsächlich vom Stahlanschluss beeinflusst, während die Druckbeanspruchung von der Betonplatte übernommen wird. Dies spiegelt sich auch beim Versagen des Anschlusses wider. In Abbildung 6-17 (a) ist ein erstes Abplatzen an der Oberkante des Betons infolge Druckbeanspruchung zu erkennen. An der Unterseite der Betonplatte entwickelten sich im Anschlussbereich



Abbildung 6-16: Vertikale Last-Verformungskurve der ausgefallenen Stütze

Risse unter Zugbeanspruchung, wie in Abbildung 6-17 (c) zu erkennen ist. Im Stahlteil des Anschlusses ist in Abbildung 6-17 (b) eine deutliche Verformung der Stirnplatte zu erkennen, bevor, wie in Abbildung 6-17 (d) zu sehen ist, auf einer Seite des Knotens ein letztendliches Versagen der unteren Schraube unter Zugbeanspruchung auftrat. Der kalkulierte Versagensmodus "Stirnplatte unter Biegebeanspruchung im Modus 2" konnte somit erreicht werden.



Abbildung 6-17: Versuch JT 1.1 nach Versagen der Schraube auf Zug

In Abbildung 6-16 wird das Verhalten des Verbundanschlusses unter kombinierter Momenten-Normalkraft-Beanspruchung verdeutlicht. Es ist zu erkennen, dass eine Umlagerung des zu Beginn vorhandenen Anschlussmoments in eine fast reine Normalkraftbeanspruchung stattfindet.



Abbildung 6-18: Momenten-Normalkraft-Kurve von JT1.1

In Abbildung 6-19 sind die Momenten-Rotations-Kurven der beiden Träger im Anschlussbereich dargestellt. Es ist zu erkennen, dass unter reiner Momentenbeanspruchung eine minimal größere Rotation der am Anschluss B des Knotens vorhanden war. Das letztendliche Versagen der Schraube trat auf Anschlussseite A (schwarze Kurve) auf.



Abbildung 6-19: Momenten-Rotations-Kurve von JT 1.1

Es ist zu erkennen, dass sich durch die Aufbringung der Normalkraft die Rotation im Anschluss trotz gleichbleibender vertikaler Verformung etwas vergrößert. Dies lässt darauf schließen, dass durch die zusätzliche Normalkraft eine Seilwirkung entsteht. Beim Zurückfahren der horizontalen Pressen geht ein elastischer Anteil dieser zusätzlichen Anschlussrotation wieder zurück (Stop N bis 2.Start V), wobei die vorhandenen Rotationen der beiden Anschlussseiten etwas voneinander abweichen.

Dieses Verhalten spiegelt sich auch bei der Auswertung der am Stahlträger aufgebrachten DMS wider. In Abbildung 6-20 sind die gemessenen Dehnungen über die Höhe des Stahlträgers während der unterschiedlichen Belastungsschritte im Anschlussbereich beider Seiten abgebildet. DMS 5 ist beim Versuch ausgefallen und lieferte kein Ergebnis.

(a)





Abbildung 6-20: Dehnungen am Stahlträger im Anschlussbereich bei JT 1.1 DMS 1-4 (a) und DMS 6-8 (b)

Im Zugbereich des Stahlträgers (DMS 6 und DMS 2) steigen die Dehnungen unter Momentenbeanspruchung kontinuierlich an. Unter Aufbringung der Normalkraftbeanspruchung nehmen zu Beginn die Dehnungen im Zugbereich weiter zu, bevor die Zugdehnungen ab einer Normalkraft von 300 kN annähernd konstant bleiben, was darauf schließen lässt dass ein Teil der Zugkraft über die Bewehrung in der Betonplatte abgetragen wird.

Am Stahlträgersteg nehmen die Dehnungen zu Beginn der Momentenbeanspruchung zu, jedoch ist die Steigerung der Dehnung bei größerer Momentenbeanspruchung gering.

Der obere Stahlträgerflansch steht zu Beginn unter Zug, bei weiterer Steigerung des Anschlussmoments baut sich diese Zugbeanspruchung jedoch wieder etwas ab und lagert sich sogar in eine minimale Druckdehnung um. Dies entspricht der Beobachtung der zusätzlichen Rotation im Anschlussbereich unter Normalkraftbeanspruchung.

Durch den Vergleich der beiden Anschlussseiten ist ein gleichmäßiges, symmetrisches Verhalten des Knotens bestätigt.

In Abbildung 6-21 ist deutlich zu erkennen, dass zwischen erstem und zweitem Kopfbolzen über die komplette Höhe des Stahlträgers eine Zugbeanspruchung aus dem aufgebrachten Moment resultiert. Während diese Zugdehnung unter Momentenbeanspruchung kontinuierlich zunimmt, wird die Zunahme unter zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung nur noch geringfügig größer und durch die leichte Abnahme der Zugdehnungen am unteren Flansch und die gleichzeitige Zunahme der Zugdehnungen am oberen Flansch entsteht ein leichtes Angleichen der Zugbeanspruchung über die Trägerhöhe bevor sich letztendlich eine höhere Beanspruchung im oberen Flansch als im unteren Flansch einstellt und sich die Zugbeanspruchung innerhalb des Stahlträgers etwas nach oben umlagert.



Abbildung 6-21: Dehnungen am Stahlträger nach erstem Kobo bei JT 1.1 (DMS 9-11)

Mit der dargestellten Dehnungsverteilung lässt sich die Annahme, dass die plastische Nulllinie im Betongurt liegt bestätigen.

In Abbildung 6-22 sind die Dehnungen der Bewehrungsstäbe dargestellt, die, wie in Kapitel 6.2.4 beschrieben, durch Dehnmessstreifen auf der Bewehrung gemessen wurden. Es ist deutlich zu sehen, dass im unteren Bereich der Betonplatte Zugdehnungen infolge der Momentenbeanspruchung entstehen, während im oberen Bereich der Betonplatte eine Druckbeanspruchung hervorgerufen wird. Mit zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung erhöhen sich die Dehnungen im vorher zugbeanspruchten Bereich kaum noch, während sich im oberen Bereich der Betonplatte deutliche Zugdehnungen wiederfinden, bis im Anschlussbereich fast ein Ausgleich der Dehnungen in oberer und unterer Bewehrungslage vorhanden ist.



Abbildung 6-22: Dehnungen der Bewehrung im Anschlussbereich in JT 1.1

Durch die von Beginn an vorhandenen Zugdehnungen in der unteren Bewehrungslage ist die Annahme der plastischen Nulllinie im Betongurt oberhalb dieser unteren Lage bestätigt. Alle Dehnungen in der Bewehrung bleiben bis auf eine Ausnahme (DMS 6) im elastischen Bereich.

In Abbildung 6-23 sind die Rissbilder der Oberseite (Abbildung 6-23 (a)) sowie der Unterseite (Abbildung 6-23 (b)) der Betonplatte von JT 1.1 nach Versuchsende dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die größten Risse direkt im Anschlussbereich befinden, ausgehend von den Flanschen der Stütze. Dies wird vor allem an der Unterseite der Betonplatte deutlich, die während des kompletten Versuchs Zugbeanspruchungen erfährt. Außerdem ist an der Oberseite der Betonplatte im Randbereich und an den Stützenflanschen ein Abplatzen des Betons, aufgrund der dort wirkenden Druckbeanspruchung, zu erkennen.

(a)



Abbildung 6-23: Rissbild im Anschlussbereich an der Oberseite (a) und der Unterseite (b) der Betonplatte im Endzustand von JT 1.1

Das entstandene Rissbild spiegelt sich auch in der Auswertung der an der Betonplatte aufgebrachten Setzdehnungsmesser bzw. Wegaufnehmer wider. Die Dehnungen der Betonplatte sind in Abbildung 6-24 (a) für die Oberseite und in Abbildung 6-24 (b) für die Unterseite der Betonplatte exemplarisch in einem Quadranten des Anschlusses dargestellt. Für die anderen Quadranten ergibt sich eine vergleichbare Dehnungsverteilung. Der letzte Wert von SDM a1 entspricht nicht der tatsächlichen Dehnung bei H_{max}, sondern der Messgrenze des Wegaufnehmers, die bei einer horizontalen Kraft von H = 790 kN erreicht wurde.





(b)



Abbildung 6-24: Dehnungsverteilung im Anschlussbereich an der Oberseite (a) und der Unterseite (b) der Betonplatte im Endzustand von JT 1.1

Es ist deutlich zu erkennen, dass an der Unterseite der Betonplatte aus der Momentenbeanspruchung von Beginn an eine Zugbeanspruchung entsteht. Somit ist die analytische Berechnung, dass die plastische Nulllinie in der Betonplatte liegt, bestätigt Die unter Momentenbeanspruchung entstandenen Risse werden durch die zusätzlich aufgebrachte Normalkraft nur noch minimal größer. Das bedeutet, dass, vor allem zu Beginn der Normalkraftbeanspruchung, ein Großteil der Normalkraft über den Stahlträger aufgenommen wird. Die Druckbeanspruchung, die sich unter Momentenbeanspruchung an der Oberseite der Betonplatte aufbaut, wird unter zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung minimal abgebaut.

Es ist außerdem zu sehen, dass der größte Riss direkt am Flansch entsteht und bei weiterer Entfernung von der Stütze kaum noch Dehnungen in der Betonplatte vorhanden sind. Dies bedeutet, dass sich im Anschlussbereich kein verlängertes Zugband mit gleichmäßiger Rissverteilung eingestellt hat.

6.3.3 Versuch JT 1.2

Mit JT 1.2 wurde ein weiterer Versuch mit positiver Momentenbeanspruchung durchgeführt, im Unterschied zu JT 1.1 nicht mit nacheinander aufgebrachter M-N-Beanspruchung sondern mit gleichzeitiger M-N-Beanspruchung. Dazu wurden alle drei Pressen in Abhängigkeit voneinander gesteuert. Während die vertikale Presse eine Geschwindigkeit von 1 mm/min aufwies, wurden die horizontalen Pressen mit einer Geschwindigkeit von 0.1 mm/min gefahren. Alle drei Pressen wurden verformungsgesteuert gefahren und gleichzeitig gestartet.

Für JT 1.2 konnte bei gleichzeitiger Aufbringung des positiven Moments und zusätzlicher Normalkraft der gleiche Versagensmodus wie für JT 1.1 beobachtet werden. Eine der unteren auf Zug beanspruchten Schrauben versagte, nachdem eine Verformung der Stirnplatte erzielt werden konnte. In Abbildung 6-25 ist der Versuchskörper nach dem Versagen dargestellt.



Abbildung 6-25: JT 1.2 nach Versagen: (a) Schraubenversagen auf Zug, (b) Schraube nach dem Bruch, (c) Verformung der Stirnplatte

Durch die gleichzeitige Aufbringung von Moment und Normalkraft auf den Verbundknoten wurde ein Versagen vor Erreichen der maximal aufbringbaren Normalkraft möglich gewesen. In Abbildung 6-26 ist zu erkennen, dass aufgrund der zusätzlich aufgebrachten Normalkraft das maximale Moment aus JT 1.1 nicht erreicht wurde. Das zu Beginn größer werdende Moment nahm mit weiterer vertikaler Verformung sowie gleichzeitiger Erhöhung der Normalkraft wieder ab.



Abbildung 6-26: Momenten-Normalkraft-Kurve von JT1.2

An der Stelle des Sprungs der Normalkraft war während des Versuchs ein Knacken zu hören. Nach Auswertung der DMS von Stahlträger und der SDM der Betonplatte ist anzunehmen, dass zu diesem Zeitpunkt die Haftreibung zwischen Betonplatte und Stahlträger überwunden wurde und im Bereich des Anschlusses ein Schlupf auftrat.

Die in Abbildung 6-27 dargestellte Kurve zeigt, dass, nach anfänglicher linearer Steigung der vertikalen Last-Verformungsbeziehung, eine weitere vertikale Verformungssteigerung durch zusätzliche Plastizierungen im Anschluss nur noch eine geringe Steigerung der vertikalen Kraft hervorruft.



Abbildung 6-27: vertikale Kraft-Verschiebungskurve JT 1.2

Die auftretenden Rotationen beider Anschlussseiten verhielten sich annähernd identisch, wie in Abbildung 6-28 dargestellt ist. Während Schraubenversagen auf Anschlussseite "B" (schwarze Kurve) des Verbundknotens auftrat, konnte die andere Seite den vorhandenen Beanspruchungen standhalten.



Abbildung 6-28: Momenten-Rotations-Kurve JT 1.2

(a)

In Abbildung 6-29 sind die Dehnungen der Stahlträger im Anschlussbereich des Versuchs JT 1.2 dargestellt. Zu Beginn der gleichzeitig aufgebrachten M-N-Beanspruchung entstehen über die gesamte Trägerhöhe Zugbeanspruchungen. Diese nehmen mit fortschreitender Belastung im unteren Flansch deutlich zu. lässt sich erkennen, dass die zu Beginn vorhandenen positiven Dehnungen am oberen Stahlträgerflansch (DMS 4 und DMS 8) in eine negative Dehnung umgelagert werden. Die Dehnungen im Steg (DMS 3 und DMS 7) werden bei höherer Zugkraft ebenfalls abgebaut. Am unteren Flansch (DMS 1/2 und DMS 5/6) nehmen die Dehnungen kontinuierlich zu. Wie bereits bei JT 1.1 entsteht durch die gleichzeitige Steigerung der vertikalen Kraft im oberen Flansch mit weiterer Laststeigerung eine Druckbeanspruchung. Diese Druckbeanspruchung resultiert aus der oben erläuterten Überwindung der Haftreibung, sodass im Anschlussbereich der Verbundquerschnitt aufgrund der fehlenden Kopfbolzen nicht mehr als Verbundquerschnitt wirkt.





Abbildung 6-29: Dehnungen am Stahlträger im Anschlussbereich bei JT 1.2 DMS 1-4 (a); DMS 5-8 (b)

Durch Auswerten der DMS auf dem Stahlträger im Bereich zwischen erstem und zweitem Kopfbolzen ist zu erkennen, dass zu Beginn eine annähernd lineare Verteilung der Zugdehnungen über die Trägerhöhe entstanden ist. Nach weiterer Belastung werden die Dehnungen im unteren Trägerflansch etwas größer als die Dehnungen im oberen Bereich des Trägers. Im Gegensatz zum Anschlussbereich entsteht hier keine Druckbeanspruchung im Obergurt.



Abbildung 6-30: Dehnungen am Stahlträger nach erstem Kobo bei JT 1.2 (DMS 9-11)

Die Ergebnisse der DMS auf der Bewehrung sind Abbildung 6-31 zu entnehmen. Da DMS 10 zu Versuchsbeginn schon defekt war, wurden keine Ergebnisse aufgezeichnet. Es ist zu erkennen, dass in der unteren Lage (DMS 1 und DMS 2) zu Beginn der Lastaufbringung kaum Dehnungen vorhanden sind, während in der oberen Lage eine leichte Druckbeanspruchung entsteht. Diese Druckbeanspruchung wird im Laufe der weiteren Belastung, wie auch in der unteren Bewehrungslage in eine Zugbeanspruchung umgelagert.



Abbildung 6-31: Dehnungen der Bewehrung im Anschlussbereich in JT 1.2

Alle während des Versuchs gemessenen Zugdehnungen in der Bewehrung sind bis zum Versagen der Schraube auf Zug im elastischen Bereich.

In Abbildung 6-32 sind die Rissbilder der Betonplatte für Oberseite (a) und Unterseite (b) nach Versagen des Versuchskörpers abgebildet. Während sich an der Unterseite aufgrund der dort vorhandenen Zugbeanspruchung deutliche Risse entwickeln, sind an der Oberseite der Betonplatte, die auf Druck beansprucht ist, nur einzelne kleine Risse zu erkennen. Die auftretenden Risse entwickeln sich ausgehend vom Stützenflansch bis hin zum Rand der Betonplatte und sind somit kaum im Anschlussbereich verteilt, sondern auf zwei bis die Risse pro Quadrant verteilt. (a)



(b)



Abbildung 6-32: Rissbilds an Oberseite (a) und Unterseite (b) im Endzustand von JT 1.2

Dies spiegelt sich auch anhand der Auswertung der Dehnungsmesser, die auf der Betonplatte aufgebracht waren, wider. Die Dehnungsverteilung in einem Quadranten, sowie das zugehörige Rissbild, sind in Abbildung 6-33 dargestellt. SDM a1 war bei V = 94 kN am Ende.





85



Abbildung 6-33: Dehnungsverteilung im Anschlussbereich an der Oberseite (a) und der Unterseite (b) der Betonplatte im Endzustand von JT 1.2

Sowohl im oberen als auch im unteren Bereich der Betonplatte traten erst mit steigender Belastung größere Dehnungen im direkten Anschlussbereich, wo alle zwei bis drei Risse gemessen werden, auf. Bei größerer Entfernung von der Stütze sind nur sehr geringe bis vernachlässigbare Dehnungen vorhanden, da dort nur noch ein großer Riss entstanden ist.

6.3.4 Versuch JT 2.1

Robustheit

Der Ablauf des Versuchs JT 2.1 erfolgte nach demselben Schema wie der Versuchsablauf von JT 1.1 mit dem Unterschied, dass statt der positiven Momentenbeanspruchung im Anschluss durch den umgedreht eingebauten Versuchskörper eine negative Momentenbeanspruchung im Anschluss erzeugt wurde.

So wurde der Verbundknoten in einem ersten Schritt mit einer vertikalen Last über der als ausgefallen angenommenen Stütze belastet. Durch diese vertikale Belastung wurde ein negatives Moment am Anschluss erzeugt. Die vertikale Belastung wurde so lange gesteigert bis der elastische Bereich des Anschlusses verlassen wurde, sodass vorerst kein Versagen unter reiner Momentenbeanspruchung auftrat. Anschließend wurde die vertikale Presse arretiert und somit die aufgebrachte vertikale Verschiebung gehalten. Im nächsten Schritt wurden die beiden horizontalen Pressen gestartet und somit eine zusätzliche Zugkraft im Anschluss erzeugt. Alle Pressen wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min gefahren.

Nachdem die maximal aufzubringende Last von 900 kN der horizontalen Pressen erreicht war, wurden diese gestoppt. Da der Verbundknoten zu diesem Zeitpunkt noch voll tragfähig war, wurden die horizontalen Pressen zurück gefahren und komplett entlastet. Anschließend wurde erneut die vertikale Presse gestartet, um ein Versagen des Versuchskörpers unter reiner Momentenbeanspruchung zu erzwingen. Der Ablauf der Lastaufbringung kann der vertikalen Last-Verformungskurve der ausgefallenen Stütze in Abbildung 6-16 entnommen werden.



Abbildung 6-34: Vertikale Last-Verformungs-Kurve JT 2.1

Durch die Beanspruchung des Verbundknotens mit einem negativen Moment, tritt nun in der Betonplatte eine Zugbeanspruchung auf und der Stahlanschluss ist auf Druck beansprucht. Dies ist deutlich am verformten Verbundknoten in Abbildung 6-35 (a) zu erkennen. Durch den Zug in der Betonplatte entstehen deutlich erkennbare Risse im Bereich der Betonplatte um die Stütze und die eingelegte Bewehrung erfährt große Zugbeanspruchungen. In Abbildung 6-35 (b) ist die Risseverteilung im Stützbereich dargestellt, wobei zu erkennen ist, dass das Rissbild durch jeweils zwei große Risse, ausgehend von den Stützenflanschen, bestimmt wird.

Wie in Abbildung 6-35 (a) ebenfalls zu sehen ist, ist auch der Stahlteil des Anschlusses auf Zug beansprucht worden, da eine plastische Verformung der Stirnplatte auf Biegung auch schon unter Momentenbeanspruchung auftrat. Letztendlich ist ein Versagen der beiden Bewehrungslagen nacheinander aufgetreten, woraufhin der Versuch gestoppt wurde. Das Versagen trat, wie oben beschrieben, unter reiner Momentenbeanspruchung auf.



Abbildung 6-35: Versuchskörper JT 2.1 nach Versuchsende

In Abbildung 6-36 ist die Momenten-Normalkraft-Kurve des Versuchs JT 2.1 dargestellt, wobei deutlich zu erkennen ist, dass eine Umlagerung der reinen Momentenbeanspruchung in eine reine Normalkraftbeanspruchung, bzw. letztendlich eine positive M-Beanspruchung, möglich war.



Abbildung 6-36: Momenten-Normalkraft-Kurve von JT 2.1

In Abbildung 6-37 sind die Momenten-Rotations-Kurven der beiden Seiten des Verbundknotens JT 2.1 abgebildet. Anhand der auf der Bewehrung aufgebrachten Dehnmessstreifen konnte ein Versagen der Bewehrung auf der Anschlussseite "A" (schwarze Kurve) festgestellt werden.

Die deutlich größere Rotation auf Seite B des Knotens spiegelt sich auch bei der Auswertung der DMS auf dem Stahlträger wider und zeigt, dass sich der Knoten unter Momentenbeanspruchung nicht ganz symmetrisch verhält, was sich unter der späteren Zugbeanspruchung aber wieder ausgleicht. Während unter Momenten- und Normalkraftbeanspruchung im Zugflansch nur minimale Zugdehnungen entstehen und im Steg auf beiden Seiten ein kontinuierliches Ansteigen der Dehnungen zu sehen ist, tritt im Druckflansch auf Anschlussseite YY (Abbildung 6-38) während des



Abbildung 6-37: Momenten-Rotations-Kurve von JT 2.1

letzten vertikalen Lastschritts ein Sprung der Dehnungen auf. Die Dehnungen im Anschlussbereich (s. Abbildung 6-38) zeigen ein gleichmäßiges Ansteigen der Dehnungen im Druckflansch unter Momentenbeanspruchung. Unter anschließender Normalkraftbeanspruchung werden auf beiden Seiten die Dehnungen um den gleichen Betrag abgebaut, sodass sich auf Seite A bei maximaler Horizontallast die Dehnung annähernd abgebaut hat, während auf Seite B immer noch Druckdehnungen vorhanden sind.

(a)





Abbildung 6-38: Dehnungen am Stahlträger im Anschlussbereich bei JT 2.1 DMS 1-4 (a) DMS 5-8 (b)

Es ist zu erkennen, dass sich die Spannungsnulllinie in der unteren Hälfte des Stahlträgerquerschnitts befindet.

Bei Betrachtung der Dehnungen im Stahlträger im Bereich zwischen erstem und zweitem Kopfbolzen in Abbildung 6-39 ist unter Momentenbeanspruchung eine annähernd lineare Verteilung der Dehnungen über die Stahlträgerhöhe zu erkennen. Mit etwas größeren Werten der Dehnungen im Druckflansch als im Zugflansch treten auch im Trägersteg unter Momentenbeanspruchung geringe Druckdehnungen auf. Diese werden durch die zusätzliche Normalkraft, ebenso wie die Beanspruchung im Druckflansch, in eine Zugdehnung umgelagert. Die Dehnungen im Zugbereich nehmen unter zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung nur noch minimal zu. Unter maximaler Normalkraftbeanspruchung sind die Zugdehnungen über den gesamten Stahlträgerquerschnitt näherungsweise konstant.


Abbildung 6-39: Dehnungen am Stahlträger nach erstem Kobo bei JT 2.1 (DMS 9-11)

Die Auswertung der Dehnungen des Stahlträgers lassen sich durch die Auswertung der DMS auf den Bewehrungsstäben erweitern. In Abbildung 6-40 sind die Dehnungen der Bewehrungsstäbe im Anschlussbereich des JT 2.1 bis zur maximal aufgebrachten Horizontallast dargestellt. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass von Beginn an sowohl in der unteren als auch in der oberen Bewehrungslage Zugdehnungen vorhanden sind, was die Annahme der plastischen Nulllinie im Stahlträgersteg bestätigt.

Es ist zu erkennen, dass bereits unter Momentenbeanspruchung Fließen der Bewehrung auftritt. Durch Aufbringung der Normalkraft werden die Dehnungen in der Bewehrung deutlich größer und in unmittelbarer Nähe des Anschlusses fließt die Bewehrung. Auch in der unteren Bewehrungslage ist unter Normalkraftbeanspruchung ein Fließen der Bewehrung zu beobachten. Die Bewehrungsstäbe am Rand der Betonplatte bleiben bis zur maximalen Horizontalkraft im elastischen Bereich.



Abbildung 6-40: Dehnungen der Bewehrung im Anschlussbereich in JT 2.1

Bei Erreichen von H_{max} sind in DMS 9 bereits große Dehnungen nahe der Bruchdehnung erreicht.

Da aufgrund der großen Zugbeanspruchung der Betonplatte große Risse entstanden, waren die Messinstrumente schon bei geringen Belastungen an ihre Grenzen gestoßen. Die Messwerte sind daher nicht aussagekräftig und können für eine Auswertung nicht herangezogen werden. In Abbildung 6-41 werden daher nur die Rissbilder des Versuchs JT 2.1 nach Versuchsende dargestellt.



Abbildung 6-41: Risseverteilung im Anschlussbereich an der Unterseite (a) und der Oberseite (b) von vorne (c) und von hinten (d) der Betonplatte im Endzustand von JT 2.1

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich ausgehend vom Flansch jeweils ein bis zwei große Risse bis zum Rand der Betonplatte über die komplette Betonhöhe ausbilden. Auch hier ist keine deutliche Ausbildung eines Zugbandes im Anschlussbereich vorhanden.

6.3.5 Versuch JT 2.2

Im Versuch JT 2.2 wurde wiederum eine negative Momentenbeanspruchung aufgebracht, diesmal mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung wie bei JT 1.2. Wie in Abbildung 6-42 dargestellt ist, trat das Versagen unter gleichzeitiger M-N-Beanspruchung auf, bevor die maximale Pressenkraft der horizontalen Presse erreicht wurde.



Abbildung 6-42: M-N-Beanspruchung JT 2.2

Das auftretende Versagen entsprach mit dem Versagen der Bewehrung auf Zug dem gleichen Versagen wie es in JT 2.1 zu beobachten war. Wie in Abbildung 6-43 (a) und (b) zu sehen ist, bildeten sich im Stützbereich Risse über die komplette Breite der Betonplatte aus. In Abbildung 6-43 (c) ist ein deutliches Ablösen der Betonplatte vom Stützenflansch unter Zugbeanspruchung zu erkennen, sowie die Rissentwicklung ausgehend vom Stützenflansch zum Rand der Betonplatte. In Abbildung 6-43 (d) ist zusätzlich zum Ablösen der Betonplatte ein deutliches Ablösen der Stirnplatte vom Stützenflansch zu erkennen, sodass eine Biegung in der Stirnplatte entsteht. (a)

(c)





(d)

(b)



Abbildung 6-43: Versuchskörper JT 2.2 nach Versuchsende

Wie beim JT 1.2 mit positiver M-Belastung ist auch beim JT 2.2 mit negativer M-Belastung nach anfänglicher linearer Steigung der vertikalen Last-Verschiebungs-Kurve Abbildung 6-44 eine weitere Zunahme der Verformung erst nach Aufbringung einer großen Verschiebung wieder eine zusätzliche Steigerung der vertikalen Kraft hervorruft.



Abbildung 6-44: Vertikale Last-Verformungs-Kurve JT 2.2

In Abbildung 6-45 ist die Momenten-Rotationskurve der beiden Anschlussseiten des Verbundknotens JT 2.2 dargestellt. Es ist zu sehen, dass eine gleichmäßige Verdrehung beider Seiten vorhanden ist, bevor letztendliches Versagen der Bewehrung auf Seite "B" auftrat.



Abbildung 6-45: Momenten-Rotations Kurve JT 2.2

Das annähernd symmetrische Verhalten der beiden Anschlussseiten spiegelt sich auch im Verlauf der Dehnungen der Stahlträger im Anschlussbereich wider, die in Abbildung 6-46 (a) und (b) dargestellt sind und die annähernd gleichen Verläufe zeigen.

(a)



(b)



Abbildung 6-46: Dehnungen am Stahlträger im Anschlussbereich bei JT 2.2 DMS 1-4 (a) DMS 5-8 (b)

Während im unteren Zugflansch kaum Dehnungen auftreten, entstehen die größten Dehnungen im Stahlträgersteg. Die zu Beginn minimalen Druckdehnungen lagern sich in deutliche Zugdehnungen um. Auch die im oberen Flansch vorhandene Druckbeanspruchung lagert sich in eine geringe Zugbeanspruchung um. Die Lage der Spannungsnulllinie verändert sich während der Lastaufbringung vom anfangs unteren Drittel des Stahlträgerstegs ins obere Drittel.

Aus den in Abbildung 6-47 dargestellte Dehnungen zwischen erstem und zweitem Kopfbolzen lässt sich erkennen, dass das zu Beginn erzeugte Moment, mit Druck im oberen Flansch und Zug im unteren Flansch, sich während der Belastungsphase in eine reine Zugbeanspruchung über die gesamte Querschnittshöhe umlagert. Vor allem im oberen Flansch ist ein Ansteigen der Dehnungen deutlich zu sehen. Im Zugflansch bleiben die Dehnungen annähernd konstant unterhalb der Fließdehnung.



Abbildung 6-47: Dehnungen am Stahlträger nach erstem Kobo bei JT 2.2 (DMS 9-11)

Aus den in Abbildung 6-48 dargestellten Ergebnissen der Dehnungen der Bewehrung lässt sich ebenfalls erkennen, dass die Dehnungen im Bereich des ersten Kopfbolzens (DMS 7, 10 und 11) deutlich geringer sind als die Dehnungen im direkten Anschlussbereich.



Abbildung 6-48: Dehnungen der Bewehrung im Anschlussbereich in JT 2.2

Es ist zu sehen, dass sowohl in der oberen, als auch in der unteren Bewehrungslage deutliche Zugdehnungen auftreten und bei größer werdender Normalkraftbeanspruchung in beiden Lagen an mehreren Stellen die Fließdehnung überschritten wird.

Wie auch bei JT 2.1 waren die Messinstrumente aufgrund der großen Risse schon bei geringen Belastungen an ihre Grenzen gestoßen. Die Messwerte sind daher nicht aussagekräftig und können für eine Auswertung nicht herangezogen werden. In Abbildung 6-41 werden daher nur die Rissbilder des Versuchs JT 2.2 nach Versuchsende dargestellt.



Abbildung 6-49: Risseverteilung im Anschlussbereich an der Unterseite (a) und der Oberseite (b) von vorne (c) und von hinten (d) der Betonplatte im Endzustand von JT 2.2

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich ausgehend vom Flansch jeweils zwei große Risse bis zum Rand der Betonplatte über die komplette Betonhöhe ausbilden, was wie bei den vorhergegangenen Versuchen der Ausbildung eines Zugbandes widerspricht.

6.4 Schlussfolgerungen

6.4.1 Vergleich der Verbundknoten mit positiver Momentenbeanspruchung

Bei den Versuchen an Verbundknoten mit positiver Momentenbeanspruchung konnte sowohl für nacheinander aufgebrachte M-N-Belastung als auch für die gleichzeitig aufgebrachte M-N-Belastung das gleiche Versagen beobachtet werden. Dies entspricht dem vorher kalkulierten Versagensmodus Schraubenversagen unter Zugbeanspruchung nach vorheriger Verformung der Stirnplatte unter Biegebeanspruchung.

Wie in Abbildung 6-50 dargestellt war es im Versuch JT 1.1 möglich die aufgebrachte Momentenbeanspruchung in eine Normalkraftbeanspruchung umzulagern. Auch für den gleichzeitig belasteten Versuch JT 1.2 konnte ein Abbau des Moments aufgrund der Normalkraftbeanspruchung beobachtet werden, auch wenn es, wie erwartet, nicht möglich war die im Versuch JT 1.1 erzielte maximale Momenten- bzw. Normalkrafttragfähigkeit zu erreichen. Dies begründet sich durch die dabei vorhandene Interaktion von Moment und Normalkraft.



Abbildung 6-50: Momenten-Normalkraft-Kurven der Verbundknoten mit positivem Moment

Ein ähnliches Phänomen wird in der Momenten-Rotations-Kurve in Abbildung 6-51 widergespiegelt. Es ist zu sehen, dass die maximale Momententragfähigkeit aus dem Versuch JT 1.1 in Versuch JT 1.2 aufgrund der zusätzlich vorhandenen Normalkraftbeanspruchung nicht erreicht werden kann. Die Rotationskapazität, bei der letztendlich Schraubenversagen aufgetreten ist, ist bei Versuch JT 1.2 etwas geringer als bei Versuch JT 1.1. In Abbildung 6-51 ist jeweils die Rotation der versagten Anschlussseite dargestellt.



Abbildung 6-51: Momenten-Rotations-Kurven der Verbundknoten mit positivem Moment

Die Anfangssteifigkeiten $S_{j,ini}$ der Verbundknoten mit positiver M-Beanspruchung sind unter gleichzeitiger und sukzessiver M-N-Beanspruchung annähernd gleich. Diese entspricht auch in etwa der nach DIN EN 1994-1-1 [22] analytisch berechneten Anfangssteifigkeit S_{j,ini}.

Die Dehnungsverteilungen der unterschiedlichen Komponenten im Anschlussbereich, in dem keine Kopfbolzen angebracht sind und somit kein Verbund wirkt, lässt darauf schließen, dass bei fortschreitender vertikaler Belastung zwei teilweise getrennt voneinander wirkende Querschnitte vorhanden sind, wie Abbildung 6-52 verdeutlicht wird.



Abbildung 6-52: qualitative Kräfteverteilung am Anschluss unter positiver Momentenbeanspruchung bei sukzessiver Belastung **vor** Start der horizontalen Pressen [27]

Im Bereich der ersten Kopfbolzen kann dieses Verhalten nicht widergespiegelt werden. Es kann in diesem Bereich ein gewöhnliches Verbundträgerverhalten aufgezeichnet werden.

Die zusätzlich aufgebrachte Normalkraft in Versuch JT 1.1 wurde hauptsächlich von der Bewehrung aufgenommen während die Dehnungen im Stahlträger nicht anwuchsen. Aufgrund dieses Zuwachses der Zugspannungen in der Bewehrung entstand an der Kontaktstelle des oberen Stahlträgerflanschs zum Stützenflansch eine wachsende Druckkraft (siehe Abbildung 6-53).



Abbildung 6-53: qualitative Kräfteverteilung am Knoten unter positiver Momentenbeanspruchung bei sukzessiver Belastung bei Steigerung des horizontalen Pressenwegs [27]

Im Vergleich der beiden Versuche mit positiver Momentenbelastung JT 1.1 und JT 1.2 erreichten beide Versuche bei ihrer Beendigung näherungsweise die gleichen Dehnungsgrößen der einzelnen Komponenten. [27]

6.4.2 Vergleich der Verbundknoten mit negativer Momentenbeanspruchung

Auch für die negative belasteten Verbundknoten konnte sowohl unter nacheinander aufgebrachter M-N-Beanspruchung als auch unter gleichzeitig aufgebrachter M-N-Beanspruchung der gleiche Versagensmodus erreicht werden und es trat in beiden Fällen Versagen der Bewehrung auf Zug auf. In Abbildung 6-54 ist deutlich zu sehen, dass bei beiden Versuchen eine Umlagerung des Moments in eine reine Normalkraftbeanspruchung erreicht wurde.

Wie bei den Verbundknoten mit positiver Momentenbeanspruchung war auch für die Knoten mit negativer Momentenbeanspruchung zu beobachten, dass die maximalen Momenten- und Normalkrafttragfähigkeiten aus Versuch JT 2.1 im Versuch JT 2.2 aufgrund der zusätzlich vorhandenen kombinierten Beanspruchung nicht erreicht wurden.

Es ist zu erkennen, dass bis zu einem Moment von knapp 80 kNm beide Kurven übereinander liegen was bedeutet, dass auch bei Versuch JT 2.2 die Normalkraft noch keinen Einfluss hatte.



Abbildung 6-54: Momenten-Normalkraft-Kurve der Verbundknoten mit negativem Moment

In Abbildung 6-55 sind wiederum die Momenten-Rotations-Kurven der versagten Anschlussseite dargestellt. Die im Versuch JT 2.2 erreichte Rotationskapazität, bevor Versagen der Bewehrung aufgetreten ist, erreichte annähernd denselben Rotationswert, die in Versuch JT 2.1 unter reiner Momentenbeanspruchung erreicht wurde, wobei bereits eine "Vorschädigung" infolge der Normalkraftbeanspruchung vorhanden war.



Abbildung 6-55: Momenten-Rotations-Kurve der Verbundknoten mit negativem Moment

Zu Beginn des Versuchs JT 2.2 war die vorhandene Normalkraft so gering, dass eine reine Momentenbeanspruchung vorhanden war, was zu annähernd identischen Anfangssteifigkeiten von Versuch JT 2.1 und Versuch JT 2.2 führt.

Die Auswertung der Dehnungen der einzelnen Komponenten zeigt, dass der Knotenbereich wiederum in zwei Bereiche unterteilt werden kann. Der Anschlussbereich, in dem sich keine Kopfbolzen befinden, weist ein anderes Dehnungsverhalten auf als der Trägerbereich mit Kopfbolzen (siehe Kapitel 6.4.1).

6.4.3 Vergleich Versuch JT 1 (pos M) und Versuch JT 2 (neg M)

In Abbildung 6-56 sind die Momenten-Normalkraft-Kurven aller vier Versuche nochmal im Vergleich dargestellt. Dabei wird deutlich, dass das aufgebrachte Moment für Versuch JT 1 etwas höher lag als das in Versuch JT 2. Eine Umlagerung in eine Normalkraftbeanspruchung ist für beide Belastungssituationen möglich, wobei in Versuch JT 2 sogar ein positives Moment entstand. Unter gleichzeitiger M-N-Beanspruchung erreichte der Versuch mit negativer Momentenbeanspruchung eine deutlich höhere Normalkraft als der Versuch mit positiver Momentenbeanspruchung.

In Abbildung 6-57 ist zu erkennen, dass unter negativer Momentenbeanspruchung deutlich größere Rotationen auftraten als unter positiver Momentenbeanspruchung.

Dieses Verhalten liegt daran, dass unter negativer Momentenbeanspruchung die Bewehrung auf Zug eine große Verformung zulässt, während unter positiver Momentenbeanspruchung der Beton auf Druck nur relativ geringe Rotationen mitmacht.



Abbildung 6-56: Vergleich Momenten-Normalkraft-Kurven der Verbundknoten



Abbildung 6-57: Vergleich Momenten-Rotations-Kurven der Verbundknoten

6.5 Numerische Untersuchungen der Verbundknoten

6.5.1 Allgemeines

Da bei den experimentellen Untersuchungen aufgrund der geringen Anzahl der Versuche nur die Belastungsart variiert wurde, nicht jedoch die Konfiguration des Verbundanschlusses, ist es unumgänglich weitere numerische Untersuchungen durchzuführen, um den Einfluss weiterer Parameter auf das Verhalten des Anschlusses zu untersuchen. Dazu wurde ein FE-Modell in ANSYS [3] erstellt und anhand der durchgeführten Verbundknotenversuche kalibriert.

Die Materialkennwerte, die für die Kalibrierung der numerischen Modelle verwendet wurden, entsprechen den bei den Versuchen tatsächlich ermittelten Werten in Kapitel 6.2.5. Sowohl der verwendete Baustahl als auch der verwendete Bewehrungsstahl und die Schrauben wurden mit einem multilinearen Materialverhalten abgebildet. Die Modellierung der Schraube erfolgte nach dem in [42] beschriebenen Ansatz mit einer vergrößerten Gewindelänge.

Für die Modellierung des Betons kam ein Materialmodell aus der Materialbibliothek *multiplas* [47] zum Einsatz. Mit diesem Betonmodell ist es in ANSYS möglich, sowohl den Druck- als auch den Zugbereich möglichst realitätsnah abzubilden. Eine genaue Beschreibung des Materialmodells ist in [47] zu finden.

6.5.2 Modell

Um den Rechenaufwand zu verringern wurde nicht das komplette System, sondern wie in Abbildung 6-58dargestellt lediglich ein Viertel des Versuchskörpers, modelliert.



Abbildung 6-58: Darstellung eines Viertels des Versuchskörpers

Die Eingabe und Aufbereitung der Geometrie erfolgte in Autodesk Inventor [35]. Zur anschließenden Weiterverarbeitung mit Randbedingungen, zur Elementierung und zur Festlegung der Analyseeinstellung wurde die Geometrie an die Simulationsumgebung der ANSYS Workbench weitergegeben (s. Abbildung 6-59).



Abbildung 6-59: FE-Modell des Verbundknotens

In der Mitte des Stützensteges sowie an der sowie in der Symmetrieachse der Betonplatte wurden die Lagerungsbedingungen entsprechend der Symmetrie gewählt. Um die gelenkige Lagerung des Bolzens zu simulieren wurde in der Mitte des Bolzenlochs ein externer Punkt definiert, der anschließend mit Verschiebungsrandbedingungen gehalten werden kann. Um eine Verdrehung um diesen Punkt zuzulassen wurde die Rotation um die x-Achse zugelassen.

Zur Aufbringung der Momentenbeanspruchung wurde anschließend, wie auch im durchgeführten Versuch, eine vertikale Kraft auf die Stirnfläche des Stützenstummels aufgebracht. Für die Erzeugung des positiven Moments wurde eine Druckkraft auf der oberen Stirnfläche aufgebracht, zur Erzeugung des negativen Anschlussmoments wurde eine Zugkraft an der oberen Stirnfläche aufgebracht. Bei anschließender Aufbringung der Normalkraft wurde die aufgebrachte Verschiebung über ein vertikales Auflager gehalten und der oben definierte Punkt an der Lagerung des Versuchskörpers wurde in horizontaler Richtung belastet. Dies bildet genau das Vorgehen der experimentellen Untersuchungen ab. Die Lastaufbringung erfolgte wie im Versuch weggesteuert und stufenweise mit einer Vielzahl von Lastschritten.

In ANSYS ist es möglich eine Schraubenvorspannung aufzubringen, sodass die in den Versuchen aufgebrachte Schraubenvorspannung ohne Probleme auch bei der numerischen Simulation umgesetzt werden kann.

Um eine realitätsnahe Abbildung der Kontaktflächen zu generieren, mussten viele unterschiedliche Kontakte definiert werden. Für die Modellierung des Stahlanschlusses wurde dabei auf die vorhandenen ausführlichen Untersuchungen in [42] zurückgegriffen. Um den Kontaktbereich zwischen Stahl und Beton abzubilden ist eine

Da die diskrete Modellierung der kopfbolzen umgangen werden sollte, wurde entschieden, in dem Bereich, in dem Kopfbolzen im Versuch vorhanden waren, einen "Verbund" zwischen Betonplatte und Stahlträger anzunehmen. Dies kann dadurch begründet werden, dass aufgrund der vorhandenen Lasteinleitungsplatte am Versuchskörperende und die Symmetrierandbedingung in Versuchskörpermitte kein gegenseitiges Verschieben der Querschnitte ermöglicht ist. Dies wird auch durch die im Versuch gemessenen Schlupfwerte von unter 0,2 mm gegenseitiger Verschiebung bestätigt.

Für die Bereiche, wo keine Kopfbolzen aufgebracht sind wird zwischen Stahl und Betonplatte ein reibungsbehafteter Kontakt angenommen. Da hierzu keine tatsächlich gemessenen Werte zur Verfügung standen wurde auf Werte aus der Literatur [46], [32] zurückgegriffen. Nach mehreren Variationen des Reibbeiwerts wurde dieser schließlich zu 0,7 festgelegt.

Um das Verhalten des Stahlbetons so realitätsnah wie möglich zu simulieren wurden die diskret modellierten Bewehrungsstäbe mittels eines reibungsbehafteten Kontakts mit der Betonplatte verbunden. Dabei wurde ein Reibbeiwert von 0,7 angesetzt.

Da die Bewehrung am Ende des Versuchskörpers an die Lasteinleitungsplatten angeschweißt war, wurde hier als Kontaktbedingung Verbund ausgewählt.

In Tabelle 6-6 sind die angesetzten Kontaktbedingungen nochmals zusammengefasst.

	Kontaktpaar	Kontaktdefinit	ion
Stirnplatte	Träger	Verbund	
Stütze	Stirnplatte	reibungsbehaftet	0,2
Stütze	Schraube	reibungsfrei	
Stirnplatte	Schraube	reibungsfrei	
Stütze	Schraubenmutter	Verbund	
Stirnplatte	Schraubenkopf	Verbund	
Stütze	Betonplatte	reibungsbehaftet	0,7
Träger	Betonplatte	reibungsbehaftet	0,7
Träger	Betonplatte (Kobo)	Verbund	
Betonplatte	Bewehrung	reibungsbehaftet	
Bewehrung	Lasteinleitungsplatte	Verbund	
Bewehrung	Lasteinleitungsplatte	Verbund	

Tabelle 6-6: Verwendete Kontaktbedingungen

Mit dem so definierten FE-Modell konnte anschließend die Simulation der Versuche durchgeführt werden.

In Abbildung 6-60 ist die Verformung des Verbundknotens unter positiver Momentenbeanspruchung zu sehen. Dabei ist schon deutlich zu erkennen, dass ein Ablösen der Stirnplatte im unteren Bereich des Stahlträgers eingetreten ist.



Abbildung 6-60: Verformung des Verbundknotens unter positiver Momentenbeanspruchung

Bei genauerer Betrachtung der plastischen Dehnungen im Anschlussbereich in Abbildung 6-61 wird außerdem bestätigt, dass der komplette Stahlträger unter Zug steht und somit die Lage der plastischen Nulllinie im Betonträger liegt.



Abbildung 6-61: Dehnungen im Stahlträger (a) und in der Betonplatte (b) im Anschlussbereich unter positiver Momentenbeanspruchung

Die maßgebenden Beanspruchungen im Stirnplattenanschluss traten dabei wie erwartet im Schraubenquerschnitt auf.

An der Betonplatte ist die maßgebende Stelle die Druckbeanspruchung am Stützenflansch.

Die dabei erzielten Ergebnisse lieferten eine gute Übereinstimmung mit den in Kapitel 6.3 beschriebenen Versuchsergebnissen.

6.6 Maßgebende Einflussgrößen

Bei der Durchführung der experimentellen Versuche haben sich schon erste Einflussgrößen gezeigt, die das Verhalten der Anschlüsse bestimmen. Durch die erreichten Versagensmodi wird deutlich, dass auch bei Verbundknoten ein großer Einfluss des Stirnplattenanschlusses vorhanden ist. Auf Basis der hier durchgeführten Versuche wurden im Rahmen eines weiteren Projekts [39] zusätzliche Versuche durchgeführt, die einen großen Einfluss des Schraubenabstandes von Trägersteg und Stützenflansch auf die Rotationskapazität der Verbundanschlüsse belegen.

Weiterhin wird durch das unterschiedliche Rotationsverhalten der Knoten mit negativer und positiver Momentenbeanspruchung auch ein deutlicher Einfluss der Betonplatte aufgezeigt. Das bedeutet, dass für die Berechnung der Rotationskapazität die Komponenten "Betonplatte auf Druck" und "Bewehrung auf Zug" eine wichtige Rolle spielen und in Bemessungsregeln mit aufgenommen werden müssen. Aus der großen erreichten Normalkrafttragfähigkeit der Knoten kann geschlossen werden, dass eine Addition der beiden Komponententragfähigkeiten des Stahlanschlusses und der Bewehrung bei Berechnung der Zugkrafttragfähigkeit richtig ist.

Während der Modellierung der Versuche in ANSYS wurden erste Einflussgrößen identifiziert. So hat zum Beispiel die Größe der aufgebrachten Schraubenvorspannung keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundknotens.

Die Kontaktbedingung zwischen Stahl und Betonplatte hat jedoch einen großen Einfluss auf das Verhalten des Anschlusses. Werden zu kleine Reibbeiwerte verwendet, so ist für die positive Momentenbeanspruchung , die am direkt betroffenen Knoten auftritt, eine Art "Durchschieben" der Stütze durch die Betonplatte und ein Abheben der Betonplatte vom Träger im Bereich ohne Kopfbolzen zu erkennen.

Im Rahmen weiterer Untersuchungen kann mit den vorliegenden Modellen die Variation der Betonparameter untersucht werden. Außerdem kann der Einfluss der Stirnplattenkonfiguration auf das Verhalten des Verbundknotens genauer betrachtet werden.

7 Anwendungserprobung

7.1 Allgemeines

In der folgenden Anwendungserprobung von DIN EN 1991-1-7 für Stahl- und Verbundrahmenkonstruktionen wird als erstes das schematische Vorgehen aufbereitet. Damit wurde eine Art Leitfaden erarbeitet, der eine Hilfestellung für den Praktiker darstellt. Anhand der Referenzstruktur aus Kapitel 4 wurde außerdem ein kommentiertes Beispiel ausgearbeitet, das die derzeitigen Empfehlungen aus DIN EN 1991-1-7 versucht umzusetzen und gleichzeitig auf Schwachstellen und Verbesserungsmöglichkeiten eingeht. Dieses Beispiel orientiert sich an der Beamline - Methode, mit der ein ergänzender "Robustheitsnachweis" möglichst zeitsparend und effizient in der "normalen" Tragwerksberechnung integriert werden kann.

7.2 Vorgehen

In einem ersten Schritt ist wichtig festzulegen, welcher Schadensfolgeklasse das Bauwerk zuzuordnen ist und inwieweit außergewöhnliche Beanspruchungen überhaupt zu berücksichtigen sind. Da Schadensfolgeklasse CC1 keine spezielle Berücksichtigung außergewöhnlicher Einwirkungen notwendig ist, ist für alle Bauwerke die dieser Kategorie entsprechen eine standardmäßige Bemessung des Tragwerks ausreichend.



Abbildung 7-1: Schematisches Vorgehen zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Einwirkun-

gen

Das in Abbildung 7-1 beschriebenen Vorgehen bedeutet für den Tragwerksplaner meist einen großen Aufwand. Aus diesem Grund wird die in Abbildung 7-2 gewählte Strategie der alternativen Lastpfade, für die in Kapitel 3.3 bereits die Aktivierung einer Zugbandwirkung ausführlich beschrieben ist, in Kapitel 7.3 ein Verfahren vorgestellt, dass eine einfache Anwendung dieser Strategie ermöglicht. Zur Anwendung dieser Strategie ist in DIN EN 1991-1-7 keine genauere Angabe gemacht.



Abbildung 7-2: Strategieempfehlung: alternative Lastpfade nach [16]

7.3 Beamline - Methode (Systemkennlinie)

7.3.1 Allgemeines

Im Rahmen der Beamline - Methode werden für Rahmentragwerke Systemkennlinien aufgestellt, anhand derer die Anforderungen an die Anschlüsse identifiziert werden können. Ausführliche Untersuchungen zur Anwendung der Beamline - Methode bei verschieblichen Rahmentragwerken wurden in [53] und in [40] zu Duktilitätskriterien an Knoten durchgeführt. Dort wurde aber das Augenmerk nicht auf Stützenausfälle gelegt, sondern eine Möglichkeit entwickelt, eine Systemberechnung mit teiltragfähigen Knoten und eine getrennte Bemessung von Anschlüssen (auszuführende Firma) und System (Tragwerksplaner) durchzuführen.

Das Vorgehen, um eine entkoppelte Bemessung der Anschlüsse vom Gesamtsystem durchzuführen gliedert sich in mehrere Schritte. Zuerst wird die Systemantwort des Rahmensystems bestimmt. Dazu werden mehrere Systemberechnungen durchgeführt. Im Falle eines Einfeldträgers sind wie in Abbildung 7-3 zwei Systemberechnungen notwendig um die Systemkennlinie zu ermitteln. Eine erste Systemberechnung erfolgt mit der Annahme eines biegesteifen Anschlussverhaltens. Die daraus resultierenden Verdrehungen sind per Definition Null. In einer zweiten Systemberechnung wird die Annahme gelenkiger Anschlüsse getroffen, wodurch der zweite Punkt der Systemkennlinie bestimmt werden kann. Dieser beschreibt die Verdrehung des Anschlusses ohne vorhandene Momententragfähigkeit. Aus diesen beiden Punkten lässt sich die in Abbildung 7-3 dargestellte Systemkennlinie ermitteln.



Abbildung 7-3: Linearer Zusammenhang zwischen Anschlussmoment und Knotenverdrehung
[41]

Wird nun die Systemkennlinie nicht für einen Einfeldträger bestimmt, sondern für ein unverschiebliches Rahmensystem, so reicht die Durchführung dieser zwei Systemberechnungen nicht mehr aus, sondern es müssen weitere Systemberechnungen erfolgen. Die entstehende nichtlineare Systemantwort lässt sich mit dem Ansatz verschiedener nichtlinearer Anschlussverhalten ermitteln. Dadurch entsteht eine wie in Abbildung 7-4 dargestellte Momenten-Rotations-Kurve des Systems.



Abbildung 7-4: Nichtlineare Systemkennlinie [41]

Mit der somit bestimmten Systemkennlinie sind die Anforderungen an die Anschlüsse gegeben. In einem weiteren Schritt muss das vorhandene Anschlussverhalten bestimmt werden. Dieses wird in Abbildung 7-5 beispielhaft für einen ersten Anschluss mit der Knotencharakteristik eines DStV Anschlusses (1) und für einen modifizierten Anschluss (2) ermittelt.



Abbildung 7-5: Nichtlineare Systemkennlinie und Variationen der Knotencharakteristik [41]

Es ist zu erkennen, dass der DStV Anschluss ein sprödes Verhalten aufweist und die vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ kleiner ist als die aus der Systemkennlinie erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ des Anschlusses. Für den modifizierten Anschluss kann ein deutlich duktileres Verhalten beobachtet werden, wodurch die dabei vorhandene Rotationskapazität $\Phi_{j,avail}$ größer ist als die aus der Systemkennlinie erforderliche Rotationskapazität $\Phi_{j,req}$ des Anschlusses. Dadurch ist der modifizierte Anschluss (2), trotz der etwas geringeren vorhandenen Momententragfähigkeit, fähig die durch das Rahmensystem gestellten Anforderungen an die Anschlüsse aufzunehmen.

Dieses Nachweisformat soll im Folgenden genutzt werden, um einen möglichst einfachen analytischen Nachweis des Stützenausfalls zu führen.

Da bei den hier betrachteten unverschieblichen Verbundrahmen ein linearer Zusammenhang zwischen Anschlussmoment und Knotenverdrehung besteht (s.Abbildung 7-3), kann diese Untersuchung analytisch mit Hilfe von Stabwerkberechnungen erfolgen und somit eine aufwändige numerische Simulation eines Stützenausfalls umgangen werden.

7.3.2 Anwendung der Beamline - Methode auf die Referenzstruktur

Zur analytischen Untersuchung der Systemanforderungen nach einem Stützenausfall wird am Beispiel der Referenzstruktur die Systemkennlinie bestimmt. Dazu wird ein 2D-Rahmen mit den entsprechenden Abmessungen aus der Referenzstruktur aus Kapitel 3.4 untersucht (siehe Abbildung 7-6)



Abbildung 7-6: 2D-Rahmen aus der Referenzstruktur

Der aus der Referenzstruktur heraus gelöste Verbundrahmen wird mittels eines Stabwerksmodells beschrieben. In einem ersten Schritt wird von einer intakten Struktur ohne Stützenausfall ausgegangen, um die Bemessung der Anschlüsse im Standardfall durchzuführen. Dazu werden die aus der Bemessung der Referenzstruktur vorhandenen Lasten angesetzt:

Ständige Lasten: G_k = 19,391 kN/m

Veränderliche Lasten: Q_k = 13,944 kN/m

Die Ergebnisse werden aus der quasi-statischen Bemessungssituation unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte (1,35 * Gk + 1,5 * Qk) mit Hilfe des Stabwerksprogramms RSTAB [52] berechnet: Die Berechnung der Bemessungsschnittgrößen nach Theorie I. Ordnung erfolgt einerseits mit der Annahme von biegesteifen/momententragfähigen Anschlüssen, andererseits mit der Anordnung von Gelenken als Anschlüsse der Träger an die Stützen.

Somit werden die in Tabelle 7-1 gegebenen Werte für das im System vorhandene Moment bzw. die vorhandene Rotation erreicht und es kann die in Abbildung 7-7 dargestellte Systemkennlinie für die intakte Struktur aufgestellt werden. Betrachtet werden die Anschlüsse am kritischen Knoten, d.h. der in Abbildung 7-6 markierte Knoten in der ersten Riegelebene an einer Mittelstütze, wobei die vorhandene Anschlusskonfiguration der der Referenzstruktur entspricht und in Abbildung 4-4 dargestellt ist.

Anschlüsse	Anschlusssteifigkeit [kNm/rad]	Moment [kNm]	Rotation [mrad]
biegesteif	ø	-114,65	0
Feder	2000	-17,86	8,9
gelenkig	1	0	10,6

Tabelle 7-1: Vorhandene Momente und Rotationen in der intakten Struktur

Zusätzlich wird die vorhandene Momenten-Rotations-Kurve des maßgebenden Anschlusses bestimmt. Diese kann anhand von DIN EN 1993-1-8 mit Hilfe der folgenden Parameter bestimmt werden:

- Anschlusssteifigkeit
- Plastischen Momententragfähigkeit des Anschlusses
- Rotationskapazität des Anschlusses

Daraus ergibt sich eine trilineare Beschreibung der Μ-Φ-Kurve des Anschlusses, die ebenfalls in das Diagramm der Systemkennlinie eingezeichnet wird (s. Abbildung 7-7).



Abbildung 7-7: Systemkennlinie des intakten Rahmens

Mit dem vorhandenen Schnitt der erforderlichen M-Φ-Charakteristik aus der Systemkennlinie mit der vorhandenen M-Φ-Charakteristik aus der Anschlussbemessung ist der Nachweis erbracht, dass der vorhandene Anschluss die vorhandenen Belastungen abtragen kann.

Im nächsten Schritt wird nun das Verhalten des Rahmens bei einem Stützenausfall betrachtet (s. Abbildung 7-8). Dazu werden große Verformungen aktiviert und erneut der Verbundrahmen einerseits mit biegesteifen Anschlüssen, andererseits mit gelenkigen Anschlüssen zwischen Träger und Stütze untersucht. Die Stütze wird hierbei als ausgefallen (nicht vorhanden) angesetzt, wodurch sich im Anschluss direkt über der ausgefallenen Stütze das negative Stützmoment in ein positives Feldmoment umlagert. Es müssen somit zwei unterschiedliche Kennlinien betrachtet werden: die der Anschlüsse direkt über der betroffenen Stütze, sowie die benachbarten Anschlüsse, deren negatives Moment sich durch den Stützenausfall deutlich vergrößert.



Abbildung 7-8: Stabwerkmodell des Rahmens mit mittigem Stützenausfall

Zu berücksichtigen ist hierbei, dass sich aufgrund der nun vorhandenen außergewöhnlichen Bemessungssituation die auf das System aufzubringenden Bemessungswerte der Belastungen ändern, da, wie in Kapitel 2.2 beschrieben, die Teilsicherheitswerte für alle Einwirkungen zu 1,0 gesetzt werden.

Aus der durchgeführten Berechnung folgen die in Tabelle 7-2 für den direkt betroffenen Knoten und in Tabelle 7-3 für den benachbarten Knoten angegebenen Momenten und Rotationen.

Anschlüsse	Anschlusssteifigkeit	Moment	Rotation
	[kNm/rad]	[kNm]	[mrad]
biegesteif	∞	175,16	0
Feder	5000	154,82	29,4
Feder	2000	85,09	42,5
Feder	1000	48,4	48,4
gelenkig	1	0	55,1

Tabelle 7-2: Vorhandene Momente und Rotationen im direkt betroffenen Knoten

Tabelle 7-3: Vorhandene Momente und Rotationen im benachbarten Knoten

Anschlüsse	Anschlusssteifigkeit	Moment	Rotation
	[kNm/rad]	[kNm]	[mrad]
biegesteif	∞	-296,74	0
Feder	5000	-181,53	40,5
Feder	2000	-102,92	54,6
Feder	1000	-58,45	60,9
gelenkig	1	0	68,2

Daraus lassen sich die in Abbildung 7-9 dargestellten Systemkennlinien ableiten. Dabei wird bereits deutlich, dass die Anforderungen an die Anschlüsse im Vergleich zum intakten System wie erwartet deutlich ansteigen.



Abbildung 7-9: Systemkennlinien des Rahmens nach Stützenausfall

Anschließend wird auch hier die vorhandene Momenten-Rotations-Charakteristik der betroffenen Anschlüsse in das Diagramm eingezeichnet. Es muss dabei beachtet werden, dass nicht mehr nur noch das Anschlussverhalten unter negativer Momentenbeanspruchung von Interesse ist, sondern zusätzlich noch das Anschlussverhalten unter positiver Momentenbeanspruchung berechnet werden muss. Dabei spielt vor allem die Komponente "Beton auf Druck" eine Rolle, die für den Standardfall der negativen Momentenbeanspruchung keinen Einfluss hatte. Eine detaillierte Beschreibung der Betonkomponente ist in [4] gegeben. Zur Bestimmung der M-Φ-Kurve des Anschlusses kann erneut die Anschlusssteifigkeit sowie die Momententragfähigkeit nach DIN EN 1993-1-8 berechnet werden. Ein einfaches Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Grenztragfähigkeiten ist in [51] entwickelt worden. Es wird in Kapitel 7.4 kurz beschrieben. Anwendungsgrenzen und Gültigkeitsbereich des Verfahrens sind [51] zu entnehmen.

Zur Berechnung der Anschlusssteifigkeit wurde gemäß DIN EN 1994-1-1 bzw. DIN EN 1993-1-8 vorgegangen, wobei auch hier für die Steifigkeitskomponente "Beton auf Druck" auf den Ansatz von Demonceau [4] zurückgegriffen wurde. Die berechneten Anschlusssteifigkeiten für positives bzw. negatives Moment wiesen jedoch nur geringe Unterschiede auf.

Des Weiteren ist die Berechnung der Rotationskapazität eine wichtige Kenngröße des Anschlusses, um das Ende der M-Φ-Kurve vollständig zu beschreiben. Hierfür wird in DIN EN 1993-1-8 jedoch keine explizite Berechnungsmöglichkeit gegeben. Es wird lediglich ein Duktilitätskriterium genannt, das an den Stellen, an denen sich plastische Gelenke ausbilden sollen, eingehalten werden muss. Zur Bestimmung der vorhandenen Rotationskapazität wird somit auf [53] zurückgegriffen, worin ausführliche Untersuchungen zum Duktilitätsverhalten von Verbundknoten durchgeführt wurden. Das darin beschriebene Vorgehen wird in 7.4.4 kurz erläutert. In Abbildung 7-10 sind die berechneten Momenten-Rotations-Kurven der Anschlüsse, sowie die Systemkennlinien nach Stützenausfall dargestellt. Die Berechnung der Momententragfähigkeiten ist in Kapitel 7.4 beschrieben.



Abbildung 7-10: Systemkennlinien des Rahmens nach Stützenausfall und die M-Φ-Kurven der betroffenen Anschlüsse

Auch hier sollten die Momenten-Rotations-Kurven der Anschlüsse die Systemkennlinien schneiden, um ein vorzeitiges Versagen der Anschlüsse auszuschließen. Im konkreten Beispiel ist die erforderliche Rotationskapazität tatsächlich mit der in 7.4.4 berechneten Rotationskapazität von 25 mrad nicht erreicht. Das bedeutet, dass die Anschlüsse eine höhere Duktilität aufweisen müssen, um dem Stützenausfall im Rahmentragwerk standzuhalten. Als gestrichelte Linie dargestellt ist jedoch der Verlauf bis zu Rotationskapazität, die in den durchgeführten Versuchen jeweils erreicht wurde. Dadurch ist zu erkennen, dass die tatsächlich vorhandene Rotationskapazität ausreichend ist, um die beim Stützenausfall auftretenden Beanspruchungen am Anschluss abzutragen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass, wie in Kapitel 6.2.1beschrieben, beim Versuch eine geringere Bewehrungsmenge eingelegt war als in der Referenzstruktur. Da dieser Faktor bei der Berechnung der Rotationskapazität nach dem vereinfachten Verfahren (s. Kapitel 7.4.4) jedoch nicht berücksichtigt wird, zeigt der Vergleich, dass die tatsächliche Rotationskapazität von dem vereinfachten Verfahren nach [53] nicht genau genug erfasst wird. Vor allem für den positiv beanspruchten Knoten gibt es keine Möglichkeit die Rotationskapazität zu bestimmen. Auf diese Problematik wird in Kapitel 7.4.4 noch genauer eingegangen.

7.4 Grenztragfähigkeiten des Knotens

7.4.1 Allgemeines

In [51] wurde ein vereinfachtes Bemessungsverfahren geschraubter Stirnplattenanschlüsse entwickelt. Das zugrunde liegende Widerstandsmodell auf "Traglastniveau" wurde für die negative Momententragfähigkeit aufgestellt und verifiziert und anschließend für die positive Momententragfähigkeit erweitert, die, wie Abbildung 7-11 zeigt, am direkt betroffenen Knoten auftritt.

Sobald die Spannbandwirkung aktiviert ist, ist die Bruchnormalkrafttragfähigkeit von entscheidender Bedeutung.



Abbildung 7-11: Aktivierung von Spannbandwirkung durch den Übergang von Biege- in Zugtragwirkung [51]

7.4.2 Negative Momententragfähigkeit

Bei Auftreten eines negativen Moments am Knoten entstehen eine Zugbeanspruchung im oberen Teil des Anschlusses und eine Druckbeanspruchung im Bereich des unteren Riegelflansches. Im Fall eines Verbundknotens wird die negative Momententragfähigkeit somit aus der Summe der Zugkraftanteile der Bewehrung und der oberen Schrauben, multipliziert mit dem jeweiligen inneren Hebelarm, nach Gleichung (7.1) berechnet.

$$M_{j,u} = \delta_{pf} \cdot k_j \cdot F_{t,u} \cdot z_1 + F_{T,u,RFT} \cdot z_2$$
(7.1)

mit:

$$\begin{split} \delta_{\rm pf} &= 0.75 & Reduktions beiwert für Abstützkräfte \\ k_{\rm j(FEP)} &= 1.95 \cdot \left(\frac{t_{\rm EP} \cdot t_{\rm cf} \cdot f_{\rm y}}{m \cdot m_{\rm x} \cdot f_{\rm uB}}\right)^{0.25} & Knotenkorrekturfaktor \end{split}$$

$$\begin{split} F_{t,j,u} &= A_s \cdot f_{uB} & ungestörte \; Schraubenzugtragfähigkeit 1. Reihe \\ z_1 & innerer \; Hebelarm \; obere \; Schraube \\ F_{T,u,RFT} &= A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} & Bewehrungszugtragfähigkeit (Bruch) \\ z_2 & (S \; des \; Druckriegelf lansches \; zu \; S \; der \; Bewehrung \end{split}$$

Für den in der Referenzstruktur vorhandenen Anschluss wird die negative Momententragfähigkeit in Gleichung (7.2) berechnet:

$$M_{j,u} = 0.75 \cdot 0.953 \cdot 490 \text{ kN} \cdot 180.1 \text{ mm} + 565.49 \text{ kN} \cdot 306.1 \text{ mm} = 169.02 \text{ kNm}$$
 (7.2)

mit:

$$\begin{split} \delta_{pf} &= 0.75 \\ k_{j(FEP)} &= 1.95 \cdot \left(\frac{10 \ mm \cdot 16 \ mm \cdot 355 \ N/_{mm^2}}{29.9 \ mm \cdot 33.2 \ mm \cdot 1000 \ N/_{mm^2}} \right)^{0.25} = 0.953 \\ F_{t,j,u} &= A_s \cdot f_{uB} = 2 \cdot 245 \ mm^2 \cdot 1000 \ N/_{mm^2} = 490 \ kN \\ z_1 &= 180.1 \ mm \\ F_{T,u,RFT} &= A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} = 2 \cdot 565.49 \ mm^2 \cdot 500 \ N/_{mm^2} = 565.49 \ kN \\ z_2 &= \frac{256.1 \ mm + 356.1 \ mm}{2} = 306.1 \ mm \end{split}$$

Dieser Wert kann nun für den Nachweis ausreichender negativer Momententragfähigkeit verwendet werden.

7.4.3 Positive Momententragfähigkeit

Die direkt über dem Stützenausfall liegenden Knoten erfahren bei einem Stützenausfall eine positiven Momentenbeanspruchung. Dies ist im eigentlichen Sinne ein "Feldmoment" woraus eine Druckbeanspruchung im oberen Bereich des Knotens und eine Zugbeanspruchung des unteren Bereiches resultiert. Dabei entsteht eine Wirkungsweise, die vergleichbar mit der des Verbundträgers ist und wobei die Betonplatte als Druckkomponente wirkt und die Schrauben des Stahlanschluss die Zugkraft übertragen. Für diese Beanspruchung existieren in DIN EN 1994-1-1 [22] Kapitel 8 keine Regeln weshalb hierfür in [51] Ansätze aus der Literatur (s. [29], [4]) gewählt wurden. Mit der nach Ferrario [29] angesetzten effektiven Breite b_{eff} lassen sich die inneren Hebelarme z_1 und z_2 der beiden Schraubenreihen berechnen. Die untere Bewehrungslage wird zur Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{j,u}^+$ nicht mit angesetzt.

Die Berechnung der positiven Grenzmomententragfähigkeit des Verbundknotens wird nach Gleichung (7.3) berechnet werden.

$$M_{j,u}^{+} = \delta_{pf} \cdot k_{j} \cdot F_{t,1,u} \cdot z_{1} + \delta_{pf} \cdot k_{j} \cdot F_{t,2,u} \cdot z_{2}$$

$$(7.3)$$

mit:

$$\begin{split} \delta_{pf} &= 0.75 & Reduktions beiwert für Abstützkräfte \\ k_{j(FEP)} &= 1.95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}}\right)^{0.25} & Knotenkorrekturfaktor \\ F_{t,j,u} &= A_s \cdot f_{uB} & ungestörte Schraubenzugtragfähigkeit 1. Reihe \\ z_i & innerer Hebelarm der Schraubenreihe \end{split}$$

Für den in der Referenzstruktur vorhandenen Anschluss wird die positive Momententragfähigkeit in Gleichung (7.4) berechnet:

$$M_{j,u}^{+} = 0,75 \cdot 0,953 \cdot 490 \text{ kN} \cdot (279,85 \text{ mm} + 149,85 \text{ mm}) = 150,49 \text{ kNm}$$
(7.4)

mit:

$$\begin{split} &\delta_{pf} = 0.75 \\ &k_{j(FEP)} = 1.95 \cdot \left(\frac{10 \ mm \cdot 16 \ mm \cdot 355 \ N/_{mm^2}}{29.9 \ mm \cdot 33.2 \ mm \cdot 1000 \ N/_{mm^2}}\right)^{0.25} = 0.953 \\ &F_{t,j,u} = A_s \cdot f_{uB} = 2 \cdot 245 \ mm^2 \cdot 1000 \ N/_{mm^2} = 490 \ kN \\ &z_1 = 279.85 \ mm \\ &z_2 = 149.85 \ mm \end{split}$$

Dieser Wert kann nun für den Nachweis ausreichender positiver Momententragfähigkeit verwendet werden.

7.4.4 Rotationskapazität des Knotens

In [53] wurde ein handhabbares Verfahren zur Bemessung der vorhandenen Rotationskapazität eines Verbundanschlusses entwickelt. Dabei wird insbesondere Wert auf die duktile Ausbildung der Stahlbetonplatte gelegt. Dabei spielt zum einen die vorhandene freie Dehnlänge im Beton eine große Rolle und hängt, wie in Gleichung (7.5) zu erkennen ist, vom Abstand des ersten Kopfbolzens vom Stützenflansch ab.

$$L_0 = \frac{h_c}{2} + \alpha_{KB} = \frac{220 \text{ mm}}{2} + 265 \text{ mm} = 375 \text{ mm}$$
(7.5)

mit:

Die mittlere Betondehnung wird in Gleichung (7.6) in Abhängigkeit der Duktilität der verwendeten Bewehrung gegeben.

$$\varepsilon_{\rm smu} = 4\%$$
 für $\frac{f_{\rm u}}{f_{\rm y}} = \frac{575 {\rm N}/{\rm mm^2}}{500 {\rm N}/{\rm mm^2}} = 1,15$ (7.6)

Zum anderen hat das Dehnungsverhalten der Bewehrung einen großen Einfluss auf die Rotationskapazität und wird in Gleichung (7.7) berechnet.

$$\Delta w_{k} = f_{red,c} * L_{0} * \varepsilon_{smu} = 0.6 * 375 \text{ mm} * 4\% = 9.0 \text{ mm}$$
(7.7)

mit:

	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des unterschiedlichen
f _{red,c}	Verhaltens der Komponente Stahlbeton auf Zug
L ₀	Freie Dehnlänge des Zugband
ε _{smu}	Mittlere Betondehnung bei Maximallast

Mit diesen Werten kann die Rotationskapazität des Verbundanschlusses nach Gleichung (7.8) bestimmt werden.

$$\Phi_{j,avail} = \frac{\Delta w_k}{z_{RFT1}} = \frac{9,0 \text{ mm}}{356,1 \text{ mm}} = 25,27 \text{ mrad}$$
(7.8)

mit:

Da in [53] keine Untersuchungen zu Stützenausfällen gemacht wurden, gibt es auch keine Angaben für die Berechnung der Rotationskapazität infolge eines positiven Moments. Da die experimentellen Untersuchungen an Verbundknoten jedoch gezeigt haben, dass sowohl die positiven, als auch die negativen Versuche diese rechnerische Rotationskapazität überschritten haben, wird in Abbildung 7-10 für beide Fälle 25,27 mrad angesetzt.

7.5 Zusammenfassung

Mit Hilfe der vorgestellten Beamline - Methode können auf anwenderfreundliche Art und Weise die Anforderungen des Rahmentragwerks bestimmt werden. Dabei können sowohl die Anforderungen an die Knoten hinsichtlich Momententragfähigkeit und Rotation ermittelt werden, als auch die Anforderungen hinsichtlich der Zugtragfähigkeit der Anschlüsse.

Zur Bestimmung der vorhandenen Momenten- und Zugtragfähigkeiten stehen mit [51] vereinfachte Verfahren zur Verfügung, falls die eher zeitaufwändige Bemessung der Tragfähigkeit nach der Komponentenmethode in DIN EN 1994 bzw. DIN EN 1993-1-8 vermieden werden soll. Das vereinfachte Verfahren setzt aber voraus, dass Anwendungs- bzw. Gültigkeitsgrenzen eingehalten sind.

Zur Bestimmung der Rotationskapazität ist in DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1993-1-8 lediglich eine Überprüfung mit Hilfe eines Duktilitätskriteriums gegeben, die Berechnung der tatsächlich vorhandenen Rotationskapazität ist jedoch nicht möglich. Ansätze hierfür können [53] und [45] entnommen werden, wobei auch darin nur eine Berechnung der Rotationskapazität unter negativer Momentenbeanspruchung vorhanden ist. Für positive Momentenbeanspruchung fehlen vorhandene Berechnungsverfahren. Diese Ansätze werden ebenfalls für die Berechnung der Anschlusssteifigkeit angewendet.

Beim analytischen Nachweis wird, wie auch schon aus den numerischen Untersuchungen hervor ging, deutlich, dass im zweidimensionalen Rahmen im Fall des Stützenausfalls die geforderten Rotationen sehr groß werden und mit der aus der Standardbemessung gewählten Anschlusskonfiguration rechnerisch nicht erreicht werden können. Aus diesem Grund werden im Folgenden Konstruktionskriterien für hochduktile Anschlüsse gegeben.

8 Konstruktionsempfehlungen und -kriterien

8.1 Allgemeines

Ziel ist die Ausarbeitung eines ersten Entwurfs zur Ergänzung der bisherigen Konstruktionsregeln von Rahmentragwerken unter außergewöhnlichen Beanspruchungen in Anhang A.5 in DIN EN 1991-1-7. Die vorgeschlagenen Konstruktionsregeln für Anschlüsse sollen primär für ausreichende Duktilität sorgen. Hierfür gibt es bisher noch keine Regelungen in DIN EN 1991-1-7 bzw DIN EN 1993-1-8. Deshalb sollen erste Konstruktionskriterien für Anschlüsse in Rahmentragwerken zur Anwendbarkeit der Entwurfsstrategie "Alternative Lastpfade" für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach Kapitel 3 DIN EN 1991-1-7 bestimmt werden. Die Konstruktionskriterien wurden anwendungsfreundlich gestaltet, sodass die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit gewährleistet ist.

Die Bewertung unterschiedlicher Deckensysteme hinsichtlich ihrer Robustheitseigenschaften ermöglicht eine Art Kategorisierung für robuste Tragwerke ermöglichen. Dabei sind Konstruktionsregeln für die Betonplatte notwendig, die ein kontinuierliches und effektives Zugband sicherstellen.

8.2 Konstruktionsempfehlungen

Zur Aktivierung der in DIN EN 1991-1-7 angegebenen Spannbandwirkung müssen große Verformungen ermöglicht werden, was große Verdrehungen im Knoten erfordert. Um diesen hohen Rotationsanforderungen standzuhalten spielt bei der Bemessung eines hochduktilen Stahlanschlusses vor allem der angestrebte Versagensmodus eine große Rolle. Dabei liegt das Augenmerk auf der duktilen Ausbildung des Zugbereiches im Stahlträger, dessen Verhalten durch den T-Stummel bestimmt wird. Da im T-Stummel Modus 3 ein Versagen der spröden Komponente "Schraube auf Zug" maßgebend wird, soll dieser möglichst bei der Bemessung eines duktilen Anschlusses ausgeschlossen werden. Auch Versagensmodus 1 soll ausgeschlossen werden: Bei Verwendung sehr dünner Stirnbleche wird zwar eine hohe Duktilität erreicht, diese lässt aber auch sehr große Verformungen im Gebrauchszustand zu, was keine wirtschaftliche Bemessung eines Tragwerks erlaubt. Zusätzlich werden bei diesem Versagensmodus nur sehr geringe Tragfähigkeiten erreicht, was ein Vorzeitiges Versagen begünstigen würde. Der anzustrebende Versagensmodus des T-Stummels ist, wie in Abbildung 8-1 somit Modus 2.



Abbildung 8-1: Angestrebter Zielbereich für das T-Stummelversagen bei Verwendung des vereinfachten Bemessungsverfahrens [51]

Um den angestrebten Versagensmodus 2 zu erreichen spielt die Dicke der Stirnplatte eine große Rolle, es haben aber auch weitere Parameter einen deutlichen Einfluss angedeutet. Umfangreiche Parameterstudien an bündigen und überstehenden Stirnplatten (s. [42]) sowie auch die in Kapitel 6 durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass es, um einen hochduktilen Anschluss zu erhalten, wichtig ist, mehrere Parameter bei der Bemessung einzuhalten. Dabei sind die Kriterien deutlich schärfer als die bei einer üblichen vollplastischen Bemessung der Fall ist. In Tabelle 8-1 sind entsprechende Kriterien zur Erzielung hochduktiler Stahlanschlüsse gegeben.

Bezeichnung	Parameter	Grenzkriterium
Verhältnis Stirnblech/Schraube	t_{EP}/d_B	< 0,65
Stahlgüte Baustahl	f _y	≤ \$355
Stahlgüte Schraube	f _{uB}	≥ 8.8
Schraubenabstand horizontal	m	≥ 3,0d _B
Schraubenabstand vertikal	m² (mx)	≥ 2,5d _B
Riegelhöhe	h _b	≤ 500

Tabelle 8-1: Kriterien für die hochduktile Ausbildung des Stahlanschlusses [51]

Bei der Angabe der Stahlgüte des Baustahls ist zu sehen, dass das Grenzkriterium eine Stahlgüte S355 vorgibt. Dabei ist zu beachten, dass neben den Mindestwerten der Materialfestigkeiten auch der Einfluss einer vorhandenen Überfestigkeit eine große Rolle spielt. Bei dem angestrebten Zielversagen "Stirnplatte auf Biegung" muss sichergestellt sein, dass die Tragfähigkeit der Komponente aufgrund von Überfestigkeiten nicht zu groß wird. Falls zu große Überfestigkeiten in der duktilen Stirnplatte auftreten, kann dadurch, entgegen der Bemessung mit den normativen Werten
der Festigkeiten, die Komponente "Schraube auf Zug" maßgebend werden, was ein sprödes Versagen hervorrufen würde. Dies sollte durch die Angabe einer maximalen Materialfestigkeit vermieden werden.

Neben der Verformungskapazität muss außerdem eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleistet werden. Dies gilt neben der negativen Momententragfähigkeit der Anschlüsse auch für die positive Momententragfähigkeit sowie für ausreichende Normalkrafttragfähigkeit.

Beim Einsatz von Verbundrahmen, bei denen meist die Anschlüsse als Verbundknoten ausgeführt werden, muss neben dem hochduktilen Stahlanschluss auch die Betonplatte eine hohe Duktilität aufweisen um die Verformungen nicht zu behindern. Die umfangreichen experimentellen Untersuchungen in [44] lieferten aufschlussreiche Ergebnisse zum Verformungsverhalten der Betonplatte und es konnten die wichtigsten Parameter identifiziert werden.

Eine wichtige Rolle spielt dabei der Abstand des ersten Kopfbolzens zur Stütze a_{KB} (siehe Abbildung 8-2).



Abbildung 8-2: Duktiles Zugbandes im Betongurt durch Vergrößerung des Kopfbolzenabstandes [51]

Ziel bei der Vergrößerung dieses Abstandes ist eine vergrößerte Dehnlänge der Bewehrung im Bereich des Anschlusses zu erreichen. In diesem Bereich sollte die Bewehrungsmenge konstant gehalten werden um eine gleichmäßige Dehnung der Bewehrung zu erzielen und somit hohe Verformungskapazitäten zu ermöglichen. Wird in diesem Bereich konstant ein höherer Bewehrungsgrad eingesetzt, so wird neben der Anschlusstragfähigkeit auch die Rotationskapazität vergrößert, was durch Versuchsergebnisse in [37], [49], [44] bestätigt wurde. Dies resultiert aus dem Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Erstrissspannung der Bewehrung, dessen Verhältnis zur Streckgrenze des Bewehrungsstahls einen großen Einfluss auf den maximalen plastischen Dehnungsanteil der Stahlbetonplatte hat [51], [26]. Der Einsatz von Mattenbewehrung begrenzt die Verformungskapazität erheblich, da durch die angeschweißte Querbewehrung die Dehnlängen der Bewehrung eingeschränkt sind. Einen weiteren großen Einfluss auf das Dehnungsverhalten der Stahlbetonplatte hat die Duktilitätsklasse der verwendeten Bewehrung. Mehrere Versuchsreihen ([44], [43], [53]) bestätigten, dass sich bei einem kleineren Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze des Bewehrungsstahls (Verfestigungsfaktor) weniger Risse bilden als bei größeren Verfestigungsfaktoren. Dies wirkt sich negativ auf die Verformungskapazität aus, da die Bewehrung nur in kleinen Bereichen direkt in den Rissen plastiziert.

Aus diesen genannten Einflüssen lassen sich die in Tabelle 8-2 gegebenen Kriterien zur Ausbildung hochduktiler Verbundanschlüsse in Erweiterung zu Tabelle 8-1 definieren.

Bezeichnung	Parameter	Grenzkriterium
Abstand erster KoBo von Stütze	акв	< 0,65
Bewehrungsklasse	-	≥B
Bewehrungsmenge	As	>> A _{s,min} (nach Norm)
Bewehrungsführung	-	konstantes A_s in Zugband

Tabelle 8-2: Kriterien für die hochduktile Ausbildung der Betonplatte auf Zug [51]

Bei der konstruktiven Ausbildung der Betonplatte muss außerdem beachtet werden, dass ein kontinuierliches Zugband vorhanden ist [16], [30], [55]. In [59] wird beschrieben, dass die Bewehrung der Betonplatte über die Trägerlänge einen möglichst konstanten Querschnitt aufweisen muss und an allen Stößen eine ausreichende Verankerungslänge vorhanden sein muss. "Werden Feld- und Stützbereiche bezüglich Bewehrung abgestuft und die Bewehrung nur entsprechend den Erfordernissen der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) eingelegt, fällt das zur Verfügung stehende Zugband in der Betonplatte für die außergewöhnliche Bemessungssituation relativ gering aus." [59]

Aus den in Kapitel 5 durchgeführten Simulationen der globalen Struktur lässt sich ableiten, dass beim Einsatz von Stahlrahmen im Falle eines Stützenausfalls die kritische Komponente das Stabilitätsversagen des Stahlrahmens aufgrund der Ausbildung eines Druckbogens ist. Dadurch ist ein vorzeitiges Versagen eingetreten.

Beim Einsatz von Verbundrahmen mit einem 2D-Lastabtrag ist diese Problematik aufgrund der horizontalen Stützung durch die Betonplatte nicht mehr vorhanden. Durch die einachsige Wirkung der Betonplatte entstehen jedoch deutlich größere Verformungen und Rotationen als es bei einer der zweiachsig gespannten Decke der Fall ist. Durch den 3-D-Lastabtrag des Systems sind somit die Anforderungen an die Knoten hinsichtlich Rotationskapazität deutlich geringer und einfacher zu realisieren. Neben den erforderlichen Rotationskapazitäten sind auch die Anforderungen an die Tragfähigkeiten zu berücksichtigen. Da bei immer größer werdenden Spannweiten auch die vorhandenen Belastungen am Anschluss steigen, wird es immer schwerer eine Spannbandwirkung zu aktivieren (s. [38]). Für die untersuchte Referenzstruktur ist nach Kapitel 7 die rechnerische Rotationskapazität nicht eingehalten. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die in Tabelle 8-1 gegebenen Mindestwerte der Schraubenabstände nicht eingehalten sind. Es wird mit den in den Versuchen erreichten Rotationskapazitäten aber deutlich dass die tatsächlich vorhandenen Rotationskapazitäten etwas höher liegen.

8.3 Zusammenfassung

Zur Ausbildung alternativer Lastpfade durch die Aktivierung einer Spannbandwirkung ist es notwendig große Duktilitäten in den Anschlüssen zu gewährleisten, da diese meist das schwächste Glied darstellen und somit einen maßgebenden Einfluss auf die Redundanz des Systems haben.

Unter Berücksichtigung der in Tabelle 8-1 und Tabelle 8-2 gegebenen Kriterien kann ein hochduktiler Stahl- oder Verbundanschluss durch geringen Mehraufwand konstruiert werden und mit den in Kapitel 7 gegebenen Verfahren hinsichtlich Tragfähigkeit und Rotationskapazität bemessen werden. Ob diese ausreichen, um einem Stützenausfall standzuhalten, hängt natürlich von vielen individuellen Randbedingungen der Tragstruktur und auch dem jeweiligen Einwirkungsszenario ab und es kann nicht gewährleistet werden, dass die Einhaltung der Kriterien einen Kollaps ausschließt. Jedoch ist es eine anwenderfreundliche Möglichkeit die Redundanz eines Tragwerks mit einfachen Mitteln und ohne großen Aufwand zu erhöhen.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

In einem ersten Schritt wurden in Kapitel 2 außergewöhnliche Einwirkungen und Bemessungssituationen definiert. Dabei wurden vor allem die in DIN EN 1991-1-7 behandelten außergewöhnlichen Einwirkungen, die für den Hochbau relevant werden können, berücksichtigt und ihr Einfluss auf die Schadensfolgen eines Tragwerks erläutert.

Darauf aufbauend wurden in Kapitel 3 die in DIN EN 1990 und DIN EN 1991-1-7 vorhandenen Bemessungsstrategien für außergewöhnliche Szenarien erläutert und Strategieempfehlungen gegeben. Diese basieren auf der Schadensfolgeklasse des Tragwerks. Es wird erläutert, worin die Vorteile der Strategie der alternativen Lastpfade liegen und was bei deren Anwendung zu berücksichtigen ist.

Für die weiteren Untersuchungen am globalen System, aber auch an den lokalen Knoten mit den Anschlüssen wurde in Kapitel 4 als Referenzstruktur ein typisches Bürogebäude bemessen. Hierzu wurde ein mehrgeschossiges Bürogebäude in Stahl-Verbundrahmenbauweise gewählt.

Anschließend wurden in Kapitel 5 für die verschiedenen Belastungsstufen, ständige Bemessungssituation, außergewöhnliche Bemessungssituation mit Stützenausfall und gesteigerte veränderliche Last nichtlineare numerische Simulationen am globalen System des Referenzrahmens durchgeführt. Mit Hilfe dieser Simulationen konnte durch eine Sensitivitätsanalyse der Einfluss der Anschlusscharakteristik auf das Systemverhalten nach einem Stützenausfall quantifiziert werden. In weiteren Untersuchungen wurden der Einfluss unterschiedlicher Deckensysteme und der Einfluss eines 2D- bzw. 3D-Lastabtrags betrachtet. Vor allem bei 2D-Verbundrahmen spielen die Steifigkeit des Knotens und das Trag- und Duktilitätsverhalten eine wichtige Rolle, um die Robustheit des Rahmentragwerks zu gewährleisten.

Kapitel 6 gibt eine detaillierte Beschreibung der durchgeführten Versuche wieder. In vier durchgeführten Verbundknotenversuchen wurden sowohl positive als auch negative Momentenbeanspruchungen jeweils mit nacheinander und gleichzeitig aufgebrachter Normalkraft untersucht. Es konnten beachtliche Verformungen erreicht werden. Anschließend wurde ein FE-Modell erstellt, um die durchgeführten Versuche nachzurechnen und eine weitere Parameterstudie zu ermöglichen.

Im Rahmen der Umsetzung für die Anwendung wurde in Kapitel 7 nicht nur das allgemeine Vorgehen erläutert, sondern mit der Beamline - Methode auch eine vereinfachte analytische Vorgehensweise hergeleitet, um die Anforderungen eines Rahmentragwerkes an die Knotenausbildung zu bestimmen. Über die erläuterten vereinfachten Bemessungsverfahren für die Knoten kann die vorhandene Anschlusscharakteristik relativ schnell bestimmt werden und so die Anforderungen an die Knoten mit den vorhandenen Kapazitäten anschaulich verglichen werden.

In Kapitel 8 werden schließlich werden Konstruktionsempfehlungen gegeben, um eine hohe Duktilität der Anschlüsse und somit eine hohe Rotationskapazität der Knoten zu erzielen. Dabei werden sowohl Kriterien für den Stahlanschluss als auch Kriterien für die Stahlbetonplatte angegeben.

9.2 Ausblick

Es gibt vor allem 3 Richtungen, in denen eine Weiterentwicklung aufbauend auf den Ergebnissen dieses Vorhabens sinnvoll bzw. notwendig erscheint: sie betreffen die Konkretisierung der Belastungsszenarien, die Erweiterung des Komponentenmodells zur Bemessung von Verbundknoten zur Erfassung auch des Rotations- bzw. allgemein Verformungsverhaltens und die Weiterentwicklung des Beamline - Methode für die praktische Umsetzung eines Rotationsnachweises.

Viele der Einwirkungsszenarien sind dynamischer Natur. Hier ist es sinnvoll, diese Einflüsse genauer zu untersuchen und Methoden zu entwickeln, die dynamischen Effekte zutreffend zu erfassen. Zur genaueren Untersuchung des kurzzeitdynamischen Verhaltens von Verbundknoten sollten ähnlich wie in [39] noch weitere Versuche unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten durchgeführt werden. Außerdem sollte der Einfluss der Verbundknoten auf Rahmentragwerke und die numerischen Untersuchungen an der globalen Struktur durch experimentelle Untersuchungen an Verbundrahmen erweitert werden.

Einen wichtigen Einfluss bei der Anschlussbemessung im Falle eines Stützenausfalls hat dabei die vorhandene Rotationskapazität des Anschlusses. Das Verformungsverhalten des Verbundknotens ist noch nicht ausreichend erfasst, wie das Beispiel in Kapitel 7.3.2 zeigt, wurde die tatsächliche Verformungskapazität unterschätzt. Es wurde deutlich, dass vor allem für die positive Momentenbeanspruchung Regelungen zur Berechnung der Betonkomponenten fehlen. Aber auch für die negative Momentenbeanspruchung, die bei einer normalen Bemessungssituation auftritt, ist lediglich ein Duktilitätskriterium zur Sicherstellung einer ausreichenden Rotationskapazität für eine plastische Bemessung in DIN EN 1993-1-8 vorhanden, eine systematische Beschreibung der Verformungskapazität fehlt. In einer Parameterstudie sollten dazu Untersuchungen an Verbundknoten durchgeführt werden, um insbesondere den Einfluss der Betonparameter auf das Knotenverhalten zu bestimmen.

Bei der Weiterentwicklung der Beamline - Methode für die praktische Umsetzung eines Rotationsnachweises sollten ausführliche Untersuchungen folgen, um deren Anwendbarkeit an unterschiedlichen Systemen zu verifizieren. Dazu sollte eine Parameterstudie durchgeführt werden, bei der unterschiedliche Spannweiten und unterschiedliche Anschlusskonfigurationen variiert werden. Auch der Nachweis ausreichender Normalkrafttragfähigkeit sollte integriert werden.

Ein besonders wichtiger Aspekt für einen normengerechten Nachweis ist das Sicherheitskonzept, das bisher eigentlich wenig dazu geeignet ist, Verformungsnachweise zu führen, sondern auf Tragfähigkeitsnachweise zielt. Hier gehören grundsätzlich konzeptionelle Überlegungen dazu.

10 Literatur

- [1] ANSYS 13.0: *ANSYS[®] User's Manual for ANSYS Rev. 13.0*, Analysis Guides, ANSYS Inc., Houston, Canonsburg
- [2] ANSYS 15.0: *ANSYS[®] User's Manual for ANSYS Rev. 15.0,* Analysis Guides, ANSYS Inc., Houston, Canonsburg
- [3] ANSYS 16.2: *ANSYS® User's Manual for ANSYS Rev. 16.2*, Analysis Guides, ANSYS Inc., Houston, Canonsburg
- [4] Demonceau, J.-F.: Steel and composite building frames: sway response under conventional loading and development of membrane effects in beams further to an exceptional action. Dissertation, Liège University, Liège, 2008
- [5] DIN 1045-1(2008): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, August 2008
- [6] DIN 1055-100 (2001): Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, März 2001
- [7] DIN 1055-9 (2003): *Einwirkungen auf Tragwerke Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen*. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, August 2003
- [8] DIN 18800 (2007): Stahlbauten. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2007
- [9] DIN 18800-5 (2007): *Stahlbauten Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, März 2007
- [10] DIN 50125 (2009): *Prüfung metallischer Werkstoffe Zugproben*. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Juli 2009
- [11] DIN EN 1090-2 (2008): Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2008
- [12] DIN EN 1990 (2010): *Eurocode 0 Grundlagen der Tragwerksplanung*. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [13] DIN EN 1991 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Deutsches Institut f
 ür Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [14] DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Deutsches Institut f
 ür Normung e. V., Berlin, 2010
- [15] DIN EN 1991-1-7 (2010) NA: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010

- [16] DIN EN 1991-1-7 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Auβergewöhnliche Einwirkungen. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [17] DIN EN 1991-2 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010
- [18] DIN EN 1991-4 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [19] DIN EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung von Konstruktionen von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010
- [20] DIN EN 1993-1-1 (2010): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten -Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [21] DIN EN 1993-1-8 (2010): Eurocode 3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1.8: Bemessung von Anschlüssen. Deutsches Institut f
 ür Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [22] DIN EN 1994-1-1 (2010): Eurocode 4 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2010
- [23] DIN EN 1998: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwikrungen und Regeln für Hochbauten. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010
- [24] DIN EN ISO 6892-1 (2009): *Metallische Werkstoffe Zugversuch Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 2009
- [25] Dynardo GmbH: Technischer Bericht zu Consultingleistungen im AiF-Forschungsbericht "Auβergewöhnliche Bemessungssituationen nach DIN EN 1991-1-7 – Effektive Anwendung und Bemessungsstrategien für Stahl- und Verbundrahmentragwerke", Technischer Bericht, Weimar, 2015
- [26] ECCS Document No. 109 (1999): Design of Composite Joints for Buildings. ECCS Technical Committee 11 Composite Structures, First Edition 1999. Anderson, D. (ed.); Ari-bert, J.-M.; Bode, H.; Huber, G.; Jaspart, J.-P.; Kronenberger, H.-J.; Tschemmernegg, F.
- [27] Egetenmeyr, F.: Analytische Auswertung von Verbundknotenversuchen bei Ausbildung eines Zugbandes infolge eines Stützenausfalls, Masterarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2014
- [28] FEMA 426:2003: *Reference Manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings.* Federal Emergency Management Agency, Washington, 2003
- [29] Ferrario, F.: Analysis and modeling of the seismic behaviour of high ductility steel-concrete composite structures. Dissertation, Trento University, Trento, 2004

- [30] Gebbeken N. et al.: 2. Tragwerkskonzepte. 2nd Workshop "Bau-Protect" 2006 Sicherheit der baulichen Infrastruktur vor außergewöhnlichen Einwirkungen, Universität der Bundeswehr München, 2006
- [31] GOLDBECK: Das Bausystem Office, Hallenbau, Industriebau, Gewerbebau GOLDBECK, interne Unterlagen, 2011
- [32] Goralski, C.: Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen, 2006
- [33] Gündel, M.; Hoffmeister B.: Bemessung von Baustrukturen in Stahl- und Verbundbauweise für Anprall- und Explosionslasten, bauforumtahl e.V., 2010
- [34] Harding, G.: Robustness of buildings to sustain accidental events UK regulatory requirements. JCSS / IABSE WC 1 Workshop Robustness of Structures, 2005.
- [35] Inventor[®]: Autodesk Inventor Version 2014
- [36] Izzuddin, B.A.: *Robustness by design Simplified progressive collapse assessment of building structures.* Stahlbau 79 (2010), Heft 8, S. 556–564.
- [37] Kemp. A.R., Nethercot, D.A. (2001): Required and available rotations in continuous composite beams with semi-rigid connections. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 57. S.375-400, 2001.
- [38] Kleiner, A.: Untersuchungen der Robustheit und Kollapsresistenz von Stahl- und Verbundtragwerken – numerische Simulation eines Stützenausfalls. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009
- [39] Kuhlmann, U. et al.: Robust impact design of steel and composite building structures, RFCS project, Contract No. RFSR-CT-2012-00029 (laufend)
- [40] Kuhlmann, U.; Rölle, L. (2008): Duktilitätskriterien für typisierte Stirnplattenverbindungen, Schlussbericht, DASt-Forschungsvorhaben im Auftrag der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen "Otto von Guericke" (AiF), AiF-Vorhaben Nr. 14627, Dezember 2008
- [41] Kuhlmann, U.; Rölle, L.: *Duktilitätskriterien für typisierte Stirnplattenverbindungen*. Schlussbericht DASt/AiF-Vorhaben Nr. 14627N, 2008
- [42] Kuhlmann, U.; Rölle, L.; Hoffmann, N.: Vereinfachtes Bemessungsverfahren geschraubter Stirnplattenanschlüsse nach DIN EN 1993-1-8, Numerische Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von geschraubten Stahlknoten zur Ableitung eines vereinfachten Bemessungsverfahrens und von Duktilitätskriterien. Schlussbericht DASt/AiF-Vorhaben Nr. 17152N, 2013
- [43] Kuhlmann, U.; Rölle, L.; Jaspart, J.-P.; Demonceau J.-F.; Vassart, O.; Weynand, K.; Ziller, C.; Busse, E.; Lendering, M.; Zandonini, R.; Baldassino, N. (2008): *Robust structures by joint ductility*. RFCS Publishable Report Contract-No. RFS-CR-04046, 2008

- [44] Kuhlmann, U.; Schäfer, M.: Innovative verschiebliche Verbundrahmen mit teiltragfähigen Verbundknoten. Schlussbericht FOSTA Forschungsprojekt P505, 2003
- [45] Kühnemund, F.: Zum Rotationsnachweis nachgiebiger Knoten im Stahlbau. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2003
- [46] Kürschner, K.: *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau.* Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2003
- [47] Multiplas Release 5.1.5: *multiPlas User's Manual*, Release 5.1.5 for ANSYS 15.0, Elastoplastic Material Models for ANSYS, General Multisurface Plasticity
- [48] Novak, B.; Kuhlmann, U.; Euler, M.: Werkstoffübergreifendes Entwerfen und Konstruieren: Einwirkung, Widerstand, Tragwerk, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., 2012
- [49] Odenbreit, C., Hahn, C., Jaspart, J.-P. (2009): Untersuchung über das Trag- und Dehnugsverhalten des Betongurtes bei Verbundanschlüssen. Stahlbau 78, Heft 1, 2009
- [50] Optislang Release 4.2.0: optiSLang Methods for multi-disciplinary optimization and robustness analysis, Release 4.2.0
- [51] Rölle, L.: Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2013
- [52] RSTAB^{®:}V: Dlubal RSTAB Version 8.05s
- [53] Schäfer, M.: Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2005
- [54] Schlegel, R.: Nichtlineare Berechnung von Beton und Stahlbetonstrukturen nach DIN 1045-1 mit ANSYS. 23rd CADFEM Users' Meeting 2005, International Congress on FEM Technology with ANSYS CFX & ICEM CFD Conference, 2005
- [55] Starossek, U.: Interaktion und progressiver Kollaps. 9. Dresdner Baustatik-Seminar, TU Dresden, 2005
- [56] Statutory Instruments of the United Kingdom, S.I.1970/109: *The Building (Fifth Amend-ment) Regulations*, 1970
- [57] US Department of Defense UFC 4-023-03:2009: *Design of Buildings to resist Progressive Collapse*. Washington, 2009
- [58] US General Service Administration GSA: *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines.* 2003
- [59] Vogel, T.; Kuhlmann, U.; Rölle, L.: Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. Stahlbaukalender 2014, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2014

DASt-Richtlinien (deutscherstahlbau.de)

Forschungsberichte (deutscherstahlbau.de)