

Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken

Mehrfeldbrücke

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung 2015 (VIF2015)

Juni 2018





Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Renngasse 5
A - 1010 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A - 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Karlsplatz 13/E212-2
A - 1040 Wien



FH Campus Wien
Department Bauen und Gestalten
Favoritenstraße 226
A-1100 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken

Mehrfeldbrücke

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2015)

AutorInnen:

TU Wien

Dipl.-Ing. Dr.techn. Patrick HUBER

Dipl.-Ing. Tobias HUBER

Univ.-Prof. Dr. Ing. Johann KOLLEGER

FH Campus Wien

Dipl.-Ing. Dr.techn. Markus VILL

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

FH Campus Wien

Department Bauen und Gestalten

INHALT

1	Einleitung	8
1.1	Problemstellung	8
1.2	Zielsetzung	10
2	Experimentelle Untersuchung zum Querkraft-traganteil infolge Rissverzahnung..	11
2.1	Allgemeines	11
2.2	Versuchsprogramm	11
2.3	Push-Off Versuche	13
2.3.1	Versuchskörper und -aufbau.....	13
2.3.2	Modellbildung	14
2.3.3	Ergebnisse	14
2.3.4	Analyse.....	16
2.4	Querkraftversuche	17
2.4.1	Versuchskörper und –aufbau.....	17
2.4.2	Ergebnisse	18
2.4.3	Verifikation des Rissreibungsmodells	20
3	Grossmassstäbliche Querkraftversuche an mehrfeldrigen Spannbetonträgern	22
3.1	Allgemeines	22
3.2	Versuchsträger	22
3.2.1	Versuchsparameter	22
3.2.2	Abmessungen, Bewehrungs- und Spanngliedführung	23
3.2.3	Materialkennwerte und Vorspannkkräfte.....	24
3.3	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	27
3.4	Messkonzept	30
3.5	Versuchsergebnisse	30
3.5.1	Versagensursache, Rissbilder	30
3.5.2	Einfluss der Untersuchungsparameter.....	33
3.6	Diskussion der Versuchsergebnisse	34
3.6.1	Bestimmung der Querkrafttraganteile auf Basis der gemessenen Risskinematik.....	34
3.6.1.1	Photogrammetrisches Messsystem	34
3.6.1.2	Auswertemethodik und Messung der Risskinematik	35
3.6.1.3	Auswertemethodik	35
3.6.1.4	Risskinematik	39
3.6.1.5	Querkrafttraganteile.....	40

4	Querkraftdatenbank für mehrfeldrige Spannbetonträger.....	43
4.1.1	Allgemeines.....	43
4.1.2	Erstellung einer Datenbank.....	44
4.1.2.1	Aufbau der Datenbank.....	44
4.1.2.2	Ausschlusskriterien.....	46
5	nichtlineare Berechnung der Versuchsträger.....	48
5.1	Materialparameter.....	48
5.1.1	Beton.....	48
5.1.2	Bewehrungsstahl.....	49
5.1.3	Spannstahl.....	50
5.1.4	Verbundverhalten.....	51
5.1.5	Auflagerplatte aus Stahl.....	52
5.2	Modellparameter.....	52
5.2.1	Geometrie.....	53
5.2.2	Lastfälle.....	53
5.2.3	Messpunkte und Momenten-Schnittlinien.....	53
5.2.4	Berechnungsmethoden.....	53
5.3	Berechnungsergebnisse PC2.0T074.....	55
5.3.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	55
5.3.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1.....	56
5.3.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2.....	58
5.4	Berechnungsergebnisse PC4.5T074-1.....	59
5.4.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	59
5.4.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1.....	59
5.5	Berechnungsergebnisse PC4.5T074-2.....	62
5.5.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	62
5.5.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1.....	62
5.5.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2.....	65
5.6	Berechnungsergebnisse PC2.0T168.....	65
5.6.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	65
5.6.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1.....	66
5.6.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2.....	68
5.7	Berechnungsergebnisse PC4.5T168.....	69
5.7.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	69
5.7.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1.....	69

5.7.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2	72
5.8	Berechnungsergebnisse PC4.5T000	72
5.8.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	72
5.8.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1	73
5.8.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2	75
5.9	Berechnungsergebnisse PC4.5I074	75
5.9.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	75
5.9.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1	76
5.9.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2	78
5.10	Berechnungsergebnisse PC4.5I168	79
5.10.1	Trägergeometrie und Beschreibung.....	79
5.10.2	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1	80
5.10.3	Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2	82
5.11	Zusammenfassung	82
6	Weiterentwicklung des Ingenieurmodells.....	84
6.1	Allgemeines	84
6.2	Modellbildung	84
6.2.1	Allgemeines Nachweiskonzept	84
6.2.2	Querkraft- und Torsionsnachweis im Bereich UN	85
6.2.3	Querkraft- und Torsionsnachweis im Bereich ST	86
6.2.4	Querkraftnachweis im Bereich FS.....	88
6.2.4.1	Allgemeines Nachweismodell	88
6.2.4.2	Näherungsstufe 1 – Vereinfachter Nachweis	89
6.2.4.3	Näherungsstufe 2 – Genereller Nachweis.....	90
6.3	Zusammenfassung der Änderungen zum ursprünglichen Ingenieurmodell	90
6.4	Vergleich mit normativen Modellen	91
6.4.1	Verwendete Modelle	91
6.4.1.1	Allgemeines	91
6.4.1.2	Eurocode 2	92
6.4.1.3	fib Model Code 2010 – höchste Näherungsstufe	93
6.4.1.4	FSC – Modell.....	94
6.4.2	Parameterstudie	95
6.4.2.1	Querkraftbewehrung.....	96
6.4.2.2	Druckflansch.....	96
6.4.2.3	Vorspanngrad.....	98

6.4.2.4	Schubschlankheit	98
6.4.3	Nachrechnung der eigenen Versuche.....	98
6.4.4	Nachrechnung der Versuche aus der Querkraftdatenbank	103
7	Probabilistische Untersuchung (Probabilistic Assessment).....	105
7.1	Introduction.....	105
7.2	Stochastic models.....	105
7.3	Statistical assessment of shear resistance	107
7.4	Design values of shear resistance	109
7.5	Sensitivity analysis.....	111
7.6	Conclusion.....	113
8	Praxisbeispiel – Brücke über die Wangauer Ache	115
8.1	Allgemeines.....	115
8.2	Materialkennwerte	116
8.3	Statisches System und Modellierung	116
8.4	Querschnitte, Bewehrungs- und Spanngliedführung.....	117
8.5	Nachrechnung gemäß ONR 24008.....	122
8.6	Nachrechnung nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren	125
8.6.1	Nachweisführung Feld 1, Bereich Achse 10	127
8.6.1.1	Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN	127
8.6.1.2	Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST	129
8.6.1.3	Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FSC	130
8.6.2	Nachweisführung Feld 1, Bereich Achse 20	133
8.6.3	Nachweisführung Feld 3, Bereich Achse 30	136
8.6.4	Nachweisführung Feld 4, Bereich Achse 40	137
8.7	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Nachrechnung.....	139
9	Zusammenfassung.....	141

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Baunormen sollten den aktuellen Wissens- und Technologiestand widerspiegeln und gleichzeitig den Anforderungen für zukünftige Generationen gerecht werden. Eine grobe Änderung der Regelwerke, birgt mitunter die Problematik, dass bestehende Konstruktionen diesen in gewissen Fällen nicht mehr entsprechen. Bei Ingenieurbauwerken ist das besonders bedeutsam, da die volkswirtschaftlichen Auswirkungen aufgrund des hohen Wiederbeschaffungswertes enorm sind. Die europäische Vereinheitlichung der Baunormen durch die Eurocode-Reihe [1-4] offenbarte eben dieses Dilemma bei der Bewertung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken. Während in der Vergangenheit viele Spannbetontragwerke auf Basis der Begrenzung von Hauptspannungen (ungerissener Zustand) bemessen wurden, erfolgt die Bewertung heutzutage auf Grundlage eines Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung (gerissener Zustand). Wie anhand von Vergleichsberechnungen gezeigt wurde, ergibt die Anwendung des letztgültigen Normenstandes dabei einen deutlich geringeren Querkraftwiderstand als in der Vergangenheit [5].

Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, gibt es in Deutschland [6] und Österreich [7] Nachrechnungsrichtlinien für Brücken, welche dem Ingenieur in der Bestandsbewertung Möglichkeiten bieten, von der für den Neubau gültigen Norm abzuweichen. Dabei ist in Österreich vor allem die mögliche Anwendung des Querkraftmodells gemäß fib Model Code 2010 (MC2010) [8] zu nennen. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist dennoch oftmals nicht erfüllbar [9-11], was zum Teil kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen oder gar einen Neubau zur Folge haben kann. Die in den sechziger und siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts errichteten Brücken, haben vielfach ihre Funktionstüchtigkeit jedoch durch ihr schadensfreies Bestehen unter den derzeit vorherrschenden Gebrauchslasten bewiesen, weshalb ein Bedarf nach akkurateren Modellen offensichtlich wird.

An der TU Wien wurde aus diesem Grunde im Zuge der Forschungsinitiative "Verkehrsinfrastrukturforschung 2012" ein neues Nachweiskonzept (Ingenieurmodell) zur realitätsnahen Abbildung des Querkrafttragverhaltens entwickelt [5,12,24]. Dieses besteht aus verschiedenen Querkraftmodellen: FSC-Modell (**f**lexural-**s**hear **c**rack), ST-Modell (**s**hear-**t**ension) und Hauptzugspannungsnachweisen. Das Nachweiskonzept kann bereits erste Referenzen in der Ingenieurpraxis bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit im Bereich des Endfeldes von Spannbetonbrücken vorweisen [25]. Im Gegensatz zu den aktuellen Regelwerken [1-4], wird dem Beton ein wesentlicher Beitrag zum Abtrag von Querkraften zu-

getraut, was auch bei anderen neuentwickelten Ansätzen der Fall ist [26-28]. Die Verifikation all dieser Modelle durch Datenbanken von Querkraftversuchen [29] ist jedoch nur bedingt möglich, da der Großteil der durchgeführten Versuche lediglich an Einfeldträgern mit Punktlasten durchgeführt wurde (Bild 1.1a). Bei mehrfeldrigen Brückentragwerken sind hingegen Gleichlasten dominant und im Gegensatz zum Endfeld wirken die Querkräfte an der Innenstütze gepaart mit großen negativen Biegemomenten (Abb 1.1b).

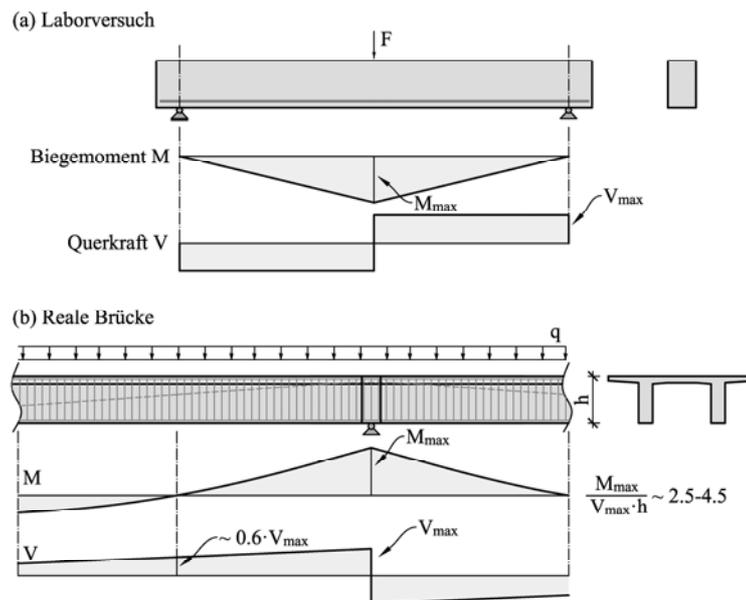


Abbildung 1.1: Vergleich der Schnittgrößenkonfiguration bei einem (a) typischen Laborversuch; (b) realen Brückentragwerk.

Bei den sogenannten dehnungsbasierten Querkraftmodellen (wie z.B. die dritte Näherungsstufe des MC2010 [8]) wird die Neigung des Druckspannungsfelds und des Betontrageanteils $V_{Rd,c}$ maßgeblich vom Dehnungszustand im Steg ϵ_x beeinflusst. Dieser wiederum wird stark von der Interaktion der einwirkenden Schnittgrößen (M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed}) bestimmt. Demnach führt eine starke Biegebeanspruchung zu einer ausgeprägteren Längsdehnung ϵ_x , was in weiterer Folge eine Verringerung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} nach sich zieht. Da bei Einfeldsystemen nur ein sehr geringes Biegemoment im Nachweisschnitt in der Nähe des Auflagers vorherrscht, resultiert dort in der Regel bei Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad im Vergleich zum Fachwerkmodell nach Eurocode 2 (EC2) ein höherer Schubwiderstand V_{Rd} . Im Bereich an den Innenstützen von Mehrfeldbrücken wirkt sich die dort vorherrschende Schnittgrößenkonfiguration (große Biegemomente und Querkräfte) ungünstig auf den Dehnungszustand im Stegbereich aus, weshalb die Querkrafttragfähigkeit nach der dritten Näherungsstufe des MC2010 sogar geringere Werte als nach dem Ansatz nach EC2 annehmen kann.

Da im Stützbereich im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einem gerissenen Querschnitt auszugehen ist, muss nach dem österreichischen Anwendungsdokument ÖNORM B 1992-2 [4] der untere Grenzwert der Neigung der Druckstreben in Abhängigkeit des Spannungszustands im Zuggurt erhöht werden. Im Falle einer geringen Querkraftbewehrung - wie sie bei alten Spannbetontragwerken üblich ist – führt dies im Vergleich zum Endfeld zu einer Reduktion des Querkraftwiderstands im Bereich der Innenstütze aus. Für die Situation im Stützbereich von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken wird somit gemäß dem Stand der Technik angenommen, dass die dort wirkende Biegemoment-Querkraft-Interaktion einen negativen Einfluss auf das generelle Querkrafttragverhalten ausübt. Im Rahmen einer statischen Nachrechnung muss somit in diesem Bereich von einer erhöhten Querkraftgefährdung ausgegangen werden.

1.2 Zielsetzung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wird eine umfangreiche Versuchsreihe an großmaßstäblichen, mehrfeldrigen Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung zur Untersuchung der wesentlichen Einflussparameter geplant und durchgeführt. Die eigenen Versuchsdaten werden in weiterer Folge durch einen Erfahrungs- und Ergebnisaustausch mit einem themenverwandten BAST-Projekt aus Deutschland erweitert und in einer Datenbank zusammengefasst. Darüber hinaus werden die experimentellen Arbeiten von numerischen Berechnungen begleitet und in Bereichen, welche von Versuchen nicht abgedeckt sind, durch gezielte Parameterstudien erweitert. Des Weiteren wird im Zuge dieses Projekts der Querkrafttraganteil infolge Rissverzahnung gezielt anhand einer groß angelegten Testreihe untersucht. Auf Grundlage der gesammelten Versuchsergebnisse liegt das Hauptziel dieses Vorhabens in der Weiterentwicklung des im Rahmen von VIF 2012 [12] an der TU Wien vorgestellten Nachweiskonzepts, um dieses für mehrfeldrige Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung zu erweitern. Schlussendlich wird durch einen Vergleich zum derzeitigen Normenstand das große Potential des weiterentwickelten Berechnungsansatzes im Zuge einer statischen Nachrechnung einer bestehenden vorgespannten Mehrfeldbrücke gezeigt.

2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG ZUM QUERKRAFT-TRAGANTEIL INFOLGE RISSVERZÄHNUNG

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die experimentellen Untersuchungen (AP2), die Versuchsergebnisse sowie die daraus gewonnenen Erkenntnisse (AP3) dargestellt. Der Ausfall der Rissreibung gilt als wesentlicher Versagensmechanismus bei Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung (Abbildung 2.1).

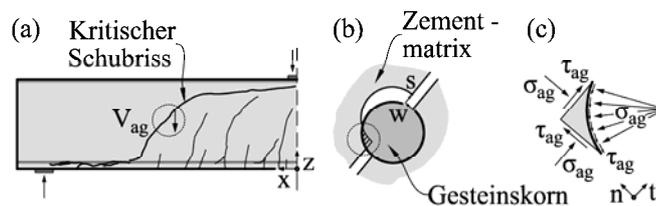


Abbildung 2.1: Wirkungsweise der Rissverzahnung bei einem Stahlbetonbalken

Aufgrund der oftmals geringen Bügelbewehrungsgrade bei Brückenobjekten aus der Zeit von 1950 bis 1990 wird dieser Tragmechanismus gesondert untersucht. Folgende Ziele wurden verfolgt:

- Ansatz zur Ermittlung der übertragbaren Spannungen in den Rissflächen
- Ermittlung des Traganteils der Rissverzahnung auf Basis der Risskinematik.

2.2 Versuchsprogramm

Zur Bestimmung der übertragbaren Spannungen (Normal- und Schubspannungen) über die Rissflächen hinweg wurden 18 Push-Off Versuchskörper (Abscherversuche) und 10 Querkraftversuche an Balken mit zentrischer Lasteinleitung konzipiert. Dabei wurden folgende wesentlichen Einflussparameter untersucht: Sieblinie und Druckfestigkeit.

Die Mischungsbezeichnung (z.B. NC300-52.5) beschreibt die Betonart (NC... normal concrete bzw. SCC... self-compacting concrete), die Zementmenge (300 kg/m³) und die Zementgüte (z.B. CEM 52.5) Die Zusammensetzung der Mischungen kann der Tabelle 2.1 entnommen werden. Insgesamt wurden zwei Vergleichsgruppen (Set 1 und Set 2) getestet, wobei Set 2 aufgrund der Ergebnisse aus der ersten Vergleichsgruppe konzipiert wurde.

- Set 1: Bei Mischungen von selbstverdichtendem Beton wird ein höherer Anteil von feinkörnigem Material (Staubkorn + Zement) verwendet um die Fließfähigkeit zu gewährleisten. In der Literatur wurde darauf basierend eine glattere Bruchfläche vermutet [13,14,15,16]. Dieser Effekt wurde durch Variation der feinkörnigen Anteile (NC300-52.5; SSC300_52.5) untersucht. Das führt zu einem anrechenbaren Wasser/Bindemittel-Gehalt von 0,65 (Normalbeton), bzw. 0,43 (selbstverdichtender Beton). Außerdem hat die Druckfestigkeit ebenfalls einen Einfluss auf die Rauigkeit, weshalb eine weitere, von den Mischungsverhältnissen idente Normalbetonmischung mit einer anderen Zementgüte getestet wurde (NC300-42.5)
- Set 2: Bei der Verwendung von hochfesten Betonen oder Leichtbetonen, kann es zum Bruch des einzelnen Kornes kommen, und es werden glattere Rissflächen beobachtet. Das wird sowohl bei anerkannten Modellen für die Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung [58,17], als auch beim Rissverzahnungsmodell laut fib Model Code 2010 [8] berücksichtigt. Deshalb wurden weitere Betonsorten untersucht wobei hier das Verhältnis zwischen Betonstaub und Zement variiert wurde, um unterschiedliche Festigkeiten zu erhalten (SCC270-52.5, SCC340-52.5, SCC380-52.5). Dadurch wurden verschiedene Festigkeitswerte bei gleicher Größe des groben Zuschlags und ähnlicher Größe der Feianteile (Staubkorn + Zement) in der Sieblinie erreicht.

Tabelle 2.1: Betonzusammensetzung und Materialparameter

		Set 1		Set 2			
		NC300-52.5	NC300-42.5	SCC300-52.5	SCC270-52.5		
Rock dust 0/1	[kg]	0.0	0,0	140,0	177,5	171,6	128,4
Sand agg. 0/4	[kg]	989,7	981,2	926,1	938,5	911,2	885,0
Coarse agg. 4/16	[kg]	914,3	936,1	815,3	847,4	811,6	803,8
Cement c	[kg]	305,5	302,6	301,4	269,2	344,9	382,4
Water w	[kg]	181,1	196,5	189,6	200,1	196,5	184,8
Superplasticiser	[kg]	1,2	1,3	2,4	0,8	1,7	4,1
Total	[kg]	2391,8	2417,7	2374,8	2433,5	2437,6	2388,4
w/c	[-]	0,59	0,65	0,43	0,45	0,38	0,36
f_{cm}	[N/mm ²]	47,45	39,36	56,70	42,47	50,96	63,90
$f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	3,24	2,95	3,69	3,04	3,23	3,57
C_f	[-]	0,691	0,812	0,382	0,562	0,500	0,419
(R^2)	[-]	(0,73)	(0,51)	(0,77)	(0,75)	(0,52)	(0,73)

Zuschlagstoff: Da unterschiedliche Hersteller für diese Studie herangezogen wurden, kam es zur Verwendung von zwei unterschiedlichen, für Österreich typischen Zuschlägen.: Gebrochener Dolomit (Kantkorn, Ca-Basis, Druckfestigkeit 80-240 MPa) und Quarzitischer Kies (Rundkorn, SiO_2 -Basis, Druckfestigkeit 125-430 MPa). Beides sind Sedimentgesteine und haben eine ähnliche Festigkeit nach DIN52100-2 [18]. Da die Rauigkeit einer Bruchfläche unabhängig von der Kornform ist (Paulay und Loeber [19]) und das Größtkorn mit 16 mm bei allen Mischungen ident war, kann dieser zusätzliche Einfluss vernachlässigt werden.

Für alle Betonsorten wurden Druckfestigkeitsprüfungen am Würfel (Kantenlänge $a=150$ mm) und am Zylinder (Durchmesser/Höhe $d/h=150/300$ mm), sowie Spaltzugprüfungen am Zylinder durchgeführt, um den Einfluss der Zusammensetzung auf die Festigkeitseigenschaften zu ermitteln (Tabelle 2.1.)

2.3 Push-Off Versuche

2.3.1 Versuchskörper und -aufbau

Die Versuchskörper bestehen aus einem Doppel-L, welches an einer vordefinierten Scherfläche mit Kerbe aneinander verbunden ist (Abbildung 2.2). Die Versuchskörper wurden entlang dieser Scherfläche im Zuge eines Spaltzugtests vorgebrochen. Durch eine externe Rückhaltekonstruktion wurde sichergestellt, dass die Rissweiten beim Spalten gering bleiben und somit das Bruchgefüge nicht beeinflusst wird. Die Rückhaltekonstruktion besteht aus zwei ausgesteiften Stahlplattten, welche durch vier Gewindestangen miteinander verbunden und mit Muttern verschraubt sind. Um eine satte Auflagefläche der Rückhaltkonstruktion am Versuchskörper zu gewährleisten, wurde eine Schicht aus schnellerhärtendem Zementmörtel ausgeführt. Nach dem Spaltvorgang konnte der Probekörper entlang der vordefinierten Scherfläche abgeschert werden.

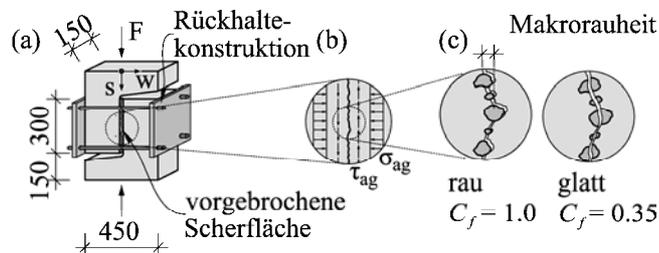


Abbildung 2.2: Bewehrungs- und Spanngliedführung für die untersuchten Spannbetonträger.

Je Betonmischung wurden 3 Versuche mit verschiedener Quersteifigkeit der Rückhaltekonstruktion durchgeführt. Die Manipulation der Steifigkeit erfolgte durch Tellerfedern. Damit konnte die Abhängigkeit des Abscherungsverhaltens von verschiedenen Querdrücken untersucht werden. Während des Versuchsvorgangs wurde die Risskinematik der Scherfuge, bestehend aus der Öffnung w (Verformung quer zu Scherfuge) und Gleitung s (Verformung entlang der Scherfuge) durch induktive Wegaufnehmer und einem photogrammetrischen Messsystem dokumentiert. Die aufgebrachte Kraft F wurde durch Kraftmessdosen und die Querbelastung wurde über Dehnungsmessungen von Dehnmessstreifen, welche an den Gewindestangen der Rückhaltekonstruktion appliziert waren, bestimmt.

2.3.2 Modellbildung

Zur Ermittlung der übertragbaren Spannungen in Abhängigkeit von der Risskinematik wurden vorab mehrere Modelle aus der Literatur (Walraven [40], Gambarova [20], Li [21], , Model Code [8]) mit den in den Versuchsergebnissen verglichen und letztlich das Modell nach fib Model Code 2010 als am besten geeignetes Modell verwendet (Gleichung 2.1). Dieses hat seinen Ursprung in der Dissertation von Prof. Joost C. Walraven [40] und stellt eine linearisierte, in der Anwendung sehr praktikable Variante dar. Der darin enthaltene Wert C_f erlaubt die Berücksichtigung des Anteils von gebrochenen Körnern.

$$\begin{aligned}\sigma_{ag} &= C_f \cdot \left\{ -0.06 \cdot f_c + \left[1.35 \cdot w^{-0.63} + (0.242 \cdot w^{-0.55} - 0.19) \cdot f_c \right] \cdot s \right\} \\ \tau_{ag} &= C_f \cdot \left\{ -0.04 \cdot f_c + \left[1.8 \cdot w^{-0.8} + (0.292 \cdot w^{-0.7} - 0.25) \cdot f_c \right] \cdot s \right\}\end{aligned}\tag{2.1}$$

Dabei ist:

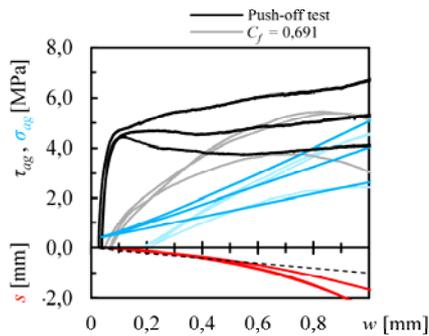
- σ_{ag} Normalspannung in der Scherfläche [MPa]
- τ_{ag} Schubspannung in der Scherfläche [MPa]
- C_f Anteil der gebrochenen Körner (0,3 vollständiger Kornbruch; 1,0 kein Kornbruch)
- f_c Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MPa]
- w Rissöffnung [mm]
- s Rissgleitung [mm]

2.3.3 Ergebnisse

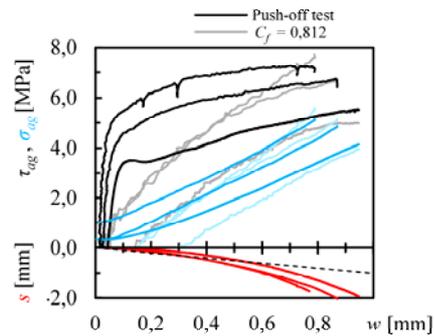
Alle Versuchskörper wurden bis zum Auftreten einer Gleitung s von 2,0 mm belastet, was korrespondierenden Rissöffnungen w von etwa 1,0 mm Breite entspricht (Abbildung 2.3). Eine anschließende Laststeigerung wäre bei einem Großteil der Proben möglich gewesen, mit Ausnahme zweier Versuchskörper, bei denen Abplatzungen am Lasteinleitungspunkt auftraten. Die Öffnung und das Gleiten waren über die gesamte Länge der Scherebene und

auch auf beiden Seiten der Proben konstant (redundante Messung mit Wegaufnehmern und photogrammetrischen Messsystem). Die vier Größen Rissöffnung w , Gleitung s , Normalspannung σ_{ag} und Schubkraft τ_{ag} konnten in den Experimenten an vordefinierten Bruchflächen für verschiedene Betonsorten aufgezeichnet werden. Da diese vier Größen alle miteinander verknüpft sind, fällt der Vergleich der Betonsorten anhand der nicht aufbereiteten Versuchskurven schwer.

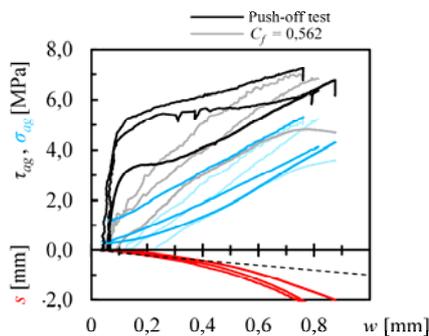
NC300-52.5



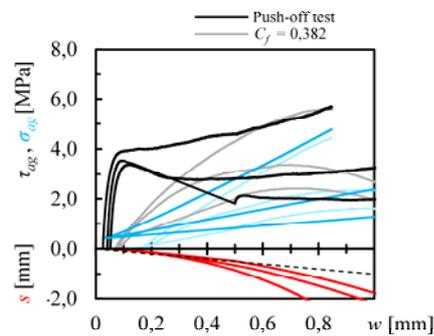
NC300-42.5



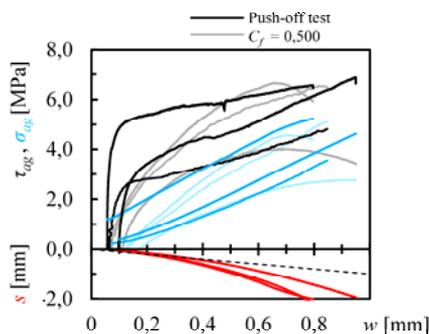
SCC270-52.5



SCC300-52.5



SCC340-52.5



SCC380-52.5

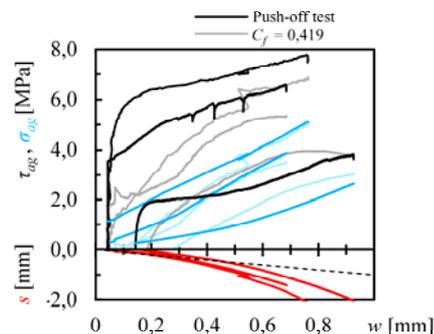


Abbildung 2.3: Versuchsergebnisse und Nachrechnung mit dem angedachten Modell

Die verfügbaren Werte von Gleitung s , Schubspannung τ_{ag} und Normalspannung σ_{ag} , die bei definierten Rissbreiten w (0,10, 0,15, ..., 1,00 mm) erhalten wurden, wurden in einer Regressionsanalyse zur Bestimmung des C_f -Faktors aus Gleichung 2.1 verwendet (Tabelle 2.1). Das ermöglicht einen Vergleich der Betonsorten in Abhängigkeit der Versuchsparameter (Abschnitt 2.3.4; Abbildung 2.4).

2.3.4 Analyse

Bei Betrachtung der Versuchskurven (Abbildung 2.3) wird das Potential des Modells (Gleichung 2.1) offensichtlich. Die Diskrepanz zwischen den gemessenen und den vorhergesagten Schubspannungswerten τ_{ag} zu Beginn der Tests kann auf die Vorspannung der vorgebrochenen Scherfläche zurückgeführt werden. Diese anfängliche Rückhaltekraft muss überwunden werden, damit sich der Riss öffnet und den Gleitvorgang startet. Die laterale Steifigkeit der Rückhaltekonstruktion beeinflusst die anschließend auftretende Rissöffnung und das Gleiten. Daher ist es mit diesem Testaufbau nicht möglich, die Vorhersagen des Walraven-Modells für niedrige Rissbreiten zu bestätigen. Bei größeren Rissbreiten ($w > 0,4$ mm) ist der Einfluss des genannten Startprozesses auf die Spannungen und Kinetiken weniger ausgeprägt und die Vorhersagen des Modells stimmen sehr gut mit den Testergebnissen überein (Abbildung 2.3). Daher wurde die erste Formel von Gleichung 2.1 verwendet, um die Eignung der C_f -Faktoren als Rauheitsindikatoren mit der R^2 -Methode zu bewerten (Tabelle 2.1).

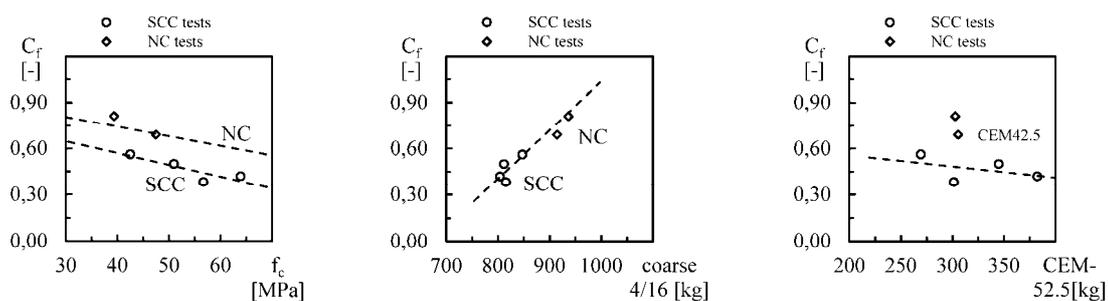


Abbildung 2.4: Faktor C_f in Abhängigkeit der Versuchsparameter Druckfestigkeit f_c , Masse der Gesteinskörnung 4/16 und Zementgehalt

Die variierten Parameter (Druckfestigkeit f_c , Masse der Gesteinskörnung 4/16 und Zementgehalt) können nun in Abhängigkeit vom ermittelten C_f -Wert analysiert werden (Abbildung 2.4). Folgende Schlüsse können aufgrund der getätigten Auswertungen gezogen werden:

- Eine Bewertung über das Rissverzahnungspotential aufgrund der C_f -Werte auf Basis einer Regressionsanalyse der Push-off Testdaten ist möglich
- Die für die SCC-Mischungen erhaltenen C_f -Werte liegen in der Regel unter denen für NC-Mischungen, auch für Sorten mit etwa gleicher Betonfestigkeit.
- Die ermittelten C_f -Werte korrelieren mit dem Anteil der groben Gesteinskörnung (GK 4/16).
- Der Zementgehalt zeigt eine geringfügige Tendenz, dass mit steigendem Zementgehalt die Bruchflächen glatter werden.

2.4 Querkraftversuche

Die Anwendbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse aus den Scherversuchen auf reale Träger wurde überprüft. Hierzu wurden, parallel zu den Push-off Testkörpern, zehn Versuchsbalken mit den gleichen Mischungen betoniert (jeweils ein Versuchskörper je Normalbetonmischung und zwei Träger je SCC-Mischung) und anschließend Querkraftversuche durchgeführt.

2.4.1 Versuchskörper und –aufbau

Alle Versuchskörper wurden als 3,1 m lange Träger mit identen Querschnittsabmessungen ($h/b_w = 500/150$ mm) ausgeführt. Sie wurden mit einer Punktlast in der Mitte der Spannweite (2,8 m) belastet, was eine Schubschlankheit a/d (Lastabstand a relativ zur statischen Nutzhöhe d) von 3,04 ergibt (Abbildung 2.5). Der Längsbewehrungsgrad $\rho_{l,w}$ betrug circa 1,2% für alle Balken.

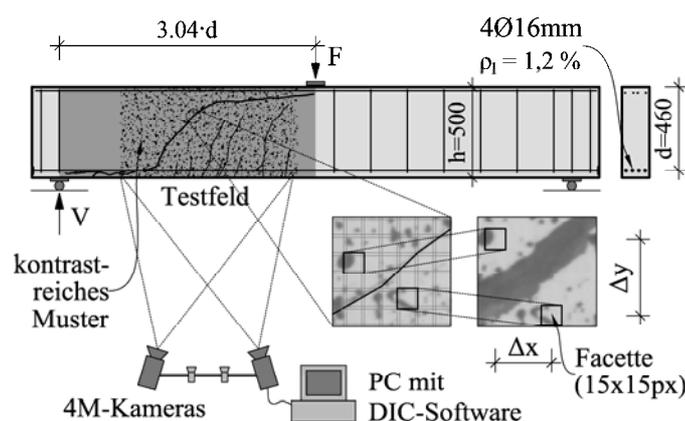


Abbildung 2.5: Versuchskörper, Versuchsaufbau und photogrammetrisches Messkonzept der Querkraftversuche

Nur eine Hälfte jedes Balkens enthielt Bügelbewehrung, um sicherzustellen, dass das Versagen in der unbewehrten Hälfte auftritt. Diese Strategie ermöglichte den effizienten Einsatz

des von der GOM GmbH (Braunschweig, Deutschland) entwickelten photogrammetrischen Systems ARAMIS. Das System besteht aus einer Software für digitale Bildkorrelation (DIC... digital image correlation) und zwei Kameras mit einer Auflösung von vier Megapixel (2352/1728 Pixel) und einer maximalen Aufzeichnungsrate von 60 Hz. Die Software verfolgt die Bewegungen von Pixelgruppen (Facetten) durch Bildvergleiche mit den zuvor aufgezzeichneten Bildern (Prinzip in Abbildung 2.5 und [33]) Damit war es möglich die Risskinematik im Schubfeld (Rissöffnung w und Rissgleitung s entlang des kritischen Schubrisses) während der gesamten Versuchszeit zu dokumentieren und auszuwerten. Die aufgebrachten Kräfte und Durchbiegungen wurden mit konventionellen Messtechniken wie Kraftmessdosen und induktiven Wegaufnehmern bestimmt (Abbildung 2.5)

2.4.2 Ergebnisse

Alle Träger konnten bis zu einem Querkraftversagen belastet werden. Das Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (V_{cr}) und einer vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet. Die Öffnung des Schubrisses erfolgte unmittelbar nach Erreichen der Maximallast ($V_{max} \approx V_{cr}$). Nur bei einem Versuchsbalken (SCC340-52.5-B1) konnte die Last anschließend noch gesteigert werden ($V_{max} > V_{cr}$). Trotz der selben Querschnittsgeometrie und Betonsorte zeigten die Vergleichsversuche (B1 bzw. B2) zum Teil große Unterschiede in den Traglasten (Tabelle 2.7). Dieser Umstand ist auf die unterschiedliche Rissgeometrie zurückzuführen. Des Weiteren wird der Einfluss der Betonmischungen durch die Streuung der Versuchsergebnisse (CoV von 14% bei Evaluierung für die modifizierte Schubtragfähigkeit $V_{max}/(b_w \cdot d \cdot f_c^{0,5})$) trotz ähnlicher Festigkeiten wiedergespiegelt.

Tabelle 2.2: Versuchsergebnisse und Evaluierung mit Modellen nach EC2 [3], MC10 [8], CSCT [17]

Mischung	Test	V_{max} [kN]	$V_{max}/(b_w \cdot d \cdot f_c^{0,5})$	$V_{max}/V_{R,EC2}$	$V_{max}/V_{R,MC10}$	$V_{max}/V_{R,CSCT}$
NC300-52.5	B1	83,01	0,175	1,06	1,12	1,05
NC300-42.5	B1	76,35	0,176	1,03	1,10	1,02
SCC300-52.5	B1	71,39	0,137	0,86	0,91	0,85
	B2	82,84	0,159	0,99	1,06	0,99
SCC270-52.5	B1	81,78	0,182	1,08	1,15	1,07
	B2	71,12	0,158	0,94	1,00	0,93
SCC340-52.5	B1	75,56	0,153	0,94	1,00	0,93
	(V_{cr})	(69,92)	(0,142)	(0,87)	(0,92)	(0,86)
	B2	56,87	0,115	0,71	0,75	0,70
SCC380-52.5	B1	72,61	0,132	0,84	0,89	1,08
	B2	85,87	0,156	0,99	1,05	1,28
		Mean:	0,154	0,94	1,00	0,99
		CoV:	14 %	12 %	12 %	15 %

Die Risskinematik des zum Versagen führenden Schubrisses wurde während der gesamten Testprozedur aufgezeichnet (Abbildung 2.6). Bei fast allen Versuchskörpern zeigt sich eine beträchtliche Zunahme der Kinematik nach Erreichen der Maximallast V_{max} . Im Versuchsträger wird dahingehend eine Spannungsumlagerung vermutet.

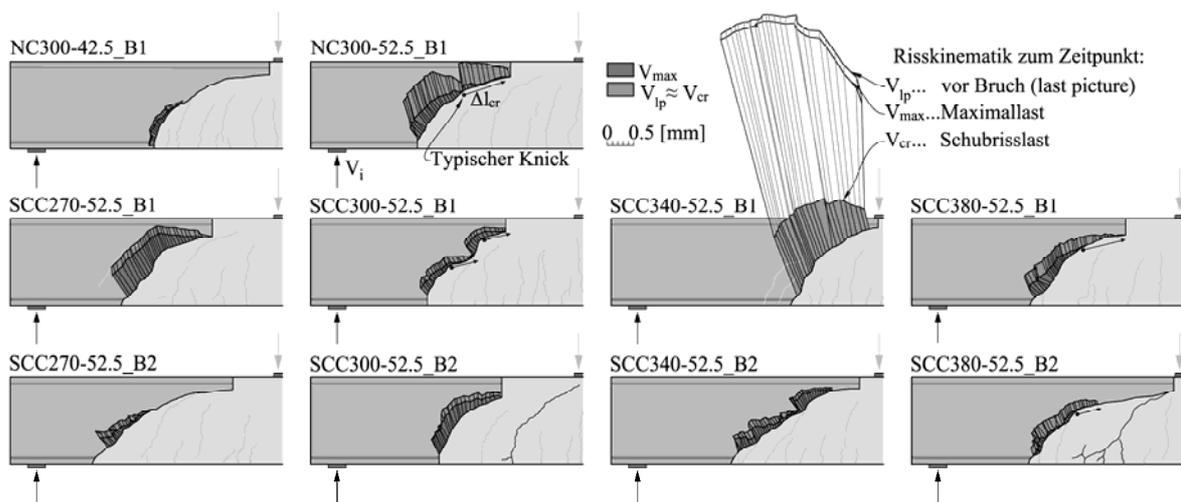


Abbildung 2.6: Festgestellte Risskinematik zu verschiedenen Zeitpunkten

Die Proben SCC270-52.5_B2, SCC300-52.5_B1, SCC340-52.5_B2 und SCC380-52.5_B1 zeigten niedrigere Tragfähigkeiten als ihre Vergleichskörper (Tabelle 2.7), was durch den Vergleich der Rissbilder in Abbildung 2.6 erklärt werden kann. Es ist ersichtlich, dass der kritische Schubriss des Balkens SCC270-52.5_B2 flacher ist als der der Probe SCC270-52.5_B1 (das gleiche gilt für die Proben aus der Mischung SCC340-52.5). Vermutlich trat im flachen Riss eine kleinere Rissverzahnung auf als im steileren Riss (siehe auch [33]). In den Proben SCC340_52.5_B1, SCC300-52.5_B2 und SCC380-52.5_B2 bildeten sich lange Zeit vor dem Versagen Schubrisse (steile Risse in Verbindung mit Dübelrissen in der Nähe der Längsbewehrung) in der Nähe des Lasteinleitungspunkts. Trotzdem versagten die beiden letztgenannten Proben aufgrund eines zweiten Scherrisses, der sich an einer anderen Stelle geöffnet hatte (Abbildung 2.6). Daher wurde die theoretisch vorgestellte geneigte Druckstrebe nicht durch den ersten Scherriss gekreuzt (wie in [17] diskutiert) und die Proben zeigten eine erhöhte Tragfähigkeit im Vergleich zu ihren Vergleichskörpern (SSC340_52.5_B2, SCC300-52.5_B1 und SCC380-52.5_B1). Die Dübelrisse, die sich an der Stelle der ersten Scherrisse entwickelten, deuten darauf hin, dass die Dübelwirkung (z. B. Baumann und Rüsç [39]) eine wichtige Rolle bei der Entwicklung der Querkraftkapazität in diesen Trägern spielt.

2.4.3 Verifikation des Rissreibungsmodells

Die gemessene Risskinematik (w und s) des kritischen Schubrisses kann nun herangezogen werden und die Anteile des Querkraftwiderstands aus Rissverzahnung mit dem adaptierten Modell (ermittelte C_r -Werte in Gleichung 2.1) berechnet werden (Abbildung 2.7). Dabei wurde dieselbe Vorgehensweise wie in [33] angewendet.

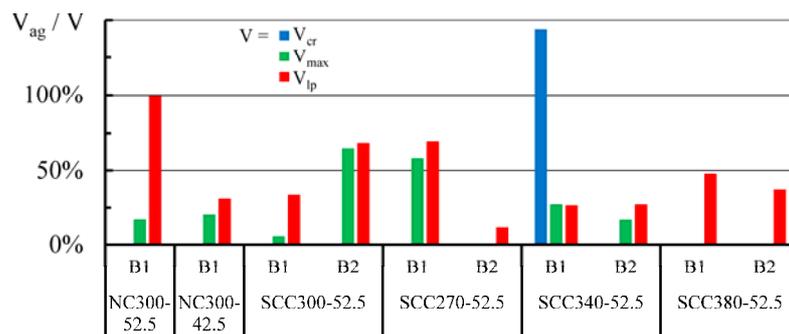


Abbildung 2.7: Anteil der Rissreibung V_{ag} am Querkraftwiderstand V zu verschiedenen Zeitpunkten

Zwei verschiedene Laststufen wurden ausgewertet. Die Risskinematik bei maximaler Belastung (V_{max}) und unmittelbar vor dem Versagen (V_{ip} ... letztes Bild vor Bruch), wurde berücksichtigt. Es scheint, dass der Beitrag V_{ag} stark von den Rissbildern abhängt, da sogar idente Versuchskörper (z.B. SCC300-52.5-B1 und SCC300-52.5-B2) unterschiedliche Rissbilder und damit unterschiedliche Querkraftwiderstände aufweisen.

Bei Versuchskörpern, die einen einzigen kritischen Schubriss aufweisen (schräge Fortpflanzung eines einzelnen Biegerisses), wird bei einer Bruchlast V_{ip} über 50% der Querkraft durch eine Rissverzahnung übertragen (NC300-52.5_B1, SCC300-52.5_B2, SCC270-52.5_B1, SCC340_B1 (V_{cr})). und SCC380-52.5_B1). Bei Proben, bei denen sich mehrere Risse bei Versagen verbinden, funktioniert diese Auswertung nicht so treffend (in dieser Testreihe gilt dies für die Proben NC300_42.5_B1, SCC300-52.5_B1, SCC270_52.5_B2, SCC340-52.5_B2 und SCC380-52.5_B2), da nur etwa 25% der Querkrafttragfähigkeit auf die Rissverzahnung im kritischen Schubriss zurückgeführt werden kann (Abbildung 2.7). Es scheint, dass bei einigen Proben erst nach Erreichen der maximalen Last die Risskinematik signifikant genug ist, um relevante Spannungen aus Rissverzahnung zu verursachen (z. B. in NC300 52.5_B1, SCC300_52.5_B1, SSC380-52.5_B1 und SSC380-52.5_B2). Betrachtet man die Rissbilder (V_{max} Abbildung 2.6), so zeigt sich, dass die Risse in diesen

Proben nicht ihren charakteristischen Knick entwickelt haben, der den Beginn des flachen Teils des Risses nahe dem Lasteinleitungspunkt anzeigt (Δl_{cr} in Abbildung 2.6) und daher trat in dieser Belastungsstufe keine Gleitung im Schubriss auf. Die Bildung dieses flachen Teils des Risses hängt stark vom Spannungszustand in der ungerissenen Kompressionszone und von der Zugfestigkeit des Betons ab [17]. Es kennzeichnet eine Umverteilung der inneren Kräfte, da die Gleitung ermöglicht, die Rissverzahnung im steilen Teil des Risses einzuleiten. Der experimentell beobachtete Anstieg des Beitrags der Rissverzahnung zum Querkraftwiderstand zwischen den beiden oben genannten Stufen (bei V_{max} und V_{lp}) legt nahe, dass diese Theorie korrekt ist (Abbildung 2.6).

3 GROSSMASSSTÄBLICHE QUERKRAFTVERSUCHE AN MEHRFELDRIGEN SPANNBETONTRÄGERN

3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel behandelt die Planung, Durchführung und Auswertung der großmaßstäblichen Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung (AP4 und 5).

3.2 Versuchsträger

3.2.1 Versuchsparameter

Die durchgeführten Versuche sollen die Schnittgrößenkonfiguration im Bereich neben der Innenstütze (1.Querkraftversuch) sowie neben dem Endauflager (2.Querkraftversuch) von tatsächlichen Brückentragwerken realistisch abbilden. Die gewählten Untersuchungsparameter in dieser Serie waren:

- Grad der Querkraftbewehrung ρ_w
- Querschnittsform (T- oder I-Querschnitt)
- mittlere Betonspannung im Testfeld aufgrund der Vorspannung σ_{cp}
- Schubschlankheit (Verhältnis des Biegemoments M_{max} und der Querkraft V_{max} an der Innenstütze bezogen auf die Trägerhöhe h)
- Unterschied zwischen punktueller und gleichmäßiger Belastung

Die untersuchten Versuchsparameter sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Der Grad der Querkraftbewehrung wurde im Bereich der empfohlenen Mindestbewehrungsgrads $\rho_{w,min}$ nach Eurocode 2 [3] variiert, da vor allem Brücken mit geringer Querkraftbewehrung das zuvor erläuterte rechnerische Defizit in der Querkrafttragfähigkeit in der Nachrechnung aufweisen. Für die vorliegenden Materialfestigkeiten (siehe Abschnitt 3.2.3) liegt dieser zwischen 0,10 und 0,13 %. Zusätzlich wurde noch ein Träger ohne Querkraftbewehrung (PC4.5T000) getestet, um die Wirksamkeit einer geringen Querkraftbewehrung experimentell zu bestimmen. Der Einfluss eines zusätzlichen Druckgurts im Bereich der Innenstütze, wie es bei einer Hohlkastenbrücke der Fall wäre, wird anhand von zwei Trägern mit I-Querschnitten untersucht. Um den Einfluss einer zum Beispiel aus großen Spannkraftverlusten bedingten geringeren Vorspannkraft zu untersuchen, wurden zwei Träger mit einem geringeren Vorspanngrad bei gleicher Spannstahtfläche untersucht ($\sigma_{cp} = 2,0 \text{ N/mm}^2$), während bei den restlichen Versuchsträgern eine planmäßige mittlere Druckspannung von $4,5 \text{ N/mm}^2$ im Testfeld aufgebracht wurde. Die Untersuchung verschiedener Schubschlankheiten $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$ von 3,0 bzw. 4,0 wurde über den Versuchsaufbau bewerkstelligt. Nähere Details enthält Abschnitt 3.3.

Tabelle 3.1: Untersuchte Einflussparameter

Versuch	σ_{cp} [N/mm ²]	Quer- schnitts- form	ρ_w [%]	$\rho_w \cdot f_{yw}$ [N/mm ²]	$M_{max}/(V_{max} \cdot h)$ [-]
Versuche an der Innenstütze					
PC4.5T000	4,55	T	0,000	0,00	2,94
PC4.5T074	4,53	T	0,074	0,49	2,94
PC4.5T168	4,52	T	0,168	0,86	2,97
PC2.0T074	2,10	T	0,074	0,49	2,96
PC2.0T168	2,00	T	0,168	0,86	2,96
PC4.5I074	4,53	I	0,074	0,49	2,95
PC4.5I168	4,51	I	0,168	0,86	2,96
PC4.5T074-2	4,33	T	0,074	0,49	4,09
Versuche am Endauflager					
PC4.5T000e	4,34	T	0,000	0,00	3,65
PC4.5T074e	4,32	T	0,074	0,49	3,65
PC4.5T168e	4,38	T	0,168	0,86	3,65
PC2.0T074e	2,04	T	0,074	0,49	3,65
PC2.0T168e	1,91	T	0,168	0,86	3,65
PC4.5I074e	4,34	I	0,074	0,49	3,65
PC4.5I168e	4,34	I	0,168	0,86	3,65
PC4.5T074-2e	4,32	T	0,074	0,49	3,03

3.2.2 Abmessungen, Bewehrungs- und Spanngliedführung

Die Versuchsträger wurden einer vorgespannten Mehrfeldbrücke im Maßstab 1:2 nachempfunden. Das Bewehrungskonzept, die Querschnitte und die Spanngliedführung sind in Abbildung 3.1 ersichtlich. Die Bewehrungs-, Schalungs- sowie Kabelpläne jedes einzelnen Versuchskörpers sind im ANHANG A dargestellt. Im Testfeld betrug die Trägerhöhe 750 mm und die Stegbreite 225 mm. Alle Träger hatten einen 750 mm breiten und 125 mm hohen Flansch an der Oberseite. Die I-Träger besaßen einen zusätzlichen Flansch mit einer Höhe von 125 mm und einer Breite von 550 mm an der Unterseite des Trägers. Die Träger waren 14,0 m lang und die Breite am Kragarm wurde auf 350 mm aufgeweitet, um ein vorzeitiges Druckstrebenversagen zu verhindern. Die schlaife Längsbewehrung wurde ebenfalls ausreichend dimensioniert, um ein vorzeitiges Fließen der Bewehrung auszuschließen. Diese bestand aus Ø26 mm bzw. Ø20 mm Bewehrungsstäben. Der Abstand der geschlossenen Bügel im Testfeld war mit 150 mm bei allen Trägern ident. Um bei den Versuchen am Endauflager ein Verankerungsversagen der Längsbewehrung auszuschließen, wurde

ein Querstab $\varnothing 26$ mm angeschweißt. Die Betondeckung betrug für die untersuchten Balken für alle Betonoberflächen 20 mm.

Die Spanngliedführung wurde entsprechend der Versuchsbelastung geführt. Im jeweiligen Versuchsfeld wurde eine konstante Neigung des Spannglieds α_p von 5° gewählt. Das Spannglied bestand aus sieben Litzen (mit je 7 Drähten) mit je einer Querschnittsfläche von 150 mm^2 . Dadurch ergab sich die gesamte Spannstahtfläche A_p zu 1050 mm^2 . Das Spannglied wurde in einem gerippten Metallhüllrohr ($\varnothing_i/\varnothing_a = 55/62 \text{ mm}$) verlegt und nach dem Vorspannen (siehe Abschnitt 3.2.3) verpresst.

3.2.3 Materialkennwerte und Vorspannkräfte

Die Materialparameter des Betons und des verwendeten Bewehrungs- und Spannstahts wurden anhand umfangreicher Laboruntersuchungen bestimmt. Die Bestimmung der Materialkennwerte des Betons wurden an der TU Wien (Labor des Instituts für Tragkonstruktionen) und an der Technischen Universität Brunn durchgeführt. Die Zugversuche an den Bewehrungsstäben mit kleinen Durchmessern (Bügelbewehrung) wurde von der Schweiß-technischen Zentralanstalt (SZA) durchgeführt. Die Längsbewehrung ($\varnothing 20/\varnothing 26$) wurde von der TÜV AUSTRIA TVFA Prüf- und Forschungs GmbH getestet. Die Materialkennwerte des Spannstahts wurden dem Prüfprotokoll der voestalpine AG entnommen.

Die Träger wurden mit einem selbstverdichtenden Beton (SCC) hergestellt. Ein Kubikmeter Beton besteht gemäß Mischprotokoll aus ca. 1831 kg Gesteinskörnung (100 kg Gesteinsmehl, 871 kg Sand (0-4 mm), 424 kg Feinkies (4-8 mm), 436 kg Grobkies (8-16 mm)), 121 kg Mischwasser (186 kg bei Berücksichtigung des Feuchtegehalts der Gesteinskörnung), 399 kg Zement (CEM I 52,5 R), 3 kg Verflüssiger und 1 kg Luftporenbildner. Die Druckfestigkeit f_c , die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, sowie der Elastizitätsmodul E_c wurde an der TU Wien jeweils an drei zylindrischen Testkörpern ($\varnothing/h = 150/300 \text{ mm}$) gemäß der ONR 23303 [30] ermittelt. Darüber hinaus wurde die Würfeldruckfestigkeit an jeweils 3 Würfeln ($a = 150 \text{ mm}$) erfasst. Die Bruchenergie G_F bzw. das Elastizitätsmodul wurde an der TU Brunn an drei Prismen ($h/b/l = 100/100/400 \text{ mm}$) mit einer nachträglich eingeschlitzten Kerbe (Tiefe im Mittel 33 mm, Breite zwischen 2,4 und 3,1 mm) bestimmt. Die Spannweite betrug im Dreipunktbiegeversuch 300 mm. An den Bruchstücken wurde dann noch an zugeschnittenen Würfeln (100/100 mm) die Druckfestigkeit sowie die Spaltzugfestigkeit bestimmt. An dieser Stelle werden lediglich die Materialkennwerte, welche an der TU Wien bestimmt wurden, sowie die Bruchenergie in Tabelle 3.2 zusammengefasst. Die weiteren Ergebnisse können dem Bericht im ANHANG B entnehmen. Die Bestimmung der Materialkennwerte des Betons erfolgte stets im Anschluss an den jeweiligen Versuch.

Tabelle 3.2: Materialeigenschaften des Betons am Versuchstag

Versuch	f_c [N/mm ²]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	G_F [N/m]
PC4.5T000/PC4.5T000e	69,5	77,0	4,5	34351	154,3
PC4.5T074/PC4.5T074e	68,7	76,5	4,4	34123	131,9
PC4.5T168/PC4.5T168e	69,3	76,6	4,5	32927	136,8
PC2.0T074/PC2.0T074e	66,6	77,5	4,5	32667	116,2
PC2.0T168/PC2.0T168e	64,9	72,4	4,5	34460	165,2
PC4.5I074/PC4.5I074e	68,7	76,5	4,4	34123	131,9
PC4.5I168/PC4.5I168e	69,5	77,0	4,5	34351	154,3
PC4.5T074-2/PC4.5T074-2e	74,2	82,6	4,5	36895	148,3

Die Materialkennwerte der Bewehrung sowie des Spannstahls sind in Tabelle 3.3 aufgelistet.

Tabelle 3.3: Materialeigenschaften der Bewehrung und des Spannstahls

Stahl	Art	\varnothing [mm]	$f_{y,0.1}$ [N/mm ²]	$f_y; f_{y,0.2}$ [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	A_{gt} [%]
Bügel	kalt verformt	4	-	651	691	
Bügel	kalt verformt	6	-	511	588	
Längsbewehrung	warm gewalzt	20	-	598	686	
Längsbewehrung	warm gewalzt	26	-	562	657	
Spannstahl	kalt verformt	15,7	1750	1781	1908	

Da ein Litzenspannverfahren (VSL E30, 6-7) zur Anwendung kam, wurde mittels Keilen verankert. Da der beim Absetzen der einseitig aufgebrauchten Vorspannkraft auftretende Keilschlupf gerade bei kurzen Balken einen erheblichen Spannkraftverlust zur Folge hat, wurden die Spannglieder vorverkeilt und somit die Verluste infolge Keileinzug auf ein Minimum reduziert. Die tatsächlich vorhandene Vorspannkraft am Spannanker wurde nach dem Verkeilen mit Hilfe eines anschließenden Abhebetests bestimmt. Die Verluste durch Reibung wurden mit den Formeln nach Eurocode 2 berechnet. Die zeitabhängigen Spannkraftverluste konnten durch Deformetermessungen an der Betonoberfläche rückgerechnet werden. Der Spannanker befand sich bei allen Versuchskörper an der Seite mit dem verbreiterten Steg (Kragarm im ersten Versuch, siehe Abbildung 3.2a). Die Vorspannkraften in der Mitte des jeweiligen Versuchsfeldes am Versuchstag P_{test} sind in Tabelle 3.4 angegeben.

3.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Weitgespannte mehrfeldrige Brückentragwerke werden in der Regel vorwiegend durch Gleichlasten (Eigengewicht) belastet, wodurch sich jedoch ein linear abfallender Verlauf der Querkraft in Richtung des Momentennullpunktes ($\sim 0,21 \cdot l$ vom Auflager entfernt) ergibt. Die Höhe der Querkraft beträgt an dieser Stelle lediglich $\sim 60\%$ von jener an der Stütze. Zur Gewährleistung eines realitätsnahen Querkraftverlaufs, wurde im ersten Querkraftversuch das Testfeld durch eine Gleichlast belastet (siehe Abbildung 3.2a bzw. Titelbild). Realisiert wurde diese durch vier Paare von Hohlkolbenpressen (Druckkraft je 30 t; Kolbenfläche $46,6 \text{ cm}^2$) sowie einer Auswechselkonstruktion, welche die Last auf 16 Punktlasten im Testfeld verteilte. Im restlichen Feldbereich (Länge $l = 10,72 \text{ m}$) wurden Pressenpaare (45 t ; $84,8 \text{ cm}^2$) im doppelten Abstand der anderen Pressen angeordnet, wodurch ein zur Gleichlast äquivalenter, abgetreppter Verlauf resultiert (siehe Abbildung 3.3a).

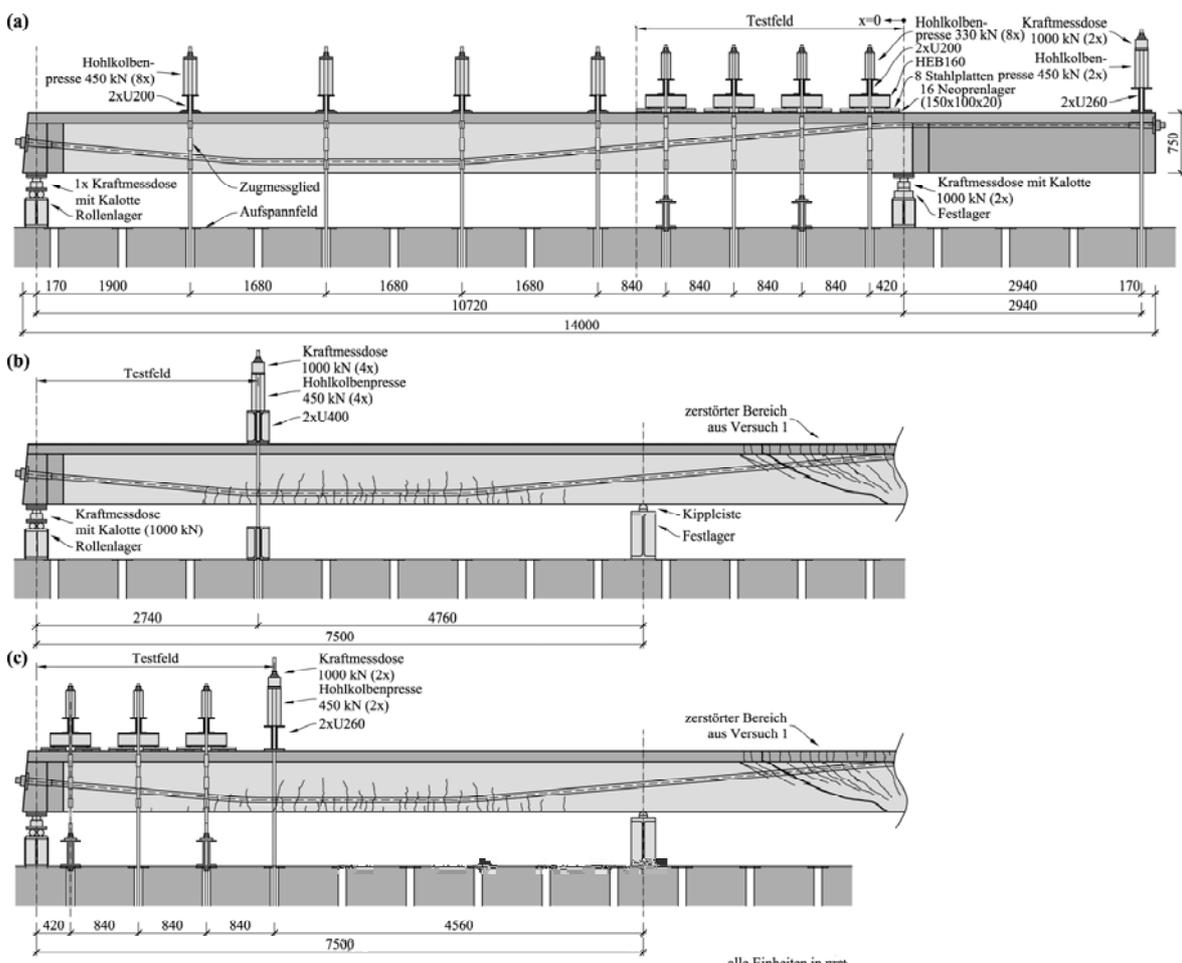


Abbildung 3.2: Versuchsaufbau: (a) Querkraftversuche unter Gleichlast an der Innenstütze; (b) Querkraftversuche unter Punktlast am Endauflager; (c) Querkraftversuche unter Gleichlast am Endauflager

Ein zusätzliches Pressenpaar mit einem eigenen Regelkreis am Kragarm (Länge $a = 2,94$ m) ermöglichte die Manipulation des Stützmoments und somit der Schubschlankheit $M_{\max}/(V_{\max} \cdot h)$ (Verhältnis des Biegemoments M_{\max} und der Querkraft V_{\max} an der Innenstütze bezogen auf die Trägerhöhe h). In der vorliegenden Versuchsreihe wurde bei sieben Versuchen eine planmäßige Schubschlankheit von 3,0 getestet (siehe Tabelle 3.1). Dies bildet den Schnittgrößenverlauf für ein Innenfeld einer durch Gleichlasten belasteten, mehrfeldrigen Brücke mit einer Schlankheit (Abstand der Momentennullpunkte bezogen auf die Trägerhöhe l/h) von 12,5 ab. Die Schubschlankheit wird umso größer, je schlanker die Brücke konstruiert ist, weshalb ein zusätzlicher Test (PC4.5T074-2) mit einer Schubschlankheit von 4,0 durchgeführt wurde ($l_i/h = 17,0$). Damit werden im Versuchsprogramm übliche Schlankheiten für Innenfelder von typischen Plattenbalkenbrücken nach [31] abgedeckt. Die durch den vorgestellten Versuchsaufbau belasteten Träger entsprechen daher realen mehrfeldrigen Brücken mit einer Trägerhöhe von 1,5 m und Feldlängen von 27 m ($M_{\max}/(V_{\max} \cdot h) = 3,0$), bzw. 36 m ($M_{\max}/(V_{\max} \cdot h) = 4,0$) im Maßstab 1:2.

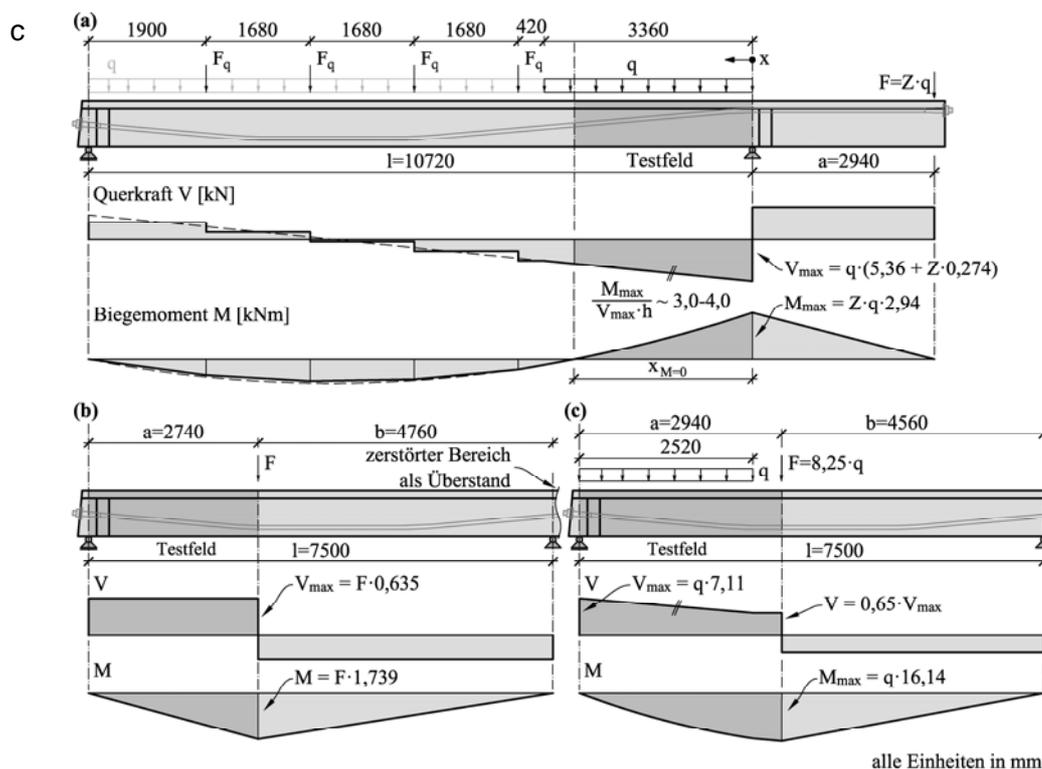


Abbildung 3.3: Schnittgrößenkonfiguration: (a) Querkraftversuche unter Gleichlast an der Innenstütze; (b) Querkraftversuche unter Punktlast am Endauflager; (c) Querkraftversuche unter Gleichlast am Endauflager

Tabelle 3.4: Vorspannkkräfte, Parameter zur Schnittgrößenberechnung und Versuchsergebnisse

Versuche	Versuchsaufbau	P _{test} [kN]	Z [m]	q _{max} [kN/m]	V _{max} ^a [kN]
Versuche an der Innenstütze					
PC4.5T000	Abb. 3.2a	1067	5,11	100,5	679,4
PC4.5T074	Abb. 3.2a	1061	5,05	109,2	736,6
PC4.5T168	Abb. 3.2a	1060	5,12	128,1	866,3
PC2.0T074	Abb. 3.2a	492	5,11	87,8	593,5
PC2.0T168	Abb. 3.2a	468	5,10	109,4	739,2
PC4.5I074	Abb. 3.2a	1247	5,08	114,1	770,4
PC4.5I168	Abb. 3.2a	1239	5,10	137,1	926,3
PC4.5T074-2	Abb. 3.2a	1060	7,45	91,5	676,9
Versuche am Endauflager					
PC4.5T000e	Abb. 3.2b	1018	-	-	450,1
PC4.5T074e	Abb. 3.2b	1013	-	-	573,1
PC4.5T168e	Abb. 3.2b	1027	-	-	659,4
PC2.0T074e	Abb. 3.2b	479	-	-	397,6
PC2.0T168e	Abb. 3.2b	447	-	-	516,6
PC4.5I074e	Abb. 3.2b	1194	-	-	601,5
PC4.5I168e	Abb. 3.2b	1193	-	-	694,4
PC4.5T074-2e	Abb. 3.2c	1014	8,25	88,9	632,3

^a ohne Eigengewicht der Träger

Die beiden Auflager erlaubten eine Rotation, welche über die Kalotte der Kraftmessdosen gewährleistet wurde. Das feste Lager befand sich bei den Versuchen an der Innenstütze, während das Endauflager eine Verschiebung in Trägerlängsrichtung zuließ.

Die notwendigen Parameter zur Berechnung der Schnittgrößen auf Basis des gewählten Versuchsaufbaus können Abbildung 3.3a bzw. Tabelle 3.4 entnommen werden.

Nach der Durchführung des ersten Versuches wurde ein zweiter Belastungstest im Bereich des Endauflagers durchgeführt. Dabei wurden zwei unterschiedliche Versuchsaufbauten mit unterschiedlichen Belastungskonfigurationen verwendet (siehe Abbildung 3.2b und c). Bei sieben der acht Träger wurde ein einfacher Dreipunktbiegeversuch durchgeführt, wobei das zerstörte Testfeld des ersten Versuchs als unbelasteter Kragarm überstand. In den Dreipunktbiegeversuchen wurde eine konzentrierte, exzentrisch angreifende Belastung (aufgebracht durch vier 45 t Hohlkolbenpressen) in einem Abstand von 2,74 m aufgebracht. Daraus resultierte eine Schubschlankheit von 3,65. Im Versuch PC45T074-2e wurde der

Träger hingegen durch eine gleichmäßig verteilte Last (aufgebracht durch drei Paare 33 t Hohlkolbenpressen) belastet (Abbildung 3.2c). Am Ende des Versuchsfeldes wurde eine konzentrierte Last (2x 45 t Hohlkolbenpressen) aufgebracht. Dieses Pressenpaar verfügte über einen eigenen Regelkreis, wodurch derselbe Querkraftgradient der ersten Querkraftversuche im Bereich der Innenstütze erzeugt werden konnte (siehe Abbildung 3.3c). Die Schubslankheit betrug bei diesem Versuch etwa 4 (siehe Tabelle 3.1). Die Auflagerbedingungen wurden vom ersten auf den zweiten Versuch nicht verändert.

3.4 Messkonzept

Das Messkonzept blieb während der gesamten Versuchsreihe unverändert. Zur Analyse des Querkrafttragverhaltens wurde vor allem der Stegbereich im Versuchsfeld messtechnisch erfasst. Im Wesentlichen wurden folgende Größen kontinuierlich aufgezeichnet:

- Redundante Messung der Kräfte am Auflager sowie an der Lasteinleitung mittels Kraftmessdosen bzw. Zugmessgliedern.
- Durchbiegung der Balken mittels induktiver Wegaufnehmer.
- Dehnung in Längsrichtung in der Druck- und Zugzone sowie auf halber Höhe des inneren Hebelarmes mittels induktiver Wegaufnehmer.

Die Belastung wurde in mehreren festgelegten Laststufen kontinuierlich aufgebracht. Die Rissbilder wurden mit Ölkreide in den Haltephasen (je 100 kN Auflagerlast) dokumentiert.

Neben „konventioneller“ Messtechnik wurden im Versuchsfeld auf einer Seite des Steges photogrammetrische Messungen durchgeführt. Nähere Informationen zum photogrammetrischen Messsystem sowie der Auswertemethodik werden in Abschnitt 3.6.1 gegeben.

3.5 Versuchsergebnisse

3.5.1 Versagensursache, Rissbilder

Bei allen Versuchen konnten die Träger bis zum Querkraftversagen belastet werden. Die maximale Querkraft an der Innenstütze V_{\max} (ohne Eigengewicht), sowie die Parameter zur Berechnung der Schnittgrößen können Tabelle 3.4 und Abbildung 3.3 entnommen werden. Abbildung 3.5 zeigt die Rissbilder im Versuchsfeld bei den Versuchen an der Innenstütze nach dem Bruch. Das Versagen war bei allen Trägern mit Querkraftbewehrung durch einen kritischen Biegeschubriss gekennzeichnet (Winkel im Mittel ca. 22°). Unmittelbar vor dem Bruch traten geneigte Risse in der Betondruckzone auf. Diese deuten auf eine Druckbogenwirkung (geneigte Resultierende der Betondruckkraft), welche den Querkraftwiderstand zum Teil wesentlich erhöht (siehe Abschnitt 3.6.1). Der Beitrag der Druckbogenwirkung ist

durch das Erreichen eines kritischen biaxialen Spannungszustands beschränkt und ist daher abhängig vom Normal- und Schubspannungszustand in der ungerissenen Betondruckzone. Bei den Versuchen an der Innenstütze konnte dementsprechend ein Zug- bzw. Druckversagen neben der Auflagerplatte beobachtet werden. Vor dem Bruch kam es zur Verbindung eines Biegerisses (kritischer Biegeschubriss) mit den geneigten Rissen in der Betondruckzone und entsprechend der resultierenden Kinematik sind in weiterer Folge die Bügel gerissen. Bei den Versuchen am Endauflager kam es zu einem Versagen des Druckgurtes neben der Lasteinleitung, wobei die geneigten Risse in der Druckzone unmittelbar vor Bruch nicht beobachtet werden. Dies kann vermutlich auf den breiten Druckflansch im Bereich des Endauflagers zurückgeführt werden. Die Rissbilder zeigen überdies, dass im Bereich der Innenstütze nicht ausschließlich der äußerste Biegeschubriss zum Versagen führt, sondern die Versagensstelle innerhalb der vorgestellten Serie nahezu ident ist.

Der Versuch im Bereich der Innenstütze an dem Träger ohne Bügelbewehrung (PC4.5T000) zeigte ein äußerst sprödes Versagen, bedingt durch einen Schubriss, welcher nicht mit einem Biegeriss verbunden war und erst unmittelbar vor dem Bruch entstanden ist. Die Neigung des Schubrisses war vergleichsweise gering ($\sim 12^\circ$) und hatte seinen Ursprung oberhalb der Auflagerplatte in der Betondruckzone. Beim Versuch am Endauflager unter Punktlast (PC4.5T000e) kündigte sich der Bruch hingegen durch große Rissöffnungen deutlich an.

Abbildung 3.4 zeigt die Querkraft an der Innenstütze (V_{\max}) bezogen auf die Durchbiegung im Testfeld (δ_1) und am Kragarm (δ_2).

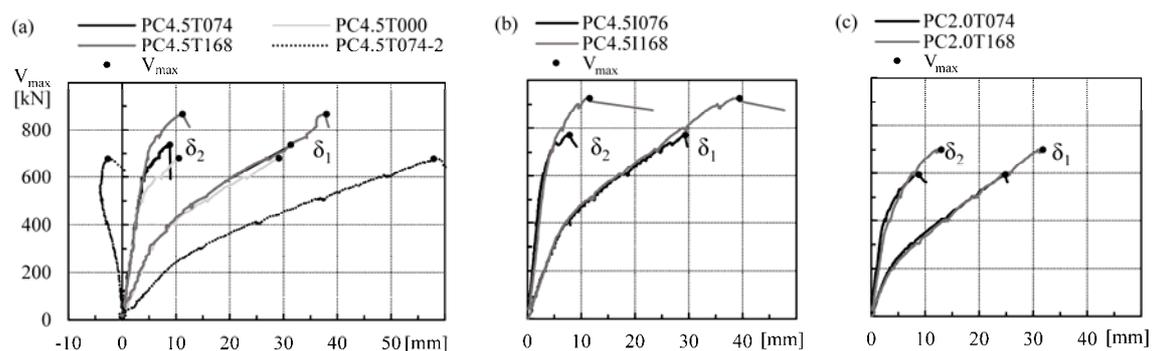


Abbildung 3.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung ermittelt für das Testfeld (δ_1) und den Kragarm (δ_2) für die Versuche an der Innenstütze (a) PC4.5TXXX; (b) PC4.5IXXX; (c) PC2.0TXXX

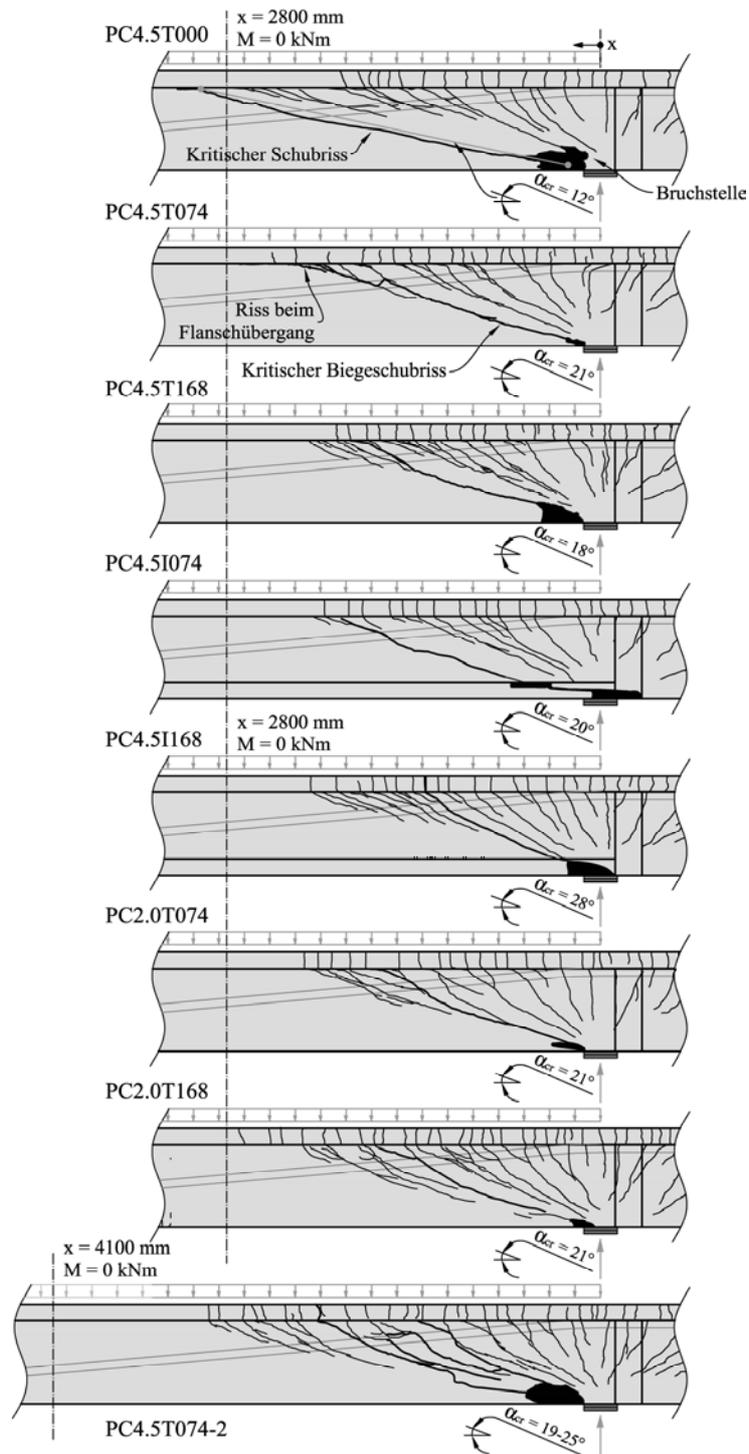


Abbildung 3.5: Rissbilder des ersten Querkraftversuchs mit Testfeld im Bereich der Innenstütze inklusive der Versagensstelle und der gemittelten Neigung des kritischen (Biege-)Schubrisses α_{cr} .

3.5.2 Einfluss der Untersuchungsparameter

Der Vergleich der maximalen Versuchslasten (siehe Tabelle 3.4) bestätigt großteils die aufgrund der untersuchten Parameter erwarteten Tendenzen. Diese lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- In den Versuchen konnte deutlich der positive Effekt auf den Querkraftwiderstand durch die Erhöhung (~Verdoppelung) des Querkraftbewehrungsgrades beobachtet werden. Bei den Versuchen an der Innenstütze erhöhte sich die Querkrafttragfähigkeit im Mittel um 21%, wobei der größte Anstieg bei den Versuchen mit geringer Vorspannkraft verzeichnet werden konnte ($V_{PC2.0T074}:V_{PC2.0T168} = 1,00:1,25$). Die Erhöhung durch das bloße Vorhandensein einer geringen Querkraftbewehrung fiel im Bereich der Innenstütze vergleichsweise gering aus ($V_{PC4.5T000}:V_{PC4.5T074} = 1,00:1,08$). Bei den Versuchen am Endauflager vergrößerte sich der Querkraftwiderstand im Mittel um 24%, wobei auch hier bei den Tests mit $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ die größte Steigerung erzielt werden konnte ($V_{PC2.0T074e}:V_{PC2.0T168e} = 1,00:1,30$). Im Gegensatz zur Innenstütze brachte am Endauflager bereits ein geringer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w von lediglich 0,074 % (PC4.5T074e) eine Erhöhung um 27 % im Vergleich zum Versuch ohne Bügelbewehrung (PC4.5T000e).
- Der zusätzliche Druckflansch ($b_{fc}/h_{fc} = 550/125 \text{ mm}$) im Bereich des Innenauflegers erhöhte den Querkraftwiderstand im Mittel um 6 % ($V_{PC4.5T074}:V_{PC4.5I074} = 1,00:1,05$; $V_{PC4.5T168}:V_{PC4.5I168} = 1,00:1,07$), womit sich im Bereich der Innenstütze nur ein geringer positiver Effekt eines breiteren Druckflansches auf den Querkraftwiderstand ergeben hat. Am Endauflager fungiert die Verbreiterung des Flansches als Zuggurt, womit sich der Effekt im Bereich des Innen- und Endauflagers nicht direkt miteinander vergleichen lässt. Dennoch vergrößerte sich die Querkrafttragfähigkeit am Endauflager bei den Versuchen mit dem I-Querschnitt (PC4.5I074, PC4.5I168) im Vergleich zum T-Querschnitt (PC4.5T074, PC4.5T168) um 5 %.
- Der Grad der Vorspannung ($V_{PC4.5T074}:V_{PC2.0T074} = 1,00:0,81$; $V_{PC4.5T168}:V_{PC2.0T168} = 1,00:0,85$) beeinflusst den Querkraftwiderstand im Bereich der Innenstütze ebenfalls wesentlich, wobei hier die Halbierung der Vorspannkraft (~44 %) einer Verringerung des Querkraftwiderstands von etwa 17 % gleichzusetzen ist. Im Bereich des Endauflagers fällt diese Reduktion in der Schubtragfähigkeit mit 26 % sogar noch deutlicher aus.

- Der negative Einfluss einer höheren Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit am Innenaufleger im Bereich für übliche Schlankheiten von mehrfeldrigen vorge-spannten Plattenbalkenbrücken konnte in der Versuchsreihe ($M_{\max}/(V_{\max} \cdot h) = 3,0$ bzw. 4,0) ebenfalls identifiziert werden ($V_{PC4.5T074}:V_{PC4.5T074-2} = 1,00:0,92$).
- Ein Vergleich zwischen der erzielten Querkrafttragfähigkeit bei Versuchen unter Gleichlast am Innen- und Endaufleger kann den in der Literatur [8] genannten ne-gativen Effekt von großem Biegemoment kombiniert mit großer Querkraft auf den Schubwiderstand nicht bestätigen. Im Gegenteil zeigte sich im Bereich der Innen-stütze eine deutlich höherer Querkraftwiderstand als am Endaufleger ($V_{PC4.5T074-2}:V_{PC4.5T074-2e} = 1,00:0,86$).
- Des Weiteren konnte bei den Versuchen am Endaufleger gezeigt werden, dass der gleichförmig beanspruchte Träger (PC4.5T074-2e) im Gegensatz zu punktuell be-lasteten Träger (PC4.5T074e) eine um 10 % höhere Querkraft am Auflager errei-chen konnte. Vergleicht man jedoch die erzielte Querkraft in der Mitte des Versuch-feldes ergibt sich jedoch eine Reduktion des Querkraftwiderstands um 12 %.

3.6 Diskussion der Versuchsergebnisse

3.6.1 Bestimmung der Querkrafttraganteile auf Basis der gemessenen Risskinematik

3.6.1.1 Photogrammetrisches Messsystem

Im Rahmen dieser Versuchsreihe wurde das Verformungsverhalten im Stegbereich mit Hilfe eines photogrammetrischen Messsystems kontinuierlich aufgezeichnet. Dabei wurde zum einen das Messsystem ARAMIS 4M der Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM) verwendet, welches aus einer Messeinheit (2xKameras) mit LED-Beleuchtung und einer zugehörigen Software besteht. Die Auflösung der Kameras beträgt 2352 x 1728 Pixel (4 Megapixel) mit einer maximalen Aufzeichnungsrate von 60 Hz. Die beiden Kameras, welche eigentlich für eine dreidimensionale Messung angedacht sind, wurden im Zuge dieser Versuchsserie für eine zweidimensionale Aufzeichnung des Verformungsverhaltens verwendet. Des Weiteren kam für die Versuche PC45T074-2 und PC45T074 2e aufgrund des großen Versuchsfelds zusätzlich eine handelsübliche Spiegelreflexkamera (Nikon 5200; 24,1 Megapixel Auflösung) zum Einsatz, um im gesamten Testbereich aufzeichnen zu können. Vor den Messungen wurde ein zufälliges, kontrastreiches schwarzes Muster auf die mit weißer Wandfarbe angestrichene Stegfläche aufgebracht. Die Auswertung der Bilder erfolgte anschließend mit der Software GOM Correlate Professional 2016 [32] auf Basis der

digitalen Bildkorrelation. Die Auswertung der Rissöffnungen und Rissgleitungen wurde mit einer Facettengröße von 15 x 15 Pixel bzw. die Analyse der Dehnungen mit einer Facettengröße von 50 x 50 Pixel durchgeführt. Die Bilderfassungsrate der Kameras wurde bei bestimmten Belastungsschritten geändert. Die Frequenz wurde jedoch vor Bruch auf 1 Hz erhöht.

3.6.1.2 Auswertemethodik und Messung der Risskinematik

3.6.1.3 Auswertemethodik

Auf Grundlage der durchgeführten photogrammetrischen Messungen der Öffnung und des Gleitens der Rissufer des kritischen Biegeschubrisses ist es möglich, den Beitrag verschiedener Querkrafttraganteile zum Querkraftwiderstand zu berechnen. Wie in Studien (Huber et al. [33], Campana et al. [34] und Cavagnis et al. [35]) an Stahlbetonträgern mit und ohne Querkraftbewehrung gezeigt wurden, hängt die Aktivierung der Querkrafttraganteile in erster Linie von der Form des betrachteten Risses ab. Die Form selbst wiederum beeinflusst maßgebend das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten. Die gemessenen Verschiebungen der Rissufer sind als Vektoren (Öffnung w und Gleitung s) in Abbildung 3.7 für verschiedene Laststufen der Versuche an der Innenstütze dargestellt. Dabei wird jeweils eine Seite des durch den kritischen Biegeschubriss bestimmten Freikörper als Festkörper betrachtet.

Das Tragverhalten der einzelnen Querkrafttraganteile wurde von einer Anzahl von Autoren mit Hilfe speziell entwickelter Versuchsapparaturen untersucht [z.B. 39, 40]. Basierend auf den experimentellen Ergebnissen dieser Untersuchungen haben eine Vielzahl von Forschern verschiedenste empirische und mechanische Modelle vorgeschlagen mit welchen die verschiedenen Querkrafttraganteile beschrieben werden können. Einige Querkrafttraganteile können einfach unter Verwendung bekannter konstitutiver Gesetze charakterisiert werden. Beispielsweise kann die Spannung in der Bewehrung bzw. in den Spannritzen mit einer Verbund-Schlupf-Beziehung und der gemessenen Rissöffnung rückgerechnet werden. Abbildung 3.6a zeigt den durch den kritischen Biegeschubriss bestimmten Freikörper entlang die folgenden Querkrafttraganteile wirken:

- Querkrafttraganteil aus Rissverzahnung V_{ag}
- Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da}
- Querkraftwiderstand infolge der Restzugspannungen in der Bruchprozesszone V_{cr}
- Querkrafttraganteil infolge der Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung V_{cc}
- Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung V_{sw}

- Querkraftkomponente der anfänglichen geneigten Vorspannkraft V_{p0} sowie der Vertikalkomponente der zusätzlichen Zugkraft ΔV_p in geneigten Spanngliedern aus äußeren Lasten
- Querkraftanteil der gleichmäßig verteilten Last, welche nicht direkt über den kritischen Biegeschubriss übertragen werden muss ΔV_q .

Die in dieser Analyse verwendeten konstitutiven Gesetze sind in Abbildung 3.6b-f dargelegt. Nachfolgend wird eine kurze Beschreibung der wesentlichen Annahmen für die Berechnung der Querkrafttraganteile gegeben. Detaillierte Informationen zur verwendeten Auswertemethodik finden sich in [5, 33].

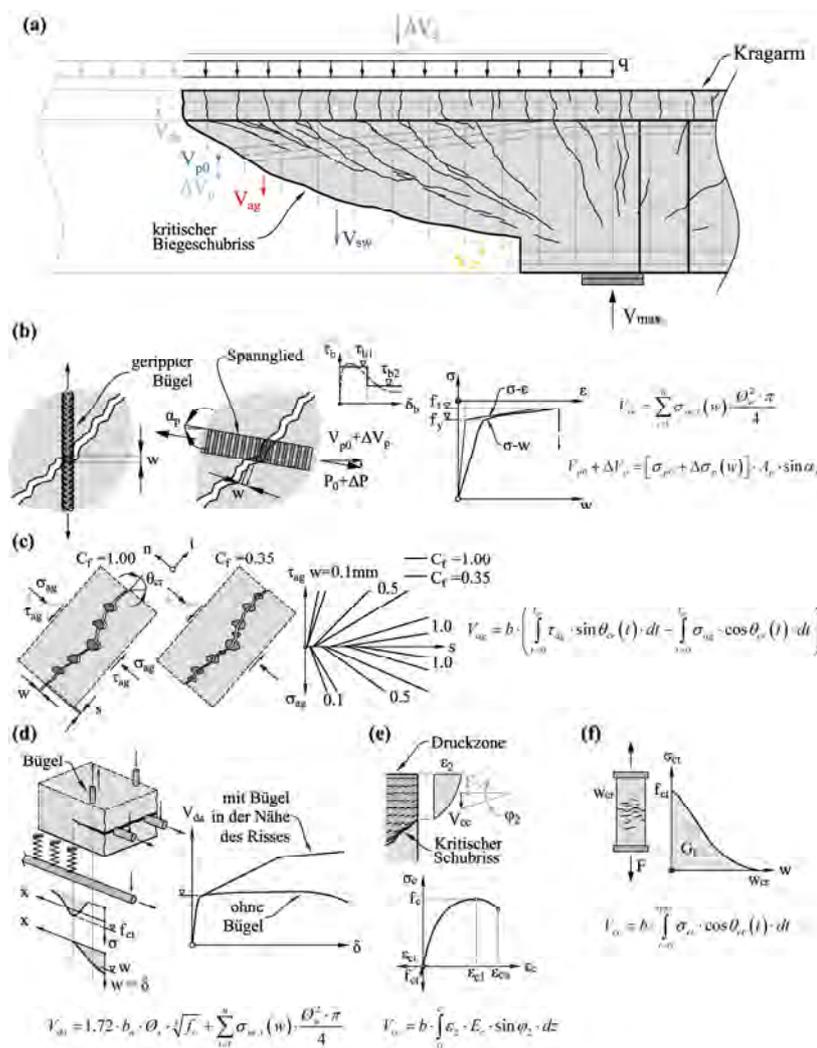


Abbildung 3.6: Modellierung der Querkrafttraganteile auf Basis der gemessenen Risskinematik: (a) Freigeschnittener Körper mit den Querkrafttraganteilen entlang des kritischen Biegeschubrisses; (b) Traganteil der Bügelbewehrung und der Vertikalkomponente der Vorspannkraft; (c) Rissverzahnung; (d) Dübelwirkung der Längsbewehrung (e) Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung; (f) Restzugspannungen in der Rissprozesszone

Der Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung (V_{sw}) und der Vertikalkomponente der Vorspannkraft ($V_{p0} + \Delta V_p$) können aus den gemessenen Rissöffnungen an der Stelle an der sie durch den kritischen Biegeschubriss gekreuzt werden, berechnet werden. Dabei wird ein vereinfachtes, abgestuftes und starr-plastisches Verbund-Schlupf Gesetz, wie von Marti [36] vorgeschlagen sowie eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Stahl (Bewehrungsstahl und Spannstahl) verwendet. Die maximale Verbundspannung $\tau_{b,1}$ kann für den Bewehrungsstahl nach der Arbeit von Noakowski [37] und für Spannstahl nach Marti [38] bestimmt werden. Beim Erreichen der Fließspannung wird die Verbundfestigkeit auf die Hälfte reduziert $\tau_{b,2} = \tau_{b,1}/2$ (siehe Abbildung 3.6b).

Die Querkraft, bei der ein Dübelriss auftritt, wird basierend auf der Arbeit von Baumann und Rüschi [39] unter Verwendung des Modells des elastisch gebetteten Balkens berechnet. Die Länge dieses idealisierten Balkens wird empirisch aus den in [39] berichteten Testergebnissen bestimmt. Wie in Abbildung 3.6d ersichtlich, bleibt bei Erreichen der Dübelrisslast die Dübelkraft ohne zusätzliche Bügelbewehrung unter deutlicher Zunahme der Verformungen nahezu konstant. Wie deren Versuche ebenso zeigten, kann bei Vorhandensein einer Bügelbewehrung in der Nähe des Dübelanrisses eine zusätzliche Schubtragfähigkeit aktiviert werden. Bei Versuchen, in denen die Bügelbewehrung durch Dübelrisse gekreuzt wurden, setzt sich der Querkrafttraganteil der Dübelwirkung V_{da} aus der Dübelrisslast sowie dem Beitrag der gekreuzten Bügelbewehrung zusammen. Der Traganteil der Querkraftbewehrung infolge Dübelwirkung wird auch hier mit Hilfe der gemessenen Rissöffnung und des angenommenen Verbundgesetzes zurückgerechnet.

Der Querkrafttraganteil V_{ag} , welcher infolge Rissverzahnung übertragen wird, wird gemäß dem vereinfachten linearen Modell nach *fib* Model Code 2010 [8] berechnet. Bei diesem Modell, welches im Wesentlichen auf den Arbeiten von Walraven [40] basiert, wurde der sogenannte „aggregate effectivity factor“ C_f eingeführt, welcher unterschiedliche Rissrauigkeiten verschiedener Betonarten berücksichtigen soll. Wie bereits in Kapitel 2 erläutert, wurde die Rauigkeit dabei an den gespalteten Bruchstücken der Spaltzug-Prüfkörper bestimmt. Die Rissoberflächen der in dieser Versuchsserie verwendeten Betonart (siehe Abschnitt 3.2.3) waren sehr glatt ($R_s = 1,109$).

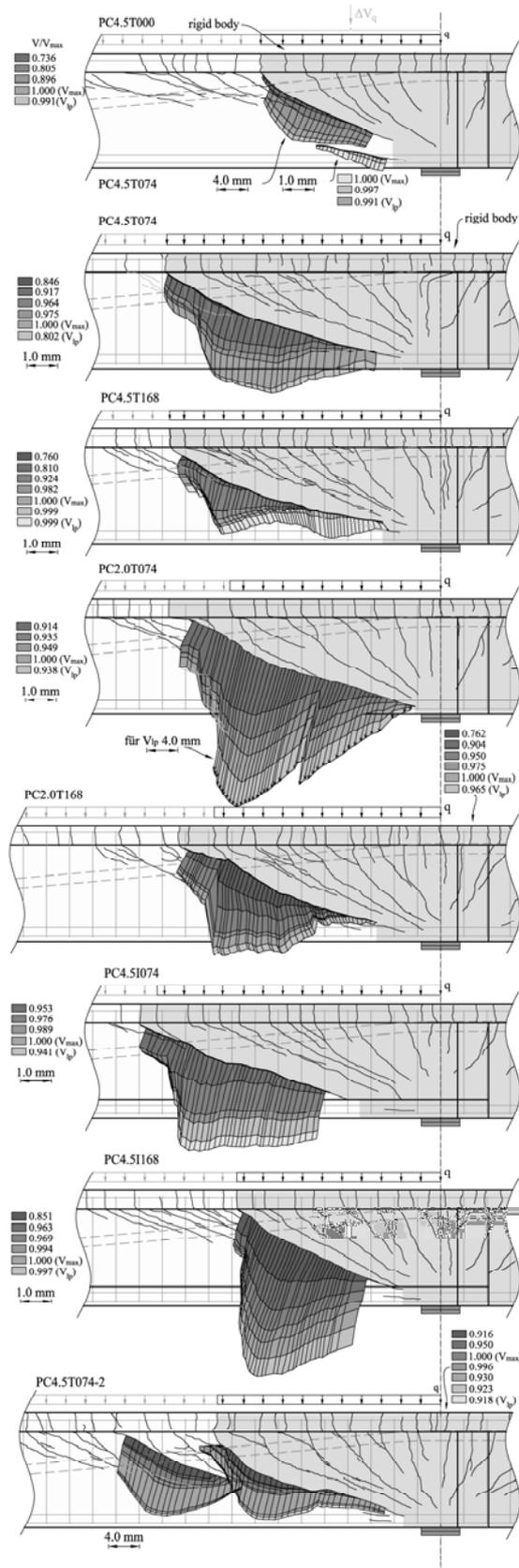


Abbildung 3.7: Gemessene Risskinematik für die Versuche an der Innerstütze

Deshalb wurde der Faktor C_f mit lediglich 0,14 angenommen. Basierend auf der gemessenen Risskinematik (w , s) konnte somit die Spannungsübertragung infolge Rissverzahnung (σ_{ag} , T_{ag}) ausgewertet werden. Durch Integration und Transformation dieser Spannungen konnte in weiterer Folge der Querkrafttraganteil infolge Rissverzahnung V_{ag} ermittelt werden (siehe Abbildung 3.6c)

Der Beitrag der Restzugspannungen in der Bruchzone zum Querkraftwiderstand V_{cr} wurde nach der von Hordijk vorgeschlagenen exponentiellen Beziehung zur Beschreibung von „tension-softening“ (Zugentfestigung) errechnet [41] (siehe Abbildung 3.6f).

Des Weiteren wurde für die Versuche mit dem Versuchsfeld an der Innenstütze und ohne Verbreiterung des Druckgurtes (PCx.xTxxx) der Beitrag der Druckbogenwirkung (geneigte Druckgurtkraft) zum Querkraftwiderstand aus den photogrammetrischen Messungen ausgewertet. Dabei wurde zum einen die Hauptdruckdehnung ε_2 und zum anderen die Richtung der Hauptdruckdehnung φ_2 in der Druckzone bestimmt. Unter Verwendung der gemessenen Materialeigenschaften des Betons (siehe Abschnitt 3.2.3) und einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Eurocode 2 [3] wurde der vorherrschende Spannungszustand in der Druckzone analysiert und daraus die resultierende vertikale Komponente der geneigten Druckkraft V_{cc} bestimmt (siehe Abbildung 3.6e).

Der Anteil der gleichmäßig verteilten Last, der nicht über den kritischen Biegeschubriss übertragen werden muss (ΔV_q), kann von der maximalen Querkraft am Auflager V_{max} abgezogen werden (siehe Abbildung 3.7). Dabei handelt es sich im eigentlichen Sinne um keinen tatsächlichen Querkrafttraganteil. Wieviel Querkraft abgezogen werden kann, hängt stark von der Position des kritischen Biegeschubrisses ab. Wenn der kritische Biegeschubriss mit anderen Biegerissen verbunden ist, reduziert dies darüber hinaus den direkten Abtrag der gleichmäßigen Belastung.

3.6.1.4 Risskinematik

Bei Maximallast wurden bei allen Versuchen relativ große Rissbreiten gemessen. Die maximale Rissbreite ($w_{max,PC4.5T000}$: $w_{max,PC4.5T074}$: $w_{max,PC4.5T074-2}$: $w_{max,PC4.5T168}$ = 4,8:2,1:2,1:1,4 mm) wurde mit zunehmenden Querkraftbewehrungsgrad bei den Versuchen mit T-Querschnitt geringer. Bei I-Querschnitt konnte eine gegenteilige Tendenz verzeichnet werden ($w_{max,PC4.5I074}$: $w_{max,PC4.5I168}$ = 2,8:3,8 mm). Darüber hinaus wurde beobachtet, dass die maximale Rissbreite w bei den Versuchen mit dem Versuchsfeld am Endauflager deutlich größer waren als bei den Versuchen an der Innenstütze ($w_{max,PC4.5T000e}$: $w_{max,PC4.5T074e}$: $w_{max,PC4.5T074-2e}$: $w_{max,PC4.5T168e}$ = 8.4/9.8/14.6/3.6 mm). Bezüglich des Vorspanngrades konnte ebenso eine Erhöhung der maximalen Rissöffnung bei maximaler Querkraft V_{max}

beobachtet werden ($w_{\max,PC4.5T074} : w_{\max,PC2.0T074} = 2,1:2,8$ mm bzw. $w_{\max,PC4.5T168} : w_{\max,PC2.0T168} = 1,4:2,8$ mm).

In dieser Versuchsreihe wurde auch eine starke Abhängigkeit der Risskinematik von der Rissgeometrie beobachtet, die bereits bei Stahlbetonbalken nachgewiesen wurde [33-35]. Das Verhältnis von Rissöffnung zu Rissgleitung w/s war bei den steileren Schubrisen deutlich ausgeprägter als bei den flacheren Rissen (siehe Abbildung 3.7). Aufgrund der Vorspannung ist der Winkel des kritischen Biegeschubrisses (gemessen zwischen der Risspitze und der Längsbewehrung oder dem Übergang zum Zugflansch) relativ klein, mit einem Mittelwert um 21° ($18-28^\circ$) für alle Versuche mit Querkraftbewehrung. Im Versuch PC4.5T074-2 ($M_{\max}/V_{\max}h = 4.0$) wurde eine Neigung des kritischen Schubrisses von ca. 25° beobachtet. Offensichtlich wirkt sich die Schubschlankheit auf die Neigung des kritischen Schubrisses aus. Bei Trägern ohne Bügel war die Neigung des kritischen Scherrisses sehr gering mit einem Mittelwert des Winkels von nur 12° . Dementsprechend scheint auch das bloße Vorhandensein einer Querkraftbewehrung die Rissneigung zu beeinflussen. Entgegen den Erwartungen konnte bei den Versuchen mit geringerem Vorspanngrad ($\alpha_{cr,PC2.0T074} : \alpha_{cr,PC4.5T074} = 21:21^\circ$; $\alpha_{cr,PC2.0T168} : \alpha_{cr,PC4.5T168} = 18:21^\circ$) kein signifikanter Einfluss auf die Neigung des kritischen Schubrisses verzeichnet werden.

3.6.1.5 Querkrafttraganteile

Abbildung 3.8 bzw. Tabelle 3.5 fasst die auf Basis der durchgeführten photogrammetrischen Messungen der Risskinematik berechneten Querkrafttraganteile infolge der in Abschnitt 3.6.1.2 beschriebenen konstitutiven Gesetze zusammen. Dadurch lassen sich folgende Rückschlüsse bezüglich des Querkrafttragverhaltens von mehrfeldrigen Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung ziehen:

- Die Versuche zeigen, dass der Querkraftwiderstand der entlang des kritischen Biegeschubrisses aktivierten Bügel V_{sw} nur 20-30% der gesamten Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Innenstütze ausmacht.
- Darüber hinaus konnte beobachtet werden, dass der Querkrafttraganteil infolge der Rissverzahnung V_{ag} für Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung keine Rolle spielt, da einerseits die Rissbreiten bei maximaler Querkraft V_{\max} sehr groß waren (siehe Abschnitt 3.6.1.4) und zum anderen das Verhältnis von Rissöffnung zu Rissgleitung zu klein war (siehe Abbildung 3.7), um eine Verzahnung der Rissufer hervorrufen zu können. Des Weiteren waren die Rissoberflächen aufgrund der gewählten Betonart relativ glatt, was sich ebenso ungünstig auf den Querkraftwiderstand infolge Rissverzahnung auswirkte. Lediglich in den Versuchen PC4.5T000,

PC4.5T168, PC4.5I168, PC2.0T168 konnte aufgrund der vorhandenen Kombination aus Rissöffnung und –gleitung ein sehr kleiner Teil der Querkraft (<1 %) über Rissverzahnung abgetragen werden.

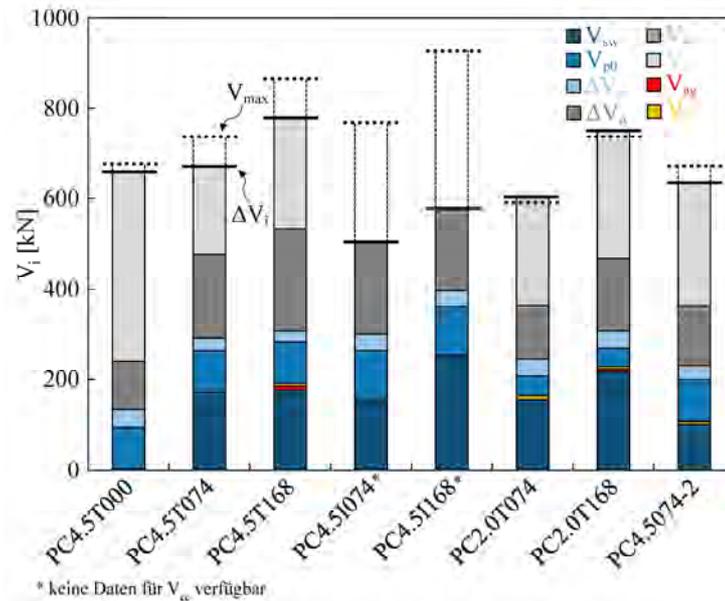


Abbildung 3.8: Querkrafttraganteile für Querkraftversuche im Bereich der Innenstütze

Tabelle 3.5: Querkrafttraganteile für Querkraftversuche im Bereich der Innenstütze

Versuch	V_{sw} [kN]	V_{ag} [kN]	V_{cr} [kN]	V_{da} [kN]	$V_{p,0}$ [kN]	ΔV_p [kN]	ΔV_q [kN]	V_{cc} [kN]	ΣV_i [kN]	$\Sigma V_i / V_{max}$ [-]
PC4.5T000	0,0	1,8	0,0	0,0	92,4	40,3	105,5	418,8	658,7	0,97
PC4.5T074	171,3	0,0	0,0	0,0	82,5	28,2	184,9	192,8	669,7	0,91
PC4.5T168	176,7	8,5	5,7	0,0	92,4	24,2	226,2	244,9	866,3	0,90
PC2.0T074	155,6	0,0	9,0	0,0	42,9	37,2	119,7	237,6	593,6	1,01
PC2.0T168	216,7	5,6	5,9	0,0	40,8	39,1	159,7	282,8	739,1	1,02
PC4.5I074*	155,3	0,0	0,0	0,0	108,7	36,5	202,6	-	503,0	-
PC4.5I168*	252,8	0,8	0,0	0,0	108,0	36,1	179,5	-	577,2	-
PC4.5T074-2	100,3	0,0	7,0	0,0	92,4	30,8	133,0	269,0	676,9	0,93

* keine Daten für V_{cc} verfügbar

- Bei den Versuchen an der Innenstütze traten bei maximaler Belastung keine Dübelrisse entlang der Längsbewehrung auf, was hauptsächlich auf die günstige Wirkung des breiten Zugflansches zurückzuführen ist. Die höhere Steifigkeit aufgrund des Zugflansches ist vermutlich auch ein wesentlicher Grund für den signifikanten Unterschied der Rissbreiten bei maximaler Belastung zwischen den Versuchen an der

Innenstütze und am Endauflager. In der Auswertung wurde daher aufgrund der fehlenden Dübelrisse der Querkrafttraganteil der Dübelwirkung vernachlässigt. Inwieweit es zu einer gegenseitigen Verschiebung der Rissufer auf Höhe der Längsbe- wehrung und somit zu einer Dübelwirkung gekommen ist, konnte mit dem 2D- photogrammetrischen Messsystem nicht erfasst werden.

- Wenn sich die Risspitze bei maximaler Belastung im Messbereich befand (PC4.5T168, PC4.5T074-2), konnte der Traganteil infolge der Restzugspannungen im Bereich Rissprozesszone V_{cr} errechnet werden. Dabei zeigte sich, dass die Querkrafttragfähigkeit der Bruchprozesszone V_{cr} vernachlässigbar klein ist ($<1\%$), da die Länge, entlang Restzugspannungen auftreten können, sehr kurz ist.
- Die Rückrechnung der zusätzlichen Dehnung im Spannglied mit Hilfe der gemessenen Rissöffnung auf Höhe des Spannglieds ergab eine deutliche Spannungserhö- hung, was wiederum zu einer erhöhten Vertikalkomponente der Vorspannkraft ΔV_p (3-6% der gesamten erzielten Querkraft) führte. Die anfängliche vertikale Kompo- nente der Vorspannkraft V_{p0} beträgt etwa 6% für die Versuche mit $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ und 11-14% für Versuche mit $\sigma_{cp} = 4,5 \text{ N/mm}^2$ des Querkraftwiderstandes.
- Bei Versuchen mit gleichmäßig verteilter Last kann ein Teil der Querkraft ΔV_q direkt in das Auflager abgetragen werden, ohne dabei den kritischen Biegeschubriss zu kreuzen. Im Bereich der Innenstütze wird dadurch zwischen 19-26 % der gesamten Gleichlast direkt ins Auflager abgetragen.

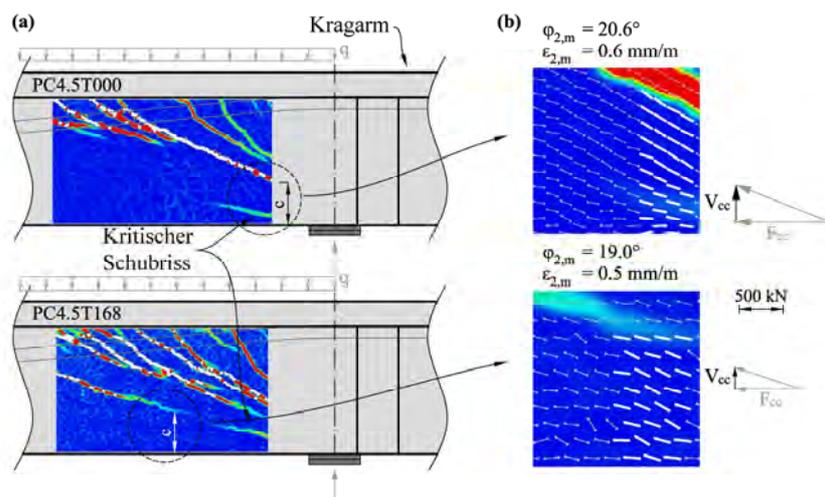


Abbildung 3.9: Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung: (a) Hauptformänderung im Versuchsfeld; (b) Hauptdruckspannungstrajektorien in der Druckzone

- Die Druckbogenwirkung (Sprengwerkwirkung bei punktuellen Belastungen) stellt auch bei schlanken, vorgespannten Trägern einen dominierenden Querkrafttraganteil dar (siehe Abbildung 3.9a). Der Beitrag der geneigten Druckkraft in der Druckzone beträgt zwischen 26 und 62% der gesamten Querkraft bei maximaler Belastung. Es stellte sich heraus, dass ein höherer Querkraftbewehrungsgrad eine größere Druckbogenwirkung hervorruft ($V_{cc,PC4.5T074}:V_{cc,PC4.5T168} = 193:245$ kN; $V_{cc,PC2.0T074}:V_{cc,PC2.0T168} = 238:283$ kN). Den größten Anteil infolge Druckbogenwirkung konnte beim Versuch PC4.5T000 ohne Bügelbewehrung erzielt werden. Dies lässt sich vorrangig auf das günstige Rissbild (siehe Vergleich in Abbildung 3.9a und b) zurückführen.
- Die Summe der aus der gemessenen Risskinematik rückgerechneten Querkrafttraganteile ΣV_i stimmt gut mit der maximalen experimentellen Querkraft V_{max} überein (ausgeschlossen von dieser Analyse wurden die Balken PC4.5I074 und PC4.5I168 aufgrund fehlender Messdaten im verbreiterten Druckgurt). Der Mittelwert für $\Sigma V_i/V_{max}$ liegt hierbei bei den 6 analysierten Versuchen bei 0,96 mit einer Standardabweichung von 0,05 und einen Variationskoeffizienten von nur 5 %. Es konnte somit auch in dieser Versuchsreihe gezeigt werden, dass mit Hilfe der gemessenen Risskinematik auf Basis der digitalen Bildkorrelation eine adäquate Ermittlung der unterschiedlichen Querkrafttraganteile möglich ist und so zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens beiträgt.

4 QUERKRAFTDATENBANK FÜR MEHRFELDRIGE SPANNBETONTRÄGER

4.1.1 Allgemeines

Zum Erfahrungsaustausch mit dem derzeit laufendem BAST-Projekt „Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsansätze“ wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens eine Kooperation mit dem Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen (Prof. Josef Hegger) und dem Lehrstuhl Betonbau der Technischen Universität in Dortmund (Prof. Reinhard Maurer) gestartet. Dabei galt es vorrangig Erfahrungen in Bezug auf die geplanten bzw. bereits durchgeführten experimentellen Untersuchungen auszutauschen. Darüber hinaus wurde darauf geachtet, dass die untersuchten Einflussparameter sich deutlich unterscheiden. Des Weiteren wurden folgende Querkraftversuche gemeinsam besichtigt:

- Versuchsbesichtigung am 20.07.2016 in Dortmund
- Versuchsbesichtigung am 21.07.2016 in Aachen
- Versuchsbesichtigung am 16.03.2017 in Wien.

Viele Detailfragen rund um die Durchführung und Planung der großmaßstäblichen Querkraftversuche in AP4 konnten dadurch geklärt werden. Darüber hinaus wurden gegenseitig Planungsunterlagen, sowie Versuchskonzepte zur Abstimmung der zu untersuchenden Parameter zu Verfügung gestellt. Neben den bereits vorhandenen Publikationen ([52] und [53]) wurden weiterführende Versuchsergebnisse der beiden Projekte vorab vertraulich ausgetauscht, um somit bereits im Rahmen des Projektablaufs die Versuchsergebnisse in Datenbanken einpflegen zu können.

4.1.2 Erstellung einer Datenbank

Während für Querkraftversuche an einfeldrigen Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit und ohne Querkraftbewehrung unter punktueller und gleichmäßiger Belastung eine weltweit anerkannte und gut dokumentierte Datenbank vorhanden ist [29], existiert eine solche für mehrfeldrige Spannbetonbalken mit Bügelbewehrung bis dato noch nicht. Daher wurde in diesem Arbeitspaket versucht, die eigenen sowie gut dokumentierte Versuche aus der Literatur in einer Datenbank zusammenzufassen. Während der Literatursichtung wurde bereits überprüft, ob die wesentlichsten Daten angeführt wurden. Bei Fehlen wichtiger Versuchsdaten (z.B.: Materialkennwerte Beton usw.) bzw. bei Angabe einer anderen Versagensart (Biegeversagen, Verankerungsbruch usw.) wurde bereits vorab auf eine Berücksichtigung verzichtet. Die hier eingearbeiteten Experimente stammen ausschließlich aus dem europäischen und amerikanischen Raum. Eine Zusammenstellung der Versuchsreihen aus dem BASt – Projekt sowie aus der Literatur sind in Tabelle 4.1 und 4.2 zusammengefasst. Eine detaillierte Beschreibung der eigenen Versuchsreihe findet sich in Kapitel 3.

4.1.2.1 Aufbau der Datenbank

Die der Literatur zu entnehmenden Daten wurden im Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel gesammelt. Die Datenerhebung gliedert sich in unterschiedliche Teilbereiche:

- Allgemeine Angaben: Fortlaufende Nummer, Literaturverweis, Querschnitt, Versuchsparameter, Bezeichnung der Versuchskörper aus der Literatur.
- Abmessungen der Versuchskörper: Abmessungen der Versuchskörper und daraus berechnete Querschnittswerte (z.B.: Schwerpunkt, Bruttofläche)

- Angaben zum Versuchsaufbau: statisches System, Spannweite, Abstand des Lastangriffpunktes zum Auflager, Abmessungen der Lasteinleitung- und Auflagerplatten, die Länge des Balkenüberstandes, Angaben zur Berechnung der Schnittgrößen
- Längsbewehrung im Zug- und Druckgurt: Anzahl der Stäbe und Lagen, Durchmesser und Fläche der Bewehrung, Beschreibung der Oberflächenbeschaffenheit, Bewehrungsgehalt, Materialkennwerte, Abstand der Bewehrungslage zur Bauteiloberkante
- Verteilerbewehrung: Anzahl und Durchmesser der Stäbe, Abstand.
- Normalkraft: äußere Druck- oder Zugkraft, Normalspannung infolge Normalkraft.
- Vorspannung: Angaben zur Vorspannkraft zum Zeitpunkt des Versuches (abzüglich Spannkraftverluste), Angaben zum Vorspannsystem.
- Spannstahl: Fläche und Art der Spannglieder, Abstand des Spannglieds zur Bauteiloberkante, Angabe zur Oberflächenbeschaffenheit, Angaben zum Spanngliedverlauf, Hüllrohrdurchmesser bei Vorspannung im nachträglichen Verbund, Materialkennwerte des Spannstahls, Berechnung der statischen Nutzhöhe in Abhängigkeit der Flächen und Festigkeiten der schlaffen Bewehrung und des Spannstahls.
- Bügelbewehrung: Durchmesser und Fläche eines Stabes, Anzahl der Stäbe pro Bügel, Abstand der Bügel in Längsrichtung, Bügelbewehrungsfläche pro Laufmeter, Oberflächenbeschaffenheit, Bügelbewehrungsgrad, Materialkennwerte der Bügelbewehrung.
- Materialkennwerte Beton: Größtkorn, Betonfestigkeiten (Druck- und Zugfestigkeit), Elastizitätsmodul, Angaben zu Abmessungen der Prüfkörper für Druck- und Zugversuche, Art der experimentellen Bestimmung der Zugfestigkeit (direkter Zugversuch, Spaltzugversuch, Biegezugversuch).
- Versuchsergebnisse: Schubrislast, experimentell ermittelte Traglast, Querkraft aus Eigengewicht des Trägers und Versuchsaufbau, maximales Biegemoment

Ein besonderes Augenmerk muss auf die Datenerhebung der Materialkennwerte des Betons gelegt werden. Es ist bekannt, dass die Höhe der experimentell ermittelten Betondruckfestigkeit stark von der Geometrie des Prüfkörpers abhängig ist. Da in den einzelnen Versuchsreihen zumeist die unterschiedlichsten Prüfkörpergeometrien verwendet wurden, ist es notwendig, Umrechnungsfaktoren zu definieren. Da sich aktuelle Bemessungsnormen in der Regel auf die Zylinderdruckfestigkeit beziehen, wird für die im Zuge dieses Vorhabens erstellten Datenbanken ein Zylinder mit den Abmessungen $\emptyset/h=150/300\text{mm}$ als

Grundlage gewählt. Die Umrechnungsfaktoren wurden in Anlehnung an [29] angenommen. In den wenigstens Fällen werden Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul experimentell bestimmt, weshalb diese aus der Betondruckfestigkeit gemäß Eurocode 2 [3] berechnet werden. Die detaillierten Angaben können den einzelnen Excel-Dokumenten (verfügbar bei Anfrage an patrick.huber@tuwien.ac.at) entnommen werden.

4.1.2.2 Ausschlusskriterien

Die Definition von Mindestanforderungen bzw. Ausschlusskriterien ist notwendig, um nach der Filterung schlussendlich eine Datenbank zu erhalten, bei welcher davon ausgegangen werden kann, dass die Datenbank so gut wie möglich, die Situation (Versagensart, Materialkennwerte, Abmessungen usw.) bei realen Tragwerken widerspiegelt. Deshalb wurden für diese Datenbank folgende Ausschlusskriterien eingeführt:

- rechnerische bzw. dokumentierte Biege- und Verankerungsbrüche
- Druckstrebenversagen, Schubzugversagen (bei dünnen Stegen)
- Druckfestigkeit $100 \text{ N/mm}^2 < f_c < 10 \text{ N/mm}^2$
- Stegbreite $b_w < 3 \cdot d_g$
- Bauteilhöhe $h < 5 \cdot d_g$
- Bauteilhöhe $h < 0,5 \text{ m}$
- keine Querkraftbewehrung
- externe Vorspannung

Auf einen Ausschluss von Versuchen, welche die Mindestquerkraftbewehrung $a_{sw,min}$ gemäß ÖNORM B 1992-1-1 [4] nicht einhalten, wird ebenso gezielt verzichtet.

Bei Anwendung der Ausschlusskriterien reduziert sich die Datenbank aus der Literatur bzw. aus dem BAST – Projekt auf lediglich 12 Versuche. Mit den eigenen Versuchen stehen zur Evaluierung des Ingenieurmodells bzw. der derzeit gültigen Normmodelle 19 Versuche an mehrfeldrigen Spannbetonbalken (Zweifeldsystem oder Einfeldträger mit Kragarm) mit geringer Bügelbewehrung zur Verfügung.

Tabelle 4.1: Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsparameter der bereits vorhandenen Versuchsreihen zur Querkrafttragfähigkeit an mehrfeldrigen Spannbetonträgern

Autoren	Literatur	n_{tests}	Querschnitt	ρ_w [%]	statisches System	Belastungsart
Lin	[45]	4	R	-	ZS	P
Herbrand et al.	[46]	6	I	0,067 – 0,133	ZS	P
Maurer et al.	[47]	2	T	0,168 – 0,377	ZS	P
Rupf et al.	[48]	10	R,I	0,063 – 0,251	EFK	P
Gregor et al.	[49]	6	I	0,320 – 0,747	EFK	q
Zekaria	[50]	12	R	-	ZS	P
Hawkins et al.	[51]	24	R, I	0,000 – 0,354	ZS	P
Herbrand et al.	[52]	6	R, T	0,090 – 0,362	ZS	P
Gleich et al.	[53]	8	T	0,094 – 0,377	ZS	q

R = Rechtecksquerschnitt, I = I-Querschnitt, T = T-Querschnitt

ZS = Zweifeldsystem, EFK = Einfeldsystem mit Kragarm

P = punktuelle Belastung, q = gleichmäßige Belastung

Tabelle 4.2: Zusammenfassung des Vorspanngrads sowie der beobachteten Versagensart der bereits vorhandenen Versuchsreihen zur Querkrafttragfähigkeit an mehrfeldrigen Spannbetonträgern

Autoren	Literatur	σ_{cp} [N/mm ²]	h [m]	Versagensart	Anmerkungen
Lin	[45]	6,24	0,41	Q	ohne Schubbewehrung, z.T dynamische Belastung
Herbrand et al.	[46]	2,42 – 4,94	0,61	B, SC	Externe Vorspannung, bei einigen Versuchen schon Fließen der L.-bew.
Maurer et al.	[47]	4,72	0,80	B, SC	bei einigen Versuchen schon Fließen der L.-bew
Rupf et al.	[48]	2,50 – 5,00	0,78	DS, ST	sehr dünner Steg
Gregor et al.	[49]	1,42 – 3,20	0,90	SC	Versagen oft am Kragarm (somit punktuell belastet)
Zekaria	[50]	0,00 – 2,72	0,20	B,Q	ohne Schubbewehrung
Hawkins et al.	[51]	1,58 – 4,44	0,30	B, SC, ST	nur 5 von 24 Balken mit Schubbewehrung
Herbrand et al.	[52]	2,44 – 2,64	0,80	SC	2 Versuche pro Träger (1 Versuch pro Feld)
Gleich et al.	[53]	3,90	0,80	SC	2 Versuche pro Träger (1 Versuch pro Feld)

B = Biegeversagen, SC = Versagen der Druckzone infolge Biegung und Querkraft, DS = Druckstrebenversagen, ST = Schubzugbruch, Q = berichtetes Querkraftversagen ohne genauere Angabe der Versagensart

5 NICHTLINEARE BERECHNUNG DER VERSUCHSTRÄGER

Im Zuge dieses Forschungsvorhabens werden die Versuchsträger mithilfe einer nichtlinearen Finite-Elemente-Methode von Department Bauen und Gestalten der FH Campus Wien nachgerechnet. Für die Spannbetonträger wird ein Berechnungsmodell, basierend auf den Materialeigenschaften der getesteten Materialien, definiert und im Programm ATENA 2D-V5 simuliert.

Insgesamt wurden die 8 Versuche am Innenfeld simuliert wobei die Versuche am Innenfeld mittels zwei voneinander unabhängigen Modellbildungen untersucht wurden. In weiterer Folge wurden zusätzlich 15 weitere Simulationen sowie 3 Verstärkungsversuche durchgeführt, die nicht Gegenstand des Arbeitspaketes waren, jedoch zur Herbeiführung des Ergebnisses verwendet wurden, jedoch im Rahmen des Ergebnisberichtes nicht dargestellt sind.¹

5.1 Materialparameter

Im Programm ATENA 2D-V5 beginnt die Eingabe des Versuchsträgers mit der Definition der verwendeten Materialien sowie deren Parametern. Zur Modellierung des Versuchsträgers wurden insgesamt 6 verschiedene Materialien verwendet. Für die Eingabe dieser Materialien können die Materialparameter entweder infolge von bereits vordefinierten Materialmodellen gewählt werden, oder anhand von Versuchsergebnissen frei definiert werden.

5.1.1 Beton

Laut Bewehrungsplan wurde Beton der Güte C30/37 bestellt. Die Versuchsergebnisse wiesen allerdings eine deutlich höhere Betondruckfestigkeit auf, welche nun als Grundlage des Materialmodells verwendet wird. Als Grundlage wurde der Werkstoff *3D Non Linear Cementitious 2 User* gewählt. Dieses Materialmodell liefert sehr gute Werte bei einem Versagensfall infolge Querkraft.² In der nachfolgenden Tabelle sind die einzelnen Parameter angeführt.

¹ Trummer, R., Numerische Simulationen zum Querkrafttragverhalten von Durchlaufträgern, Diplomarbeit, Fachhochschule Campus Wien, 2017, Wien

² Cervenka, V.: ATENA Program Documentation, Part 1 Theory. In: URL: http://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf (letzter Zugriff 22.06.2017).

Tabelle 5-1: Materialparameter 3D Non linear Cementitious 2 User

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul	E	2,50 *10 ⁴	MPa
Poissonzahl	μ	2,0 *10 ⁻¹	-
Zugfestigkeit	f _t	5,3 *10 ⁰	MPa
Druckfestigkeit	f _c	-6,83 *10 ¹	MPa

Bei der Eingabe des Elastizitätsmoduls wurde der Faktor des frühen Kriechens berücksichtigt und somit bei der Simulation der Versuchsträger von $E_{cm}=32.800$ MPa auf $E_{c,eff}=25.000$ MPa angepasst. Weiters wurde die Betonzugfestigkeit von 5,0 MPa auf 5,3 MPa erhöht, um eine Angleichung der Simulationen zu den Messdaten aus der Versuchsserie zu erreichen.

5.1.2 Bewehrungsstahl

Es wurde bei allen Versuchen der Bewehrungsstahl B 550A verwendet. Als Materialmodell für den Bewehrungsstahl wurde der Werkstoff *Reinforcement* gewählt. Abweichend von den Standardeinstellungen wurde das Modell von einer linearen Spannungs-Dehnungsverteilung, auf eine bilineare Verteilung, mit Verfestigung im plastischen Bereich der Arbeitslinie, umgestellt. Es wurden Materialprüfungen für die Bügelbewehrungen Durchmesser 4 mm sowie Durchmesser 6 mm durchgeführt, die in vorigen Abschnitten dargestellt sind. Deren Ergebnisse wurden für beide Materialien berücksichtigt. Für die Bügelbewehrung Durchmesser 10 mm sowie für die gesamte Längsbewehrungen wurden die Standardwerte beibehalten und im Materialmodell *Reinforcement general* zusammengefasst. Diese sind in der nächsten Tabelle abgebildet.

Tabelle 5-2: Materialparameter Reinforcement general

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul	E	$2,0 \cdot 10^5$	MPa
Streckgrenze	σ_y	$5,70 \cdot 10^2$	MPa
Zugfestigkeit	σ_t	$5,95 \cdot 10^2$	MPa
Bruchdehnung	ϵ_{lim}	$0,05 \cdot 10^{-2}$	-
Spezifisches Gewicht	γ	$7,85 \cdot 10^2$	MN/m ³
Temperaturausdehnungs- koeffizient	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	1/K

Für die Materialmodelle *Reinforcement Durchmesser 4 mm* sowie für *Reinforcement Durchmesser 6 mm* wurden die Streckgrenzen sowie die Zugfestigkeiten angepasst und in der nächsten Tabelle festgehalten.

Tabelle 5-3: Materialparameter für Reinforcement Durchmesser 4 mm sowie 6 mm

Materialmodell	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Reinforcement Ø 4mm	Streckgrenze	σ_y	$6,51 \cdot 10^2$	MPa
Reinforcement Ø 4mm	Zugfestigkeit	σ_t	$6,91 \cdot 10^2$	MPa
Reinforcement Ø 6mm	Streckgrenze	σ_y	$5,10 \cdot 10^2$	MPa
Reinforcement Ø 6mm	Zugfestigkeit	σ_t	$5,88 \cdot 10^2$	MPa

5.1.3 Spann Stahl

Für die Versuchsträger wurden Spannstähle bestehend aus Siebendrahtlitzen der Güte Y1860S7-15,7 verwendet. Als Materialmodell für den Spannstahl wurde ebenfalls die Materialeinstellung *Reinforcement* gewählt. Es wurde, analog zur schlaffen Bewehrung, eine bilineare Verteilung mit Verfestigung im plastischen Bereich der Arbeitslinie gewählt und

die Parameter anhand der Prüfungsergebnisse adaptiert. Die Eingabewerte für den Spannstahl sind in folgender Tabelle ersichtlich.

Tabelle 5-4: Materialparameter Spannstahl

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul	E	$1,95 \cdot 10^5$	MPa
Streckgrenze	σ_y	$1,75 \cdot 10^3$	MPa
Zugfestigkeit	σ_t	$1,9 \cdot 10^3$	MPa
Bruchdehnung	ϵ_{lim}	$0,05 \cdot 10^{-2}$	-
Spezifisches Gewicht	γ	$7,85 \cdot 10^2$	MN/m ³
Temperaturausdehnungskoeffizient	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	1/K

5.1.4 Verbundverhalten

Es wurden zwei Verbundgesetze verwendet, welche im Materialeditor angelegt wurden. Es wurde eines für den Verbund des Betons mit der Bewehrung, sowie ein weiteres Gesetz für den Verbund des Betons mit dem Hüllrohr der Spannstähle angegeben. Das Verbundgesetz basiert auf der Theorie des *CEB FIB Model Code 1990*. Für die Berechnung wurden die Verbundspannungen anhand von früheren Materialmodellen abgeändert. Insgesamt wird im Gesetz ein Schlupf von 1,00 m definiert. Ab 0,0015 m verläuft die Verbundspannung konstant. Wegen der besseren Lesbarkeit wurde das Diagramm bei 0,025 m abgeschnitten. Die Verbundspannungs-Schlupf Beziehung für Litzen wurden auf Basis von ³ modelliert

³ Vill, M.; Zum Tragverhalten von Massivbrücken mit geschädigten Spanngliedern, Dissertation, TU Wien, 2005, Wien.

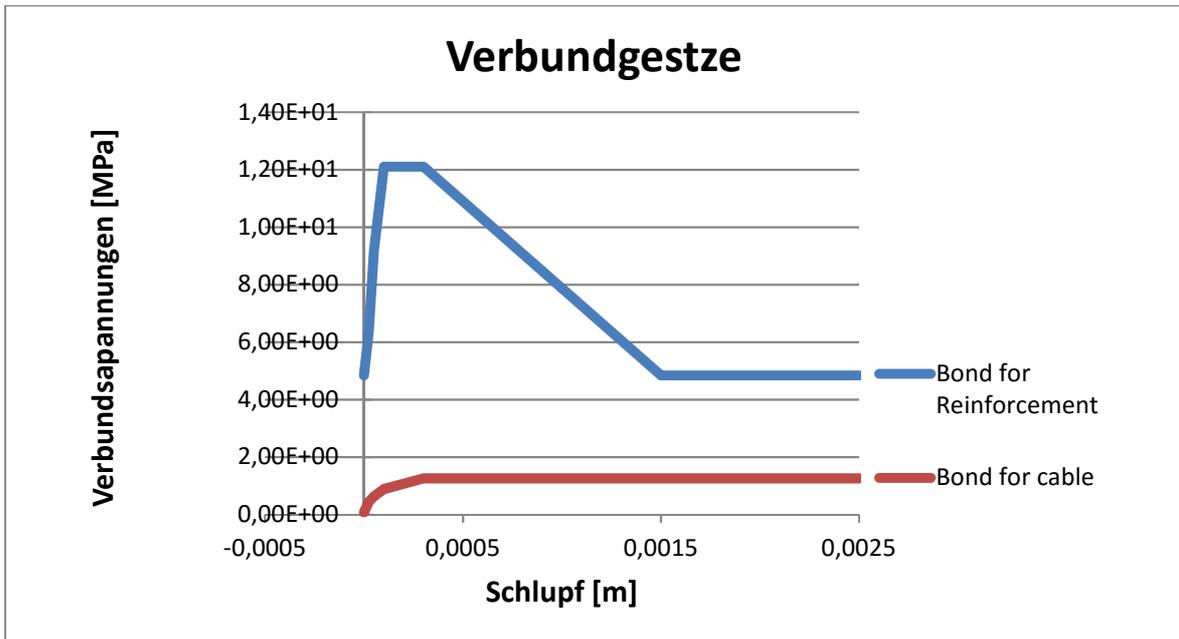


Abbildung 5-1: Parameter des Verbundgesetzes – Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen

5.1.5 Auflagerplatte aus Stahl

Die Auflagerpunkte wurden im Modell aus Stahlplatten mit dem Materialmodell *Plane Stress Elastic Isotropic* definiert. Hierbei handelt es sich um ein linear elastisches Modell. In der folgenden Tabelle wurden die Materialparameter definiert.

Tabelle 5-5: Materialparameter Spannstahl

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul	E	$1,95 \cdot 10^5$	MPa
Poissonzahl	μ	$3,0 \cdot 10^{-1}$	-
Spezifisches Gewicht	γ	$7,85 \cdot 10^2$	MN/m ³
Temperaturausdehnungs- koeffizient	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	1/K

5.2 Modellparameter

Nach der Definition der verwendeten Materialien werden im Programm ATENA 2D-V5 die geometrischen Daten eingegeben, die Lastfälle definiert und etwaige Beobachtungspunkte oder Momenten-Schnittlinien eingefügt. Über die Lösungsparameter werden vor der Simulation noch die Berechnungsmethoden ausgewählt.

5.2.1 Geometrie

Die geometrischen Daten wurden von den Schalungs- und Bewehrungsplänen übernommen. Die Geometrie setzt sich zusammen aus der Verbindung von Koordinatenpunkten zu Linien und in weiterer Folge zu Makroelementen. Die Eingabe der Bewehrung erfolgt ebenfalls über die Verbindung von Koordinatenpunkten zu diskreten Bewehrungsstäben. In Bereichen von variablen Bauteildicken wurde eine mittlere Dicke als Elementstärke angesetzt. Bei der Eingabe der Makroelemente wird die Netzgeometrie als Quadrat, mit einer Größe von 0,1 m bis 0,3 m gewählt.

5.2.2 Lastfälle

Es wurden für die Modelle fünf verschiedene Lastfälle modelliert, welche in den einzelnen Berechnungsschritten unterschiedlich angesetzt wurden. Die einzelnen Lasten sowie die Vorspannung werden bei den verschiedenen Versuchsträgern genauer beschrieben.

- Lastschritt 1: Auflagerbedingung (ein Fest- und ein Gleitlager)
- Lastschritt 2: Eigengewicht
- Lastschritt 3: Vorspannung
- Lastschritt 4: Prüflast am Kragarm
- Lastschritt 5: Gleichlast im Feldbereich

5.2.3 Messpunkte und Momenten-Schnittlinien

Zur Auswertung von Simulationen ist die Definition von Überwachungspunkten sinnvoll. Hiermit kann innerhalb des Querschnittes eine auftretende Kraft oder eine Verformung ausgewertet und bei jedem einzelnen Lastschritt analysiert werden. Mithilfe der Momenten-Schnittlinien können an jeder beliebigen Stelle im System die Normalkraft, Querkraft sowie das Moment bestimmt werden.

5.2.4 Berechnungsmethoden

Im Zuge der Anwendung der Finiten-Elemente Berechnung wurde das Standard Newton-Raphson-Verfahren bei der Aufbringung der Vorspannkraft sowie des Eigengewichtes verwendet. Dieses Verfahren wird in der Mathematik als Standardverfahren zur Lösung von nichtlinearen Gleichungssystemen verwendet. Diese Lastschritte wurden analog der Versuchskräfte verformungsgesteuert aufgebracht. Im Modell wurde die Vorspannkraft um 7,5 % reduziert, um die Einflüsse infolge von Schwinden, Relaxation sowie des Keilschlupfes zu berücksichtigen. Bei der Simulation des Modells für die Aufbringung der Einzellasten

sowie der Gleichlast, musste das Bogenlängenverfahren angewendet werden, um das sogenannte Durchschlagproblem, welches bei dem Standard Newton-Raphson-Verfahren durch die Belastung anstatt von Wegverformungen auftritt, zu vermeiden. Die Schrittweite der Lastschritte wurde im linear-elastischen Bereich der Arbeitslinie mit dem Koeffizienten 0,2 gesteuert. Somit beträgt die Laststeigerung für die Einzellast am Kragarm 20 kN je Lastschritt. Die Belastung im Feld wird im gleichen Verhältnis auf 1,48 kN für die Einzellasten, sowie 1,08 kN/m für den Bereich der Gleichlast reduziert. Im plastischen Bereich wurde bei zunehmender Belastung der Koeffizient auf 0,05 verringert, wodurch sich die Belastungen im gleichen Verhältnis reduzieren. Dies führt zu einer höheren Genauigkeit der Berechnung in den kritischen Bereichen der Simulation. In der folgenden Abbildung sind die Laststellungen der Versuchsträger ersichtlich. Beim Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Versuchsergebnissen, konnte festgestellt werden, dass eine Belastung, gesteuert durch den Koeffizienten 0,1, genauere Ergebnisse erzielt. Diese verfeinerte Aufteilung der Lastschritte wurde bei den Trägern PC4.5T074-2, PC2.0T168, PC4.5T168 und PC4.5I168 angewendet.

Im Zuge dieses Arbeitspaketes wurden insgesamt 8 Simulationen der Versuche am Innenfeld bzw. am Kragarm durchgeführt, wobei diese Versuche mittels 2 unterschiedlicher Modelle untersucht wurden. Dabei wurde bei der Modellbildung 1 die Lastverformung in den dargestellten Last-Verformungsdiagrammen als Funktion der Belastung am Kragarm und der zugehörigen Verformung an der Spitze des Kragarms dargestellt und bei der Modellbildung 2 eine unabhängige Berechnung an einem anderen FE-Modell für die Verformungen in dem Feldbereich sowie der Querkraft links des rechten Auflagers dargestellt. Versagen stellte sich - wie in den Rissbildern dargestellt sowie auch in den Plots der FE-Simulationen ersichtlich ist – im Feldbereich ein.

Bei der Modellbildung 3 wurden die Versuche am Endauflager simuliert, die jedoch im Rahmen des Arbeitspaketes nicht dargestellt sind.

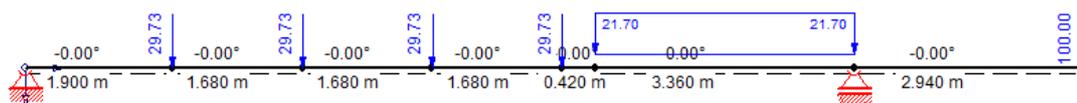


Abbildung 5-2: Laststellung der Versuchsträger für Innenfeldversuche

Die Laststellung des Versuchs PC4.5T074-2 wurde aufgrund der Schnittgrößenkonfiguration reduziert. In der nachfolgenden Skizze sind die Belastungen dargestellt.

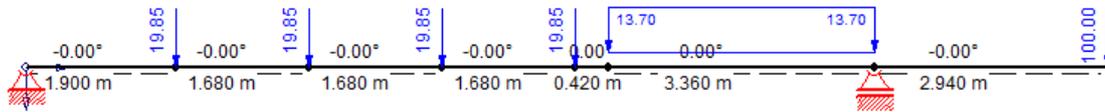


Abbildung 5-3: Abminderung der Laststellung beim Versuch PC4.5T074-2

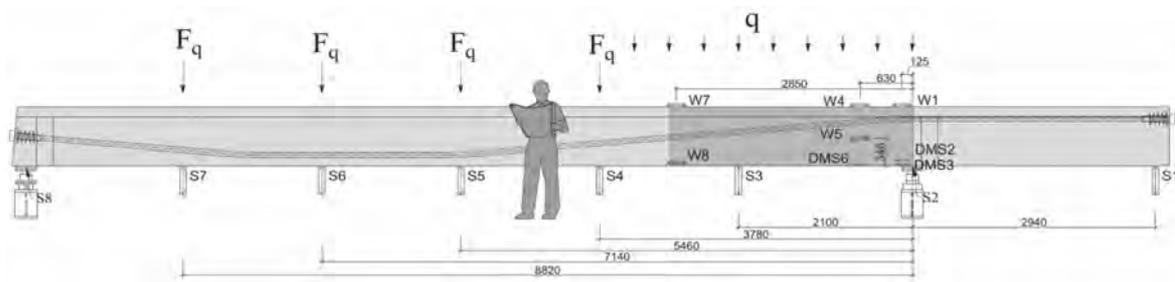
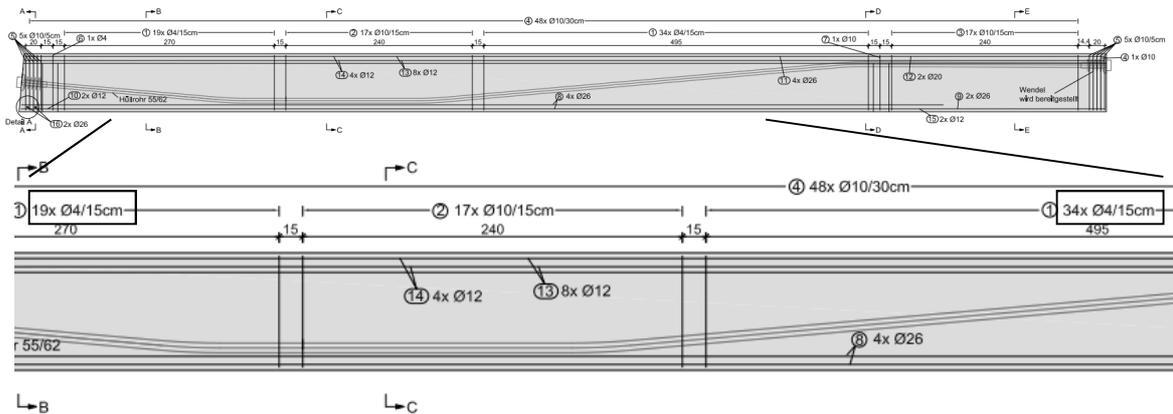


Abbildung 5-4 Darstellung der Messpunkte beim Versuchsaufbau des innenfeldes

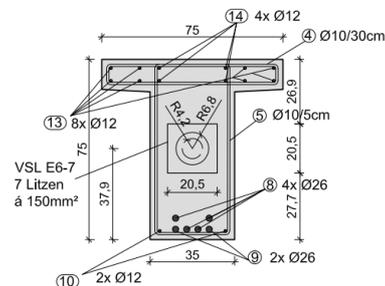
5.3 Berechnungsergebnisse PC2.0T074

5.3.1 Trägergeometrie und Beschreibung

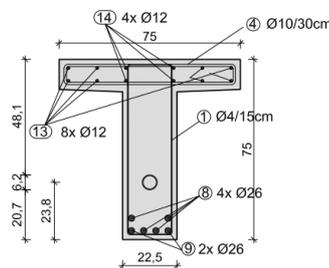
Der Versuchsträger PC2.0T074 ist als T-Querschnitt konstruiert worden. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von $0,24 \text{ m}^2$ im kritischen Bereich, im Abstand $d=0,675 \text{ m}$ vom Auflager entfernt, auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225 mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf $0,32 \text{ m}^2$. Dieser Trägerquerschnitt wurde insgesamt dreimal produziert. Der Träger PC4.5T074-1 weist einen erhöhten Grad der Vorspannung auf. Der Träger PC4.5T074-2 besitzt hingegen eine abgewandelte Schnittgrößenkonfiguration. Bei allen Trägern wurde in den Testfeldern eine Bügelbewehrung mit dem Durchmesser 4 mm im Abstand von 150 mm , in den übrigen Bereichen mit dem Durchmesser 10 mm im Abstand von 150 mm , verwendet. Der Querkraftbewehrungsgrad ist in den kritischen Bereichen gemäß der erforderlichen Mindestbewehrung $\rho_w=0,074 \%$ ausgelegt. Die Vorspannung wurde für diesen Träger mit $2,0 \text{ MPa}$ angenommen, dies glich sich, mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 517 kN , an.



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

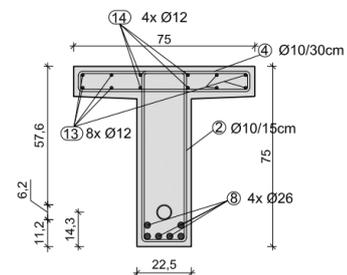


Abbildung 5-5: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC2.0T074, PC4.5T074-1 sowie PC4.5T074-2

5.3.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 416,4 kN im Lastschritt vor dem Versagen des Trägers. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversuches zeigt eine maximale Einzellast von 448 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 583 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d = 0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 593 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 153 kN.

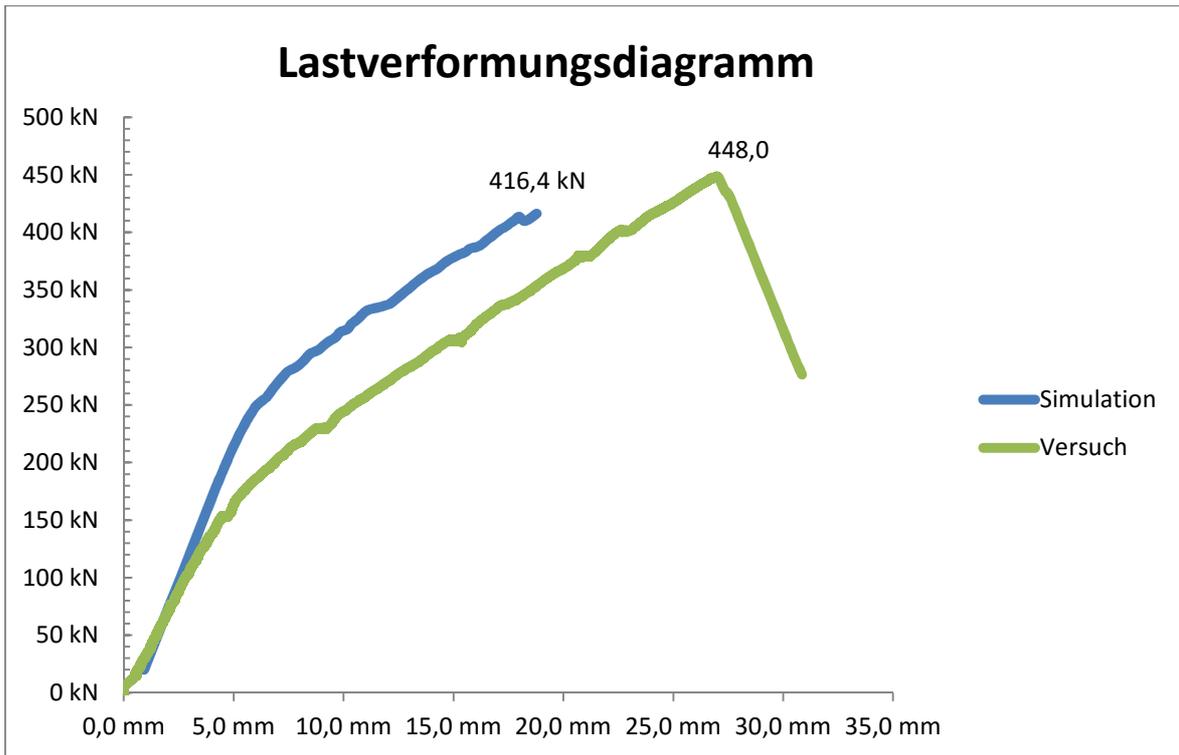
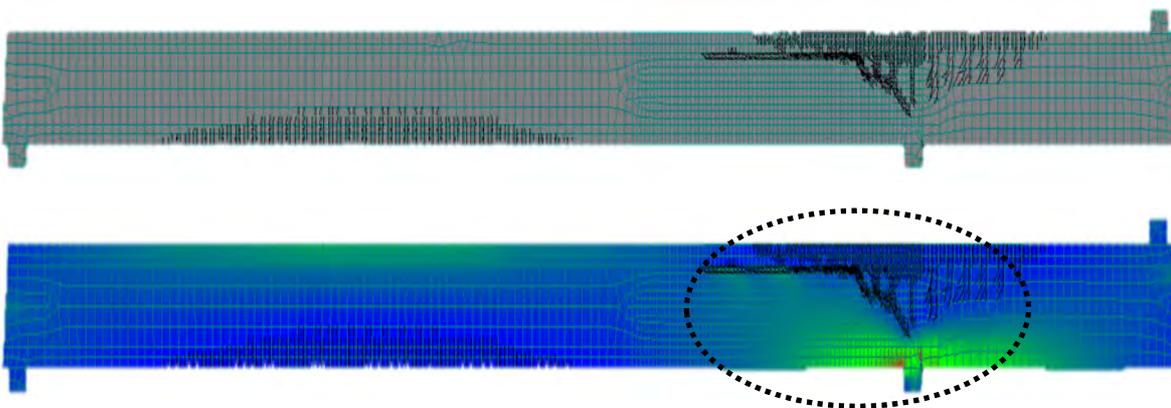


Abbildung 5-6: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC2.0T074

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 20, was einer Belastung von 180 kN entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei 199 kN. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 81. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 1,25 mm in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.



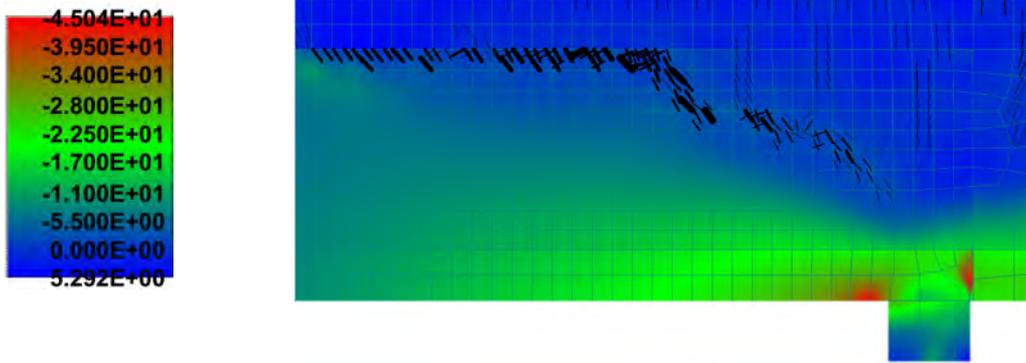


Abbildung 5-7: Rissbild des Versuchsträgers PC2.0T074, Hauptspannungen im kritischen Bereich

Die verwendeten Bügel Durchmesser 4 mm sind bei der Laststufe 91 gänzlich im plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 520 MPa, dies entspricht knapp 75 % der Zugfestigkeit.

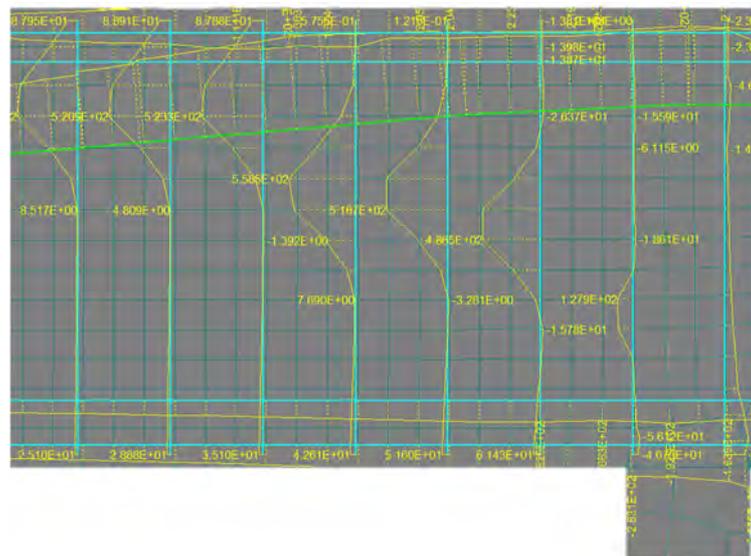


Abbildung 5-8: Stahlspannungen der Bügelbewehrung in MPa Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC2.0T074

5.3.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

In der nachfolgenden Abbildung wird das Querkraft-Verformungsdiagramm des Versuchskörpers dargestellt. Das Verformungsverhalten fällt in der Simulation grundsätzlich steifer aus.

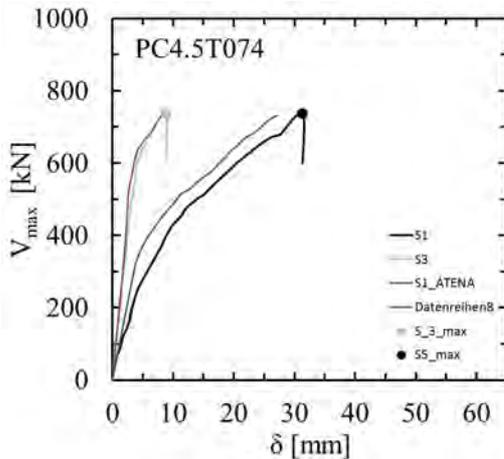


Abbildung 5-9: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T074

5.4 Berechnungsergebnisse PC4.5T074-1

5.4.1 Trägergeometrie und Beschreibung

Die Geometrie sowie die verwendeten Bügelbewehrungen des Versuchsträgers PC4.5T074-1 wurden im Vergleich zum PC2.0T074 nicht variiert. Bei diesem Träger ändert sich der Grad der Vorspannung auf 4,5 MPa. Dies nähert sich mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1111 kN an.

5.4.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 500,5 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. Ausgewertete Daten des Versuchsträgers PC 4.5T074-1 stehen aktuell noch nicht zur Verfügung, somit kann für diesen Träger keine Gegenüberstellung des Lastverformungsverhaltens dargestellt werden. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 711 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d = 0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 736 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 153,1 kN.

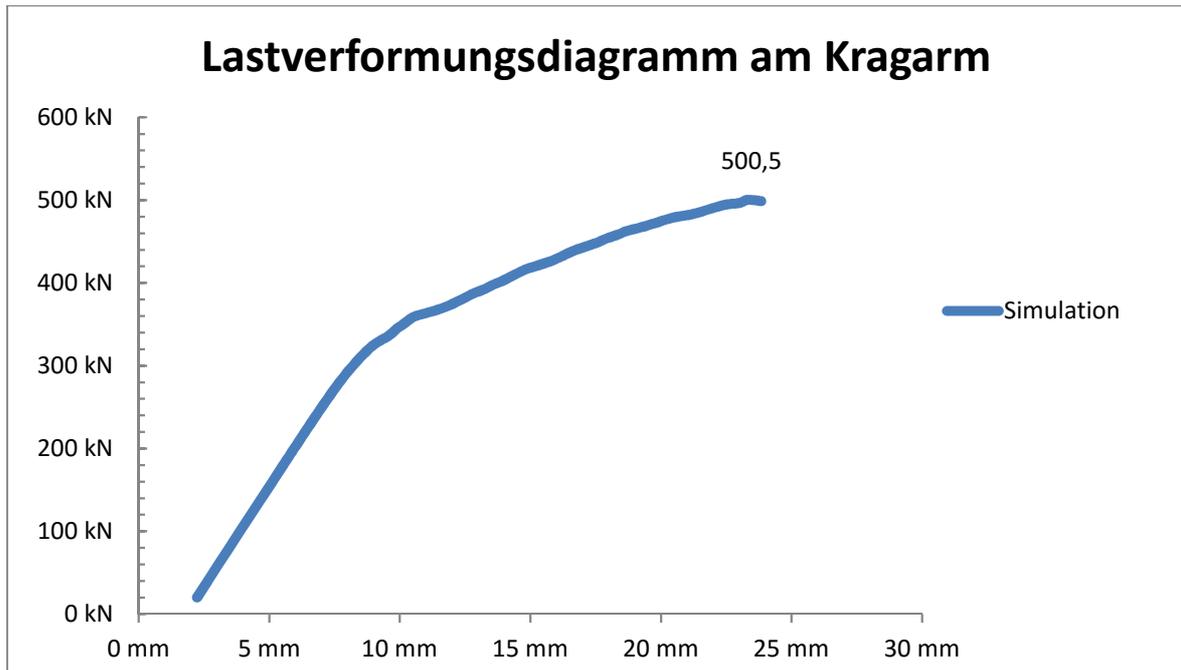


Abbildung 5-10: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T074-1

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 30, was einer Belastung von 250 kN entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei Laststufe 70 bei 444 kN. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 85. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 1,2 mm in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.

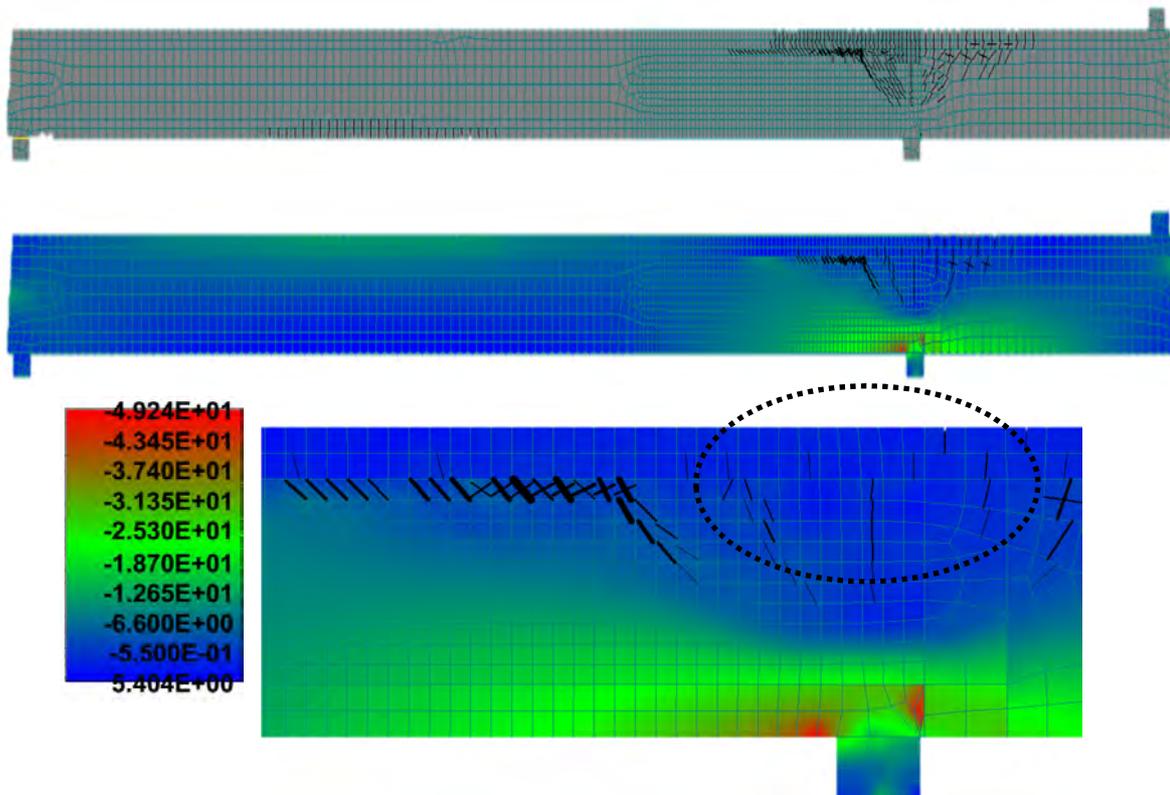


Abbildung 5-11: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T074-1, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 4 mm sind bei der Laststufe 85 kurz vor dem plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 535 MPa, dies entspricht knapp 77 % der Zugfestigkeit.

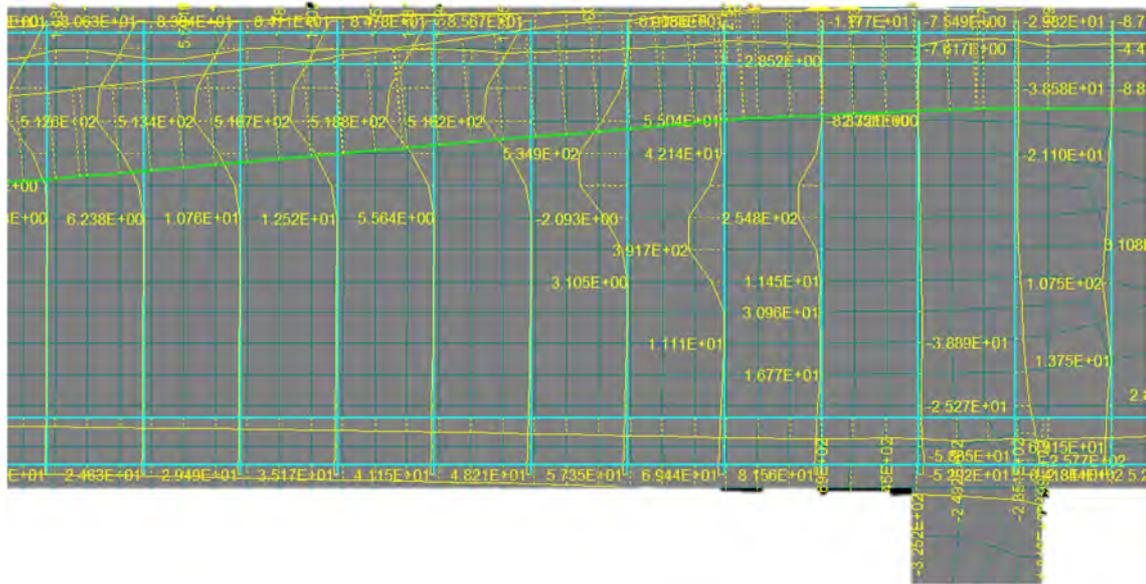


Abbildung 5-12: Stahlspannungen der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5T074-1

5.5 Berechnungsergebnisse PC4.5T074-2

5.5.1 Trägergeometrie und Beschreibung

Die Geometrie sowie die verwendeten Bügelbewehrungen des Versuchsträgers PC4.5T074-2 wurden im Vergleich zum PC4.5T074-1 nicht variiert. Dieser Träger unterscheidet sich durch die Schnittgrößenkonfiguration von den beiden Trägern zuvor. Für diesen Träger ist die Vorspannung ebenfalls mit 4,5 MPa definiert, dies nähert sich mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1124 kN an.

5.5.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 630 kN, im Lastschritt vor dem Versagensfall. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversuches zeigt eine maximale Einzellast von 680 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 632 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d=0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 677 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 153 kN.

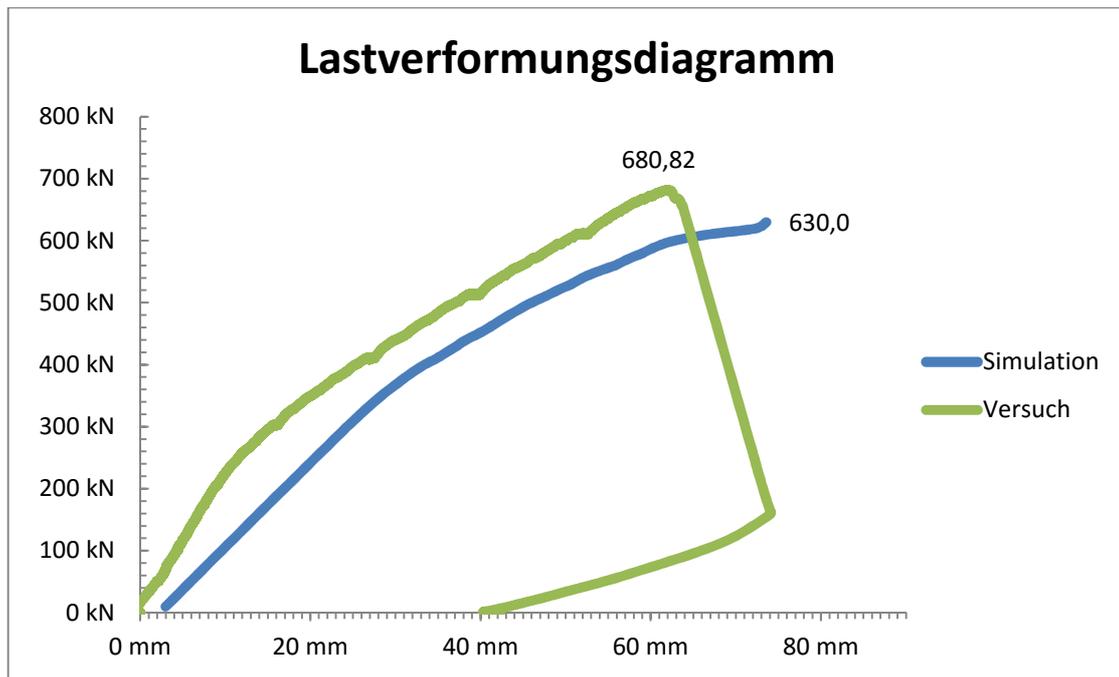


Abbildung 5-13: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T074-2

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 40, was einer Belastung von 300 kN entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen in diesem Träger bei der beschriebenen Laststellung nicht. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 73. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt gemäß Modellbildung 9,5 mm in der Laststufe während des Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.

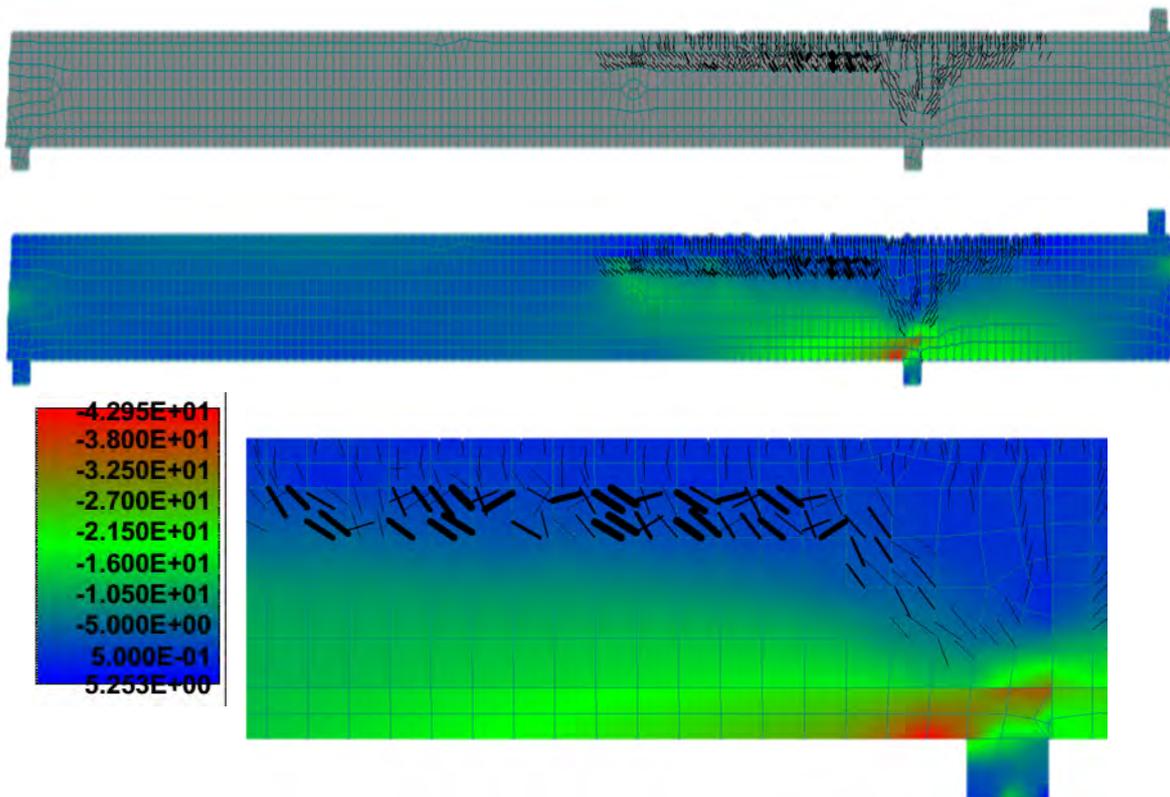


Abbildung 5-14: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T074-2, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 4 mm sind bei der Laststufe 73 gänzlich im plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 654 MPa, dies entspricht knapp 95 % der Zugfestigkeit, was auf die großen Rissbreiten rückschließen lässt.

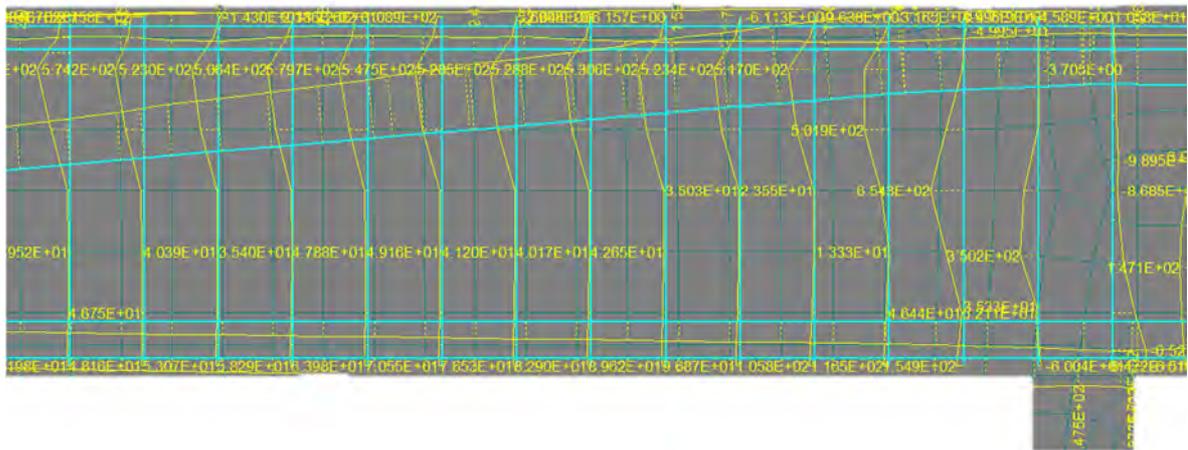


Abbildung 5-15: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5T074-2

5.5.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Nachfolgende Abbildung zeigt das Querkraft-Verformungsverhalten des Versuchskörpers PC4.5T074-2. Die in der Abbildung bezeichnete Datenreihe 8 und 9 sind als Simulationsergebnisse zu interpretieren.

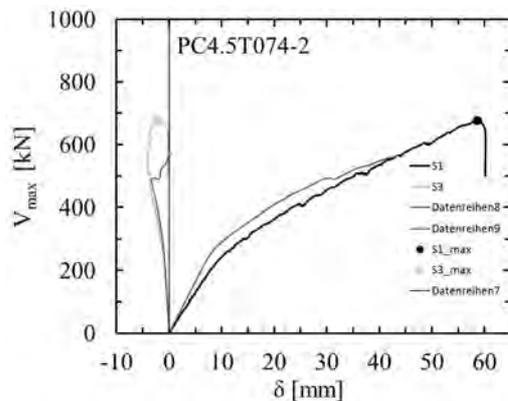


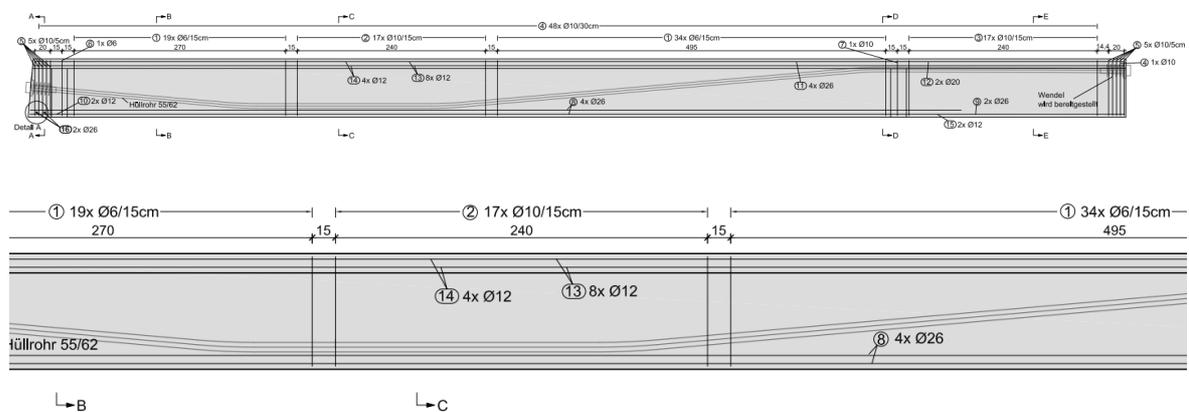
Abbildung 5-16 Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T074-2

5.6 Berechnungsergebnisse PC2.0T168

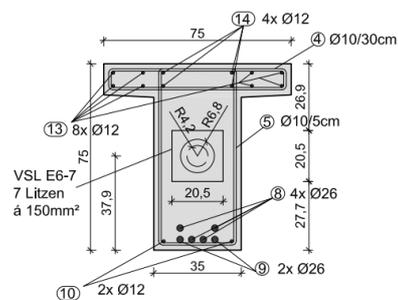
5.6.1 Träbergeometrie und Beschreibung

Der Versuchsträger PC2.0T168 ist als T-Querschnitt konstruiert worden. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von 0,24 m² im kritischen Bereich, im Abstand d=0,675 m vom Auflager entfernt, auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225

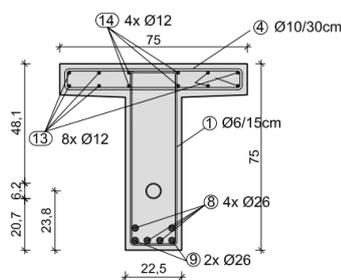
mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf 0,32 m². Dieser Trägerquer-schnitt wurde insgesamt zweimal produziert. Der Träger PC4.5T168 weist einen erhöhten Grad der Vorspannung auf. Bei beiden Trägern wurde in den Testfeldern eine Bügelbeweh-rung von Durchmesser 6 mm im Abstand von 150 mm, in den übrigen Bereichen von Durch-messer 10 mm im Abstand von 150 mm, verwendet. Der Querkraftbewehrungsgrad ist in den kritischen Bereichen gemäß der erforderlichen Mindestbewehrung $\rho_w=0,168\%$ ausge-legt. Die Vorspannung wurde für diesen Träger mit 2,0 MPa angenommen, dies glich sich mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 507 kN an.



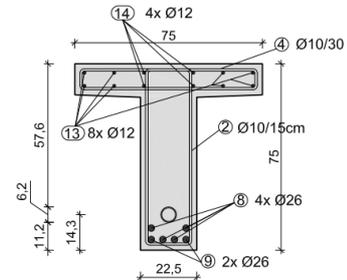
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C



5.6.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 550 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversu-ches zeigt eine maximale Einzellast von 558 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 727 kN an der kritischen Stelle. Diese

befindet sich im Abstand $d = 0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 739 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 293 kN.

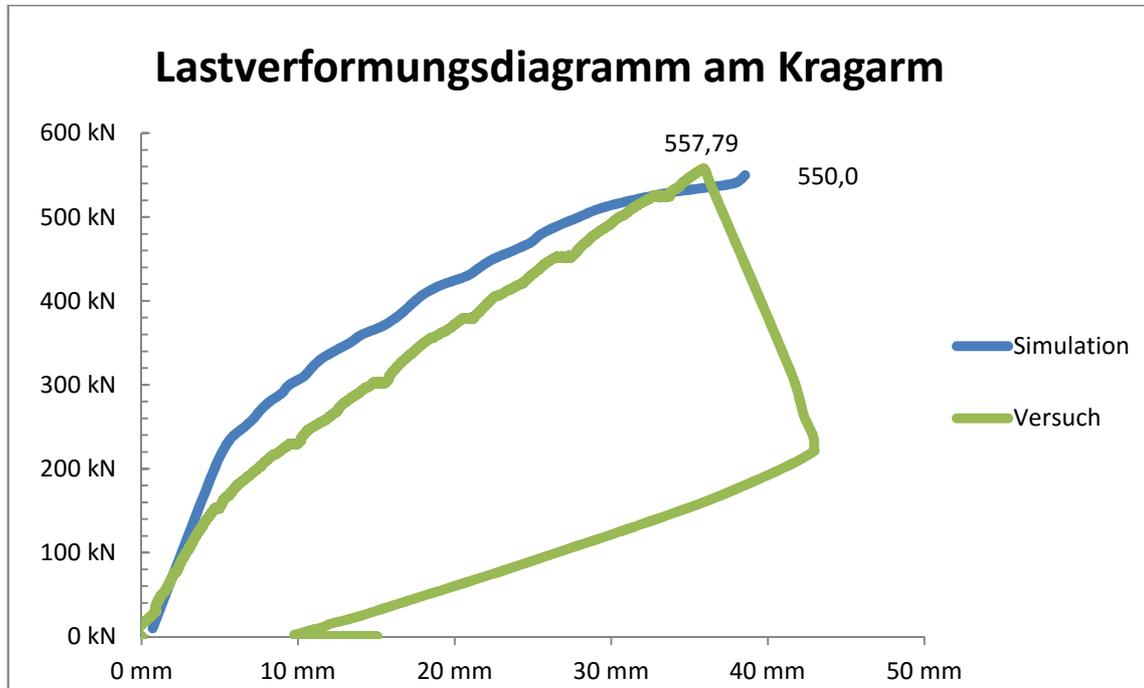
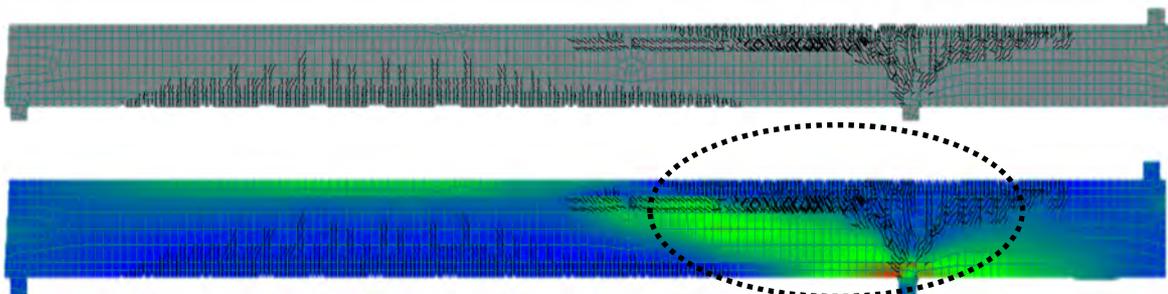


Abbildung 5-18: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC2.0T168

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 28, was einer Belastung von 180 kN entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei der Laststufe 39 mit 290 kN. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 65. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 8,5 mm in der Laststufe während des Bruches. Farblich gekennzeichnet sind die Verläufe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.



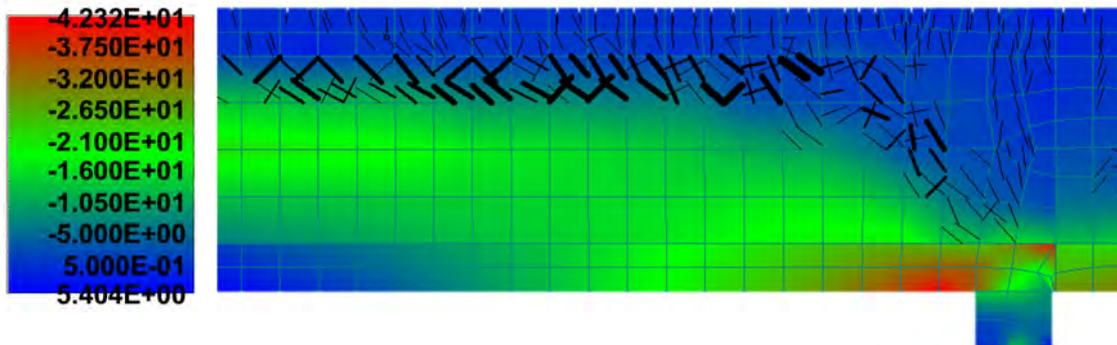


Abbildung 5-19 Rissbild des Versuchsträgers PC2.0T168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 6 mm sind bei der Laststufe 104 im plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 540 MPa, dies entspricht knapp 90 % der Zugfestigkeit.

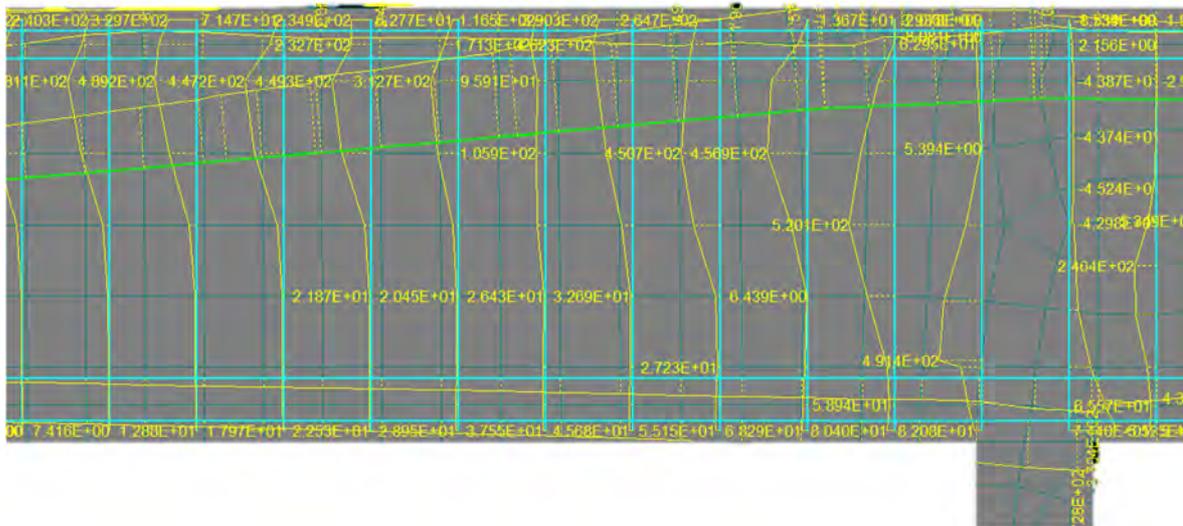


Abbildung 5-20: Stahlspannungen der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm des Versuchsträgers PC2.0T168 in MPa

5.6.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC2.0T168.

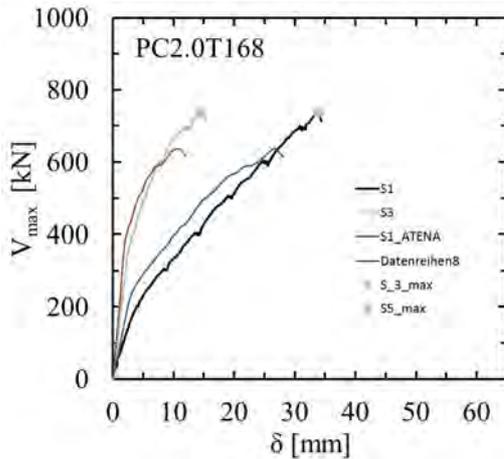


Abbildung 5-21: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC2.0T168

5.7 Berechnungsergebnisse PC4.5T168

5.7.1 Trägergeometrie und Beschreibung

Der Versuchsträger PC4.5T168 wurde als T-Querschnitt konstruiert. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von 0,24 m² im kritischen Bereich, im Abstand $d=0,675$ m vom Auflager entfernt auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225 mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf 0,32 m². Bei diesem Träger wurde, im Vergleich zum Träger PC2.0T168, der Grad der Vorspannung auf 4,5 MPa erhöht, dies glich sich mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1118 kN an.

5.7.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 548 kN, im Lastschritt, vor dem Bruch des Trägers. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversuches zeigt eine maximale Einzellast von 656 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 807 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d=0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 926 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 293 kN.

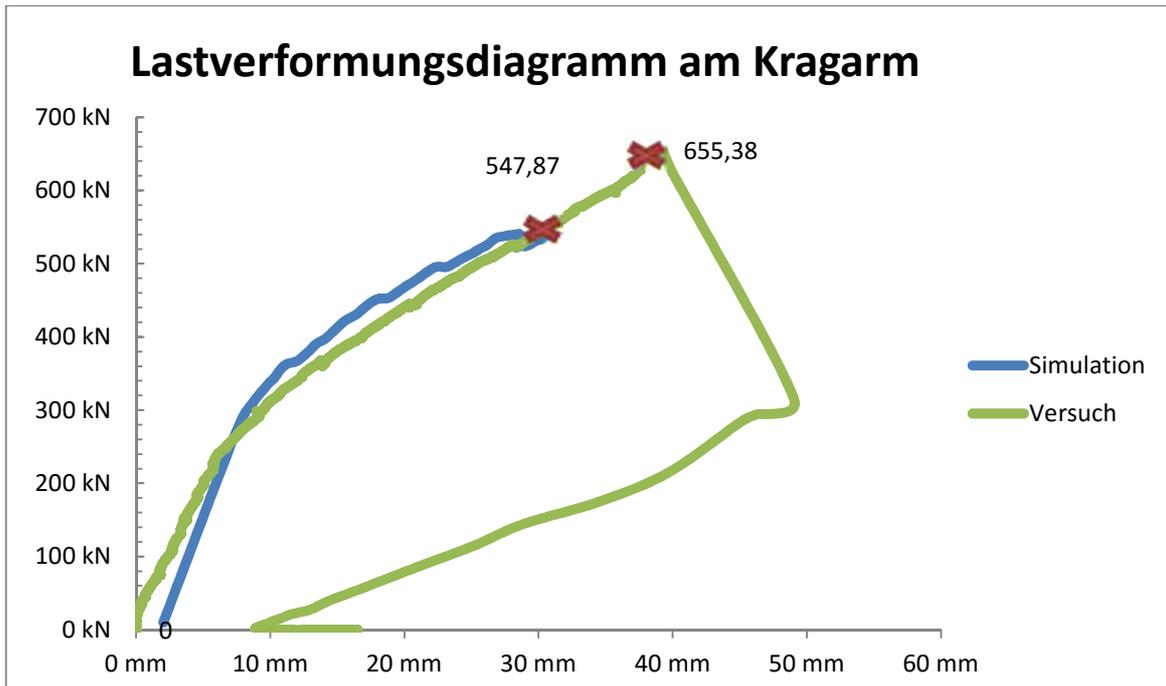
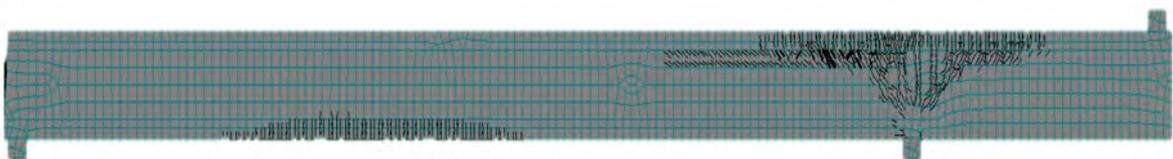


Abbildung 5-22: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T168

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 33, was einer Belastung von 230 kN, entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei der Laststufe 58 mit 445 kN. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 80. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 2,3 mm, in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Verläufe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.



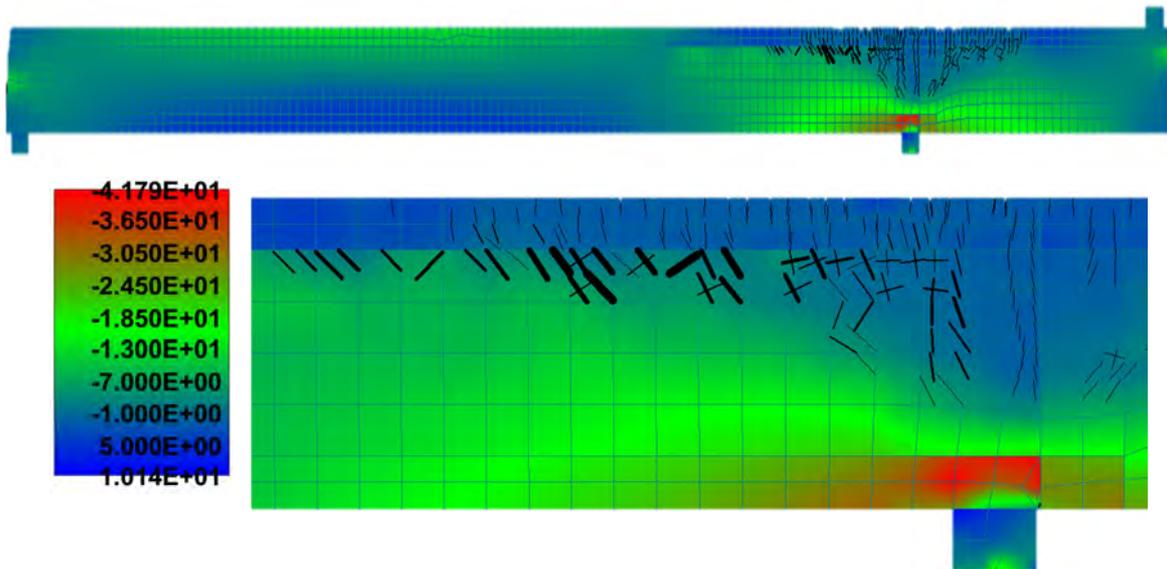


Abbildung 5-23: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 6 mm sind bei der Laststufe 80 im elastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 470 MPa.

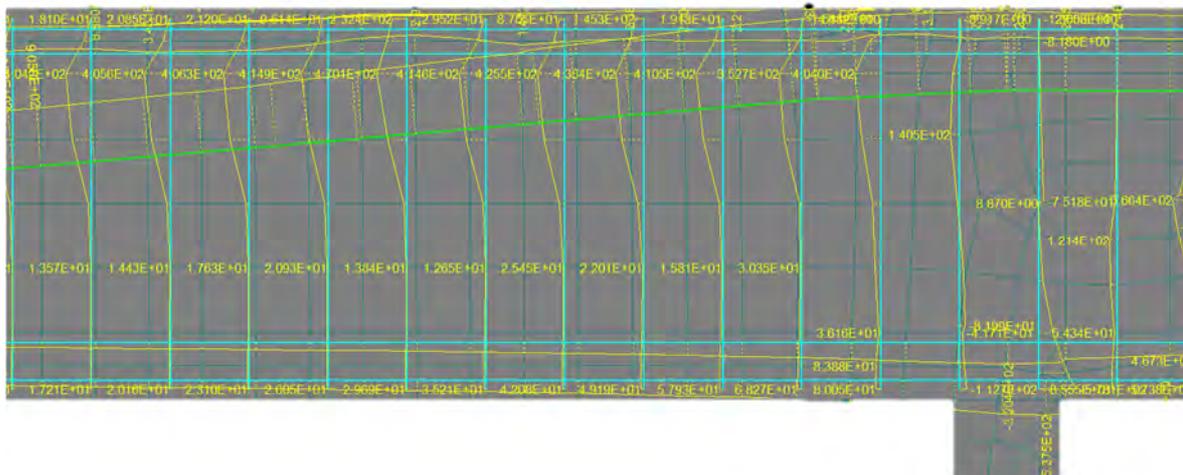


Abbildung 5-24: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm, des Versuchsträgers PC4.5T168

5.7.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.5T168. Dabei sind die in der Abbildung dargestellten Datenreihen 7 und 8 als Simulationsergebnisse zu interpretieren.

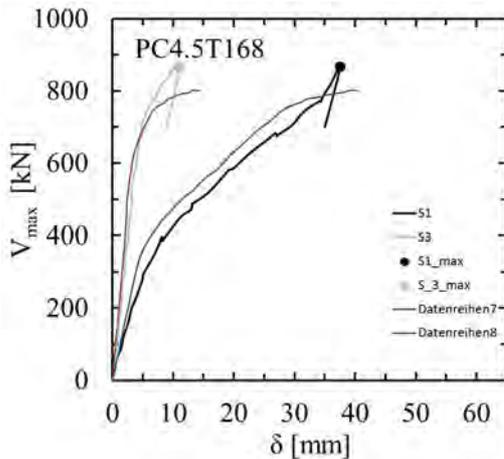
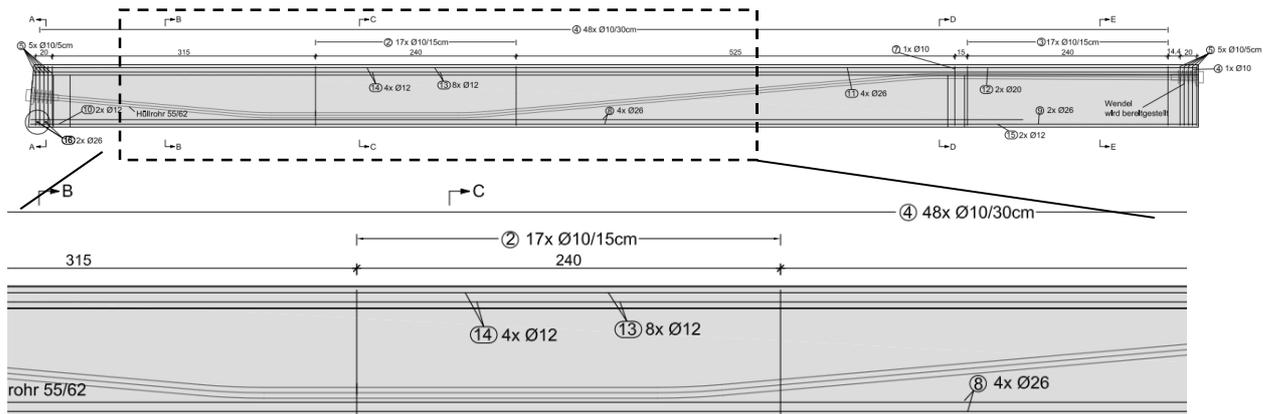


Abbildung 5-25: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T168

5.8 Berechnungsergebnisse PC4.5T000

5.8.1 Trägergeometrie und Beschreibung

Der Versuchsträger PC4.5T000 ist als T-Querschnitt konstruiert worden. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von $0,24 \text{ m}^2$ im kritischen Bereich im Abstand $d=0,675 \text{ m}$ vom Auflager entfernt auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225 mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf $0,32 \text{ m}^2$. Bei diesem Träger wurde in den Testfeldern keine Bügelbewehrungen verlegt, in den übrigen Bereichen wurden Bügelbewehrungen mit einem Durchmesser 10 mm im Abstand von 150 mm, verwendet. Die Vorspannung wurde für diesen Träger mit 4,5 MPa angenommen, dies glich sich mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1125 kN angenähert.



L-B

L-C

Schnitt A-A

Schnitt B-B

Schnitt C-C

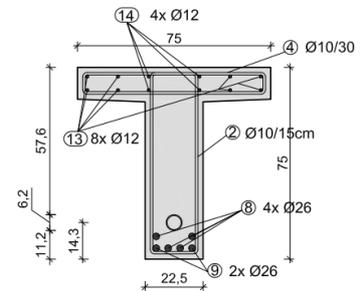
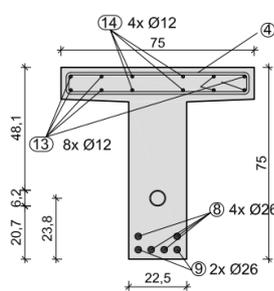
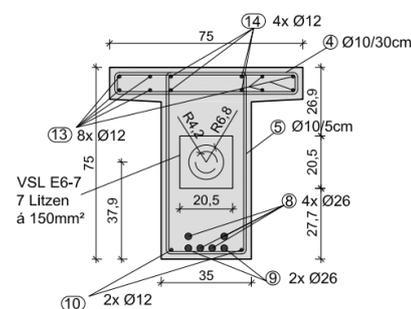


Abbildung 5-26: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.5T000

5.8.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 485 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. Die Versuchsdaten dieses Trägers sind fehlerhaft und unvollständig, ein Vergleich der Lastverformungsdiagramme ist in diesem Fall daher nicht möglich. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 695 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d=0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 244 kN.

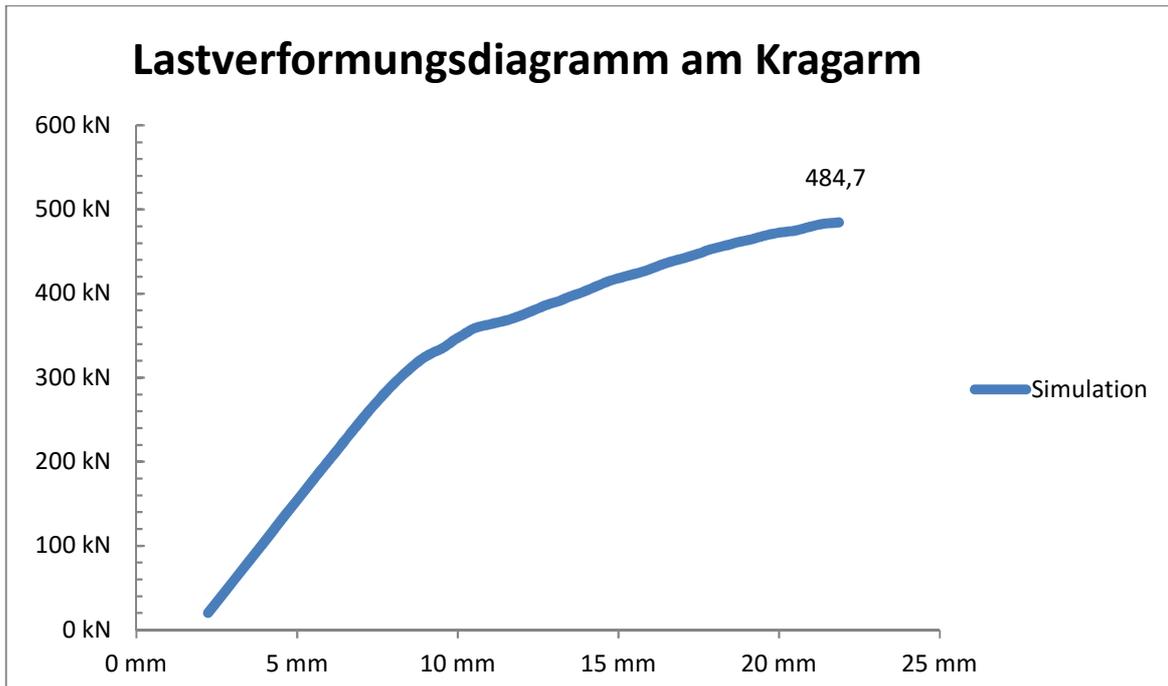
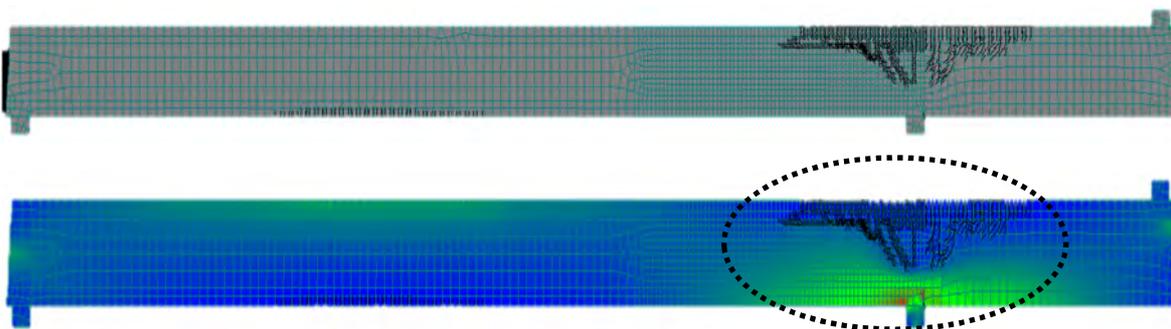


Abbildung 5-27: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T000

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 30, was einer Belastung von 250 kN, entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei der Laststufe 71 mit 447 kN. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 81. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 1,5 mm, in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Verläufe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.



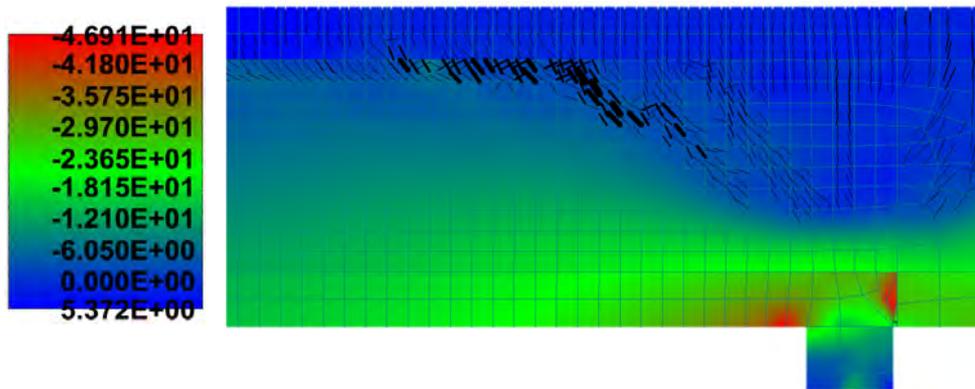


Abbildung 5-28: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T000, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

5.8.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Nachfolgende Abbildung zeigt die Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.5T000.

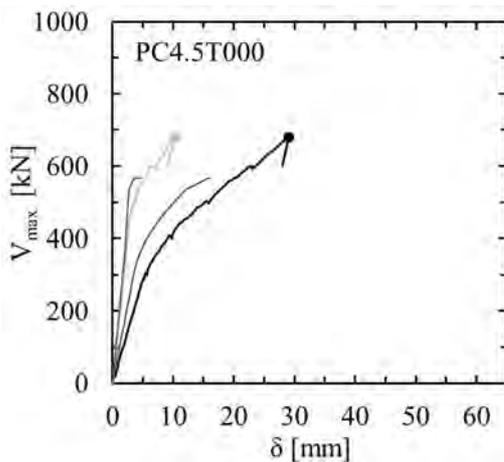


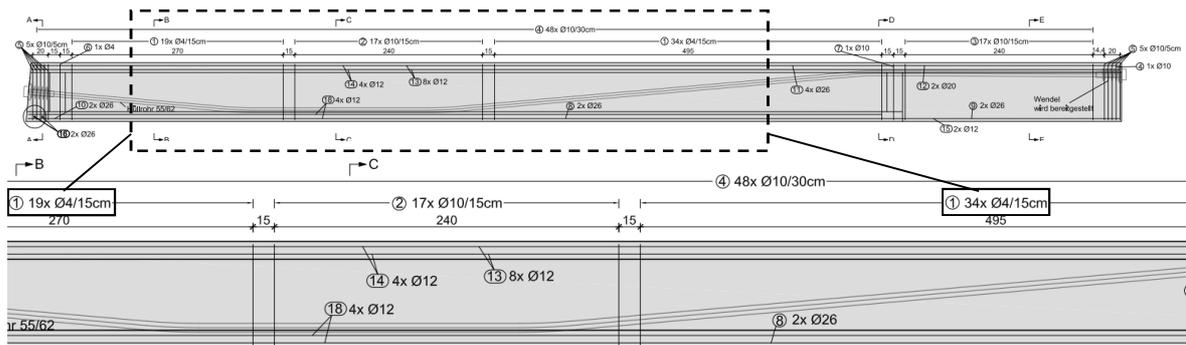
Abbildung 5-29 Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.5T000

5.9 Berechnungsergebnisse PC4.5I074

5.9.1 Trägergeometrie und Beschreibung

Der Versuchsträger PC4.5I074 ist als I-Querschnitt konstruiert worden. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von $0,279 \text{ m}^2$ im kritischen Bereich im Abstand $d=0,675 \text{ m}$ vom Auflager entfernt auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225 mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf $0,341 \text{ m}^2$. Bei diesem Träger wurde in den Testfeldern eine Bügelbewehrung mit einem Durchmesser 4 mm im Abstand von 150 mm , in den übrigen Bereichen mit einem Durchmesser 10 mm im Abstand von 150

mm, verwendet. Der Querkraftbewehrungsgrad ist in den kritischen Bereichen gemäß der erforderlichen Mindestbewehrung $\rho_w=0,074\%$ ausgelegt. Die Vorspannung wurde für diesen Träger mit 4,5 MPa angenommen, dies wurde mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1310 kN angenähert.



Schnitt A-A

Schnitt B-B

Schnitt C-C

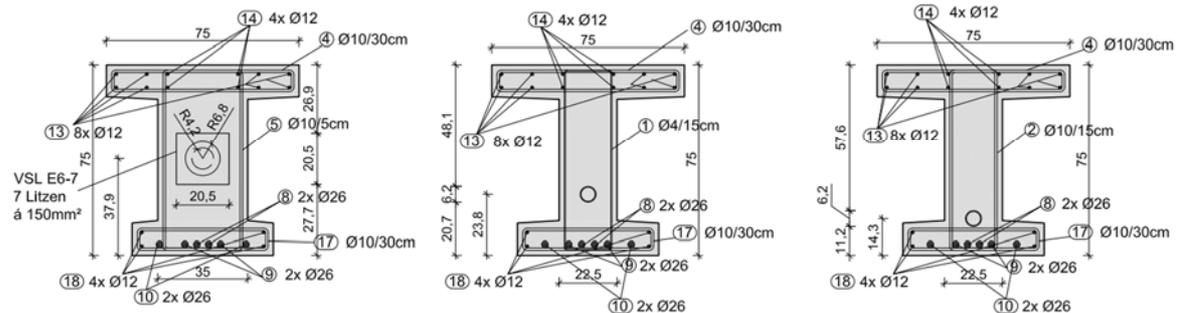


Abbildung 5-30: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.5I074

5.9.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 563,0 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversuches zeigt eine maximale Einzellast von 577,99 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 758 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d = 0,675$ m vom Auflager in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 798 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 153,1 kN.

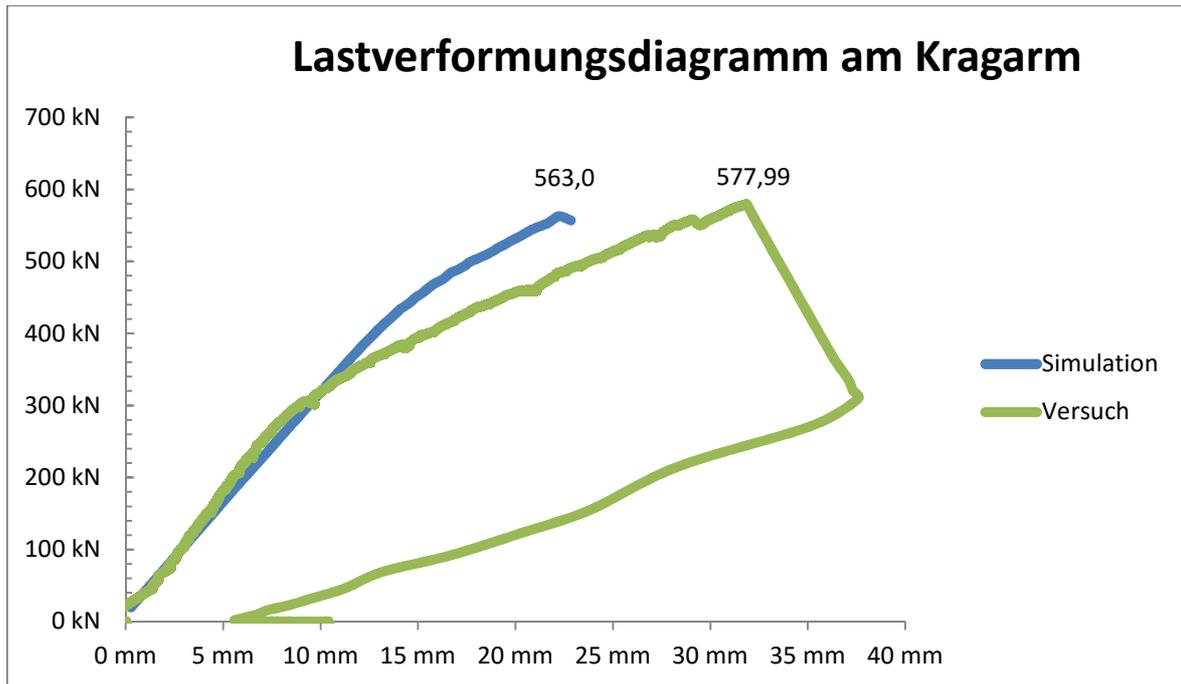
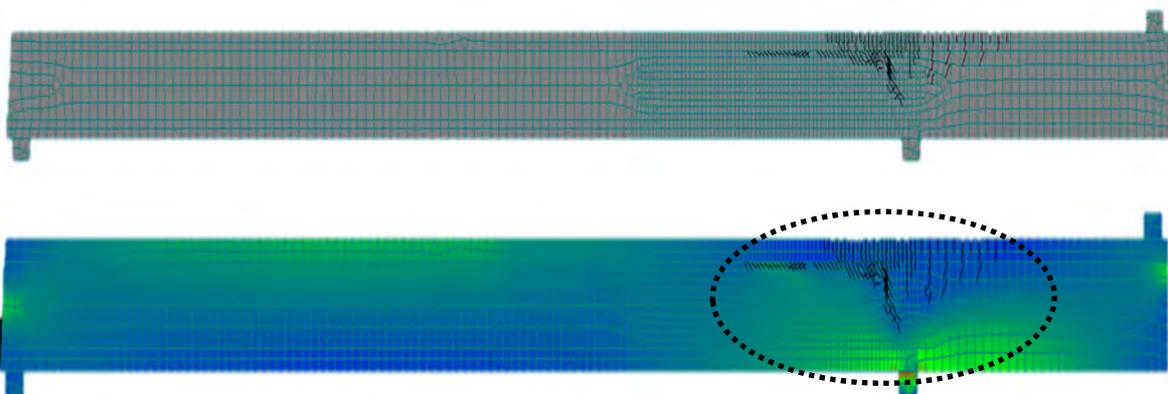


Abbildung 5-31: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5I074

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 52, was einer Belastung von 360 kN, entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei diesem Träger bis zur Bruchlast nicht. Im Bereich des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 94. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 0,9 mm, in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Verläufe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.



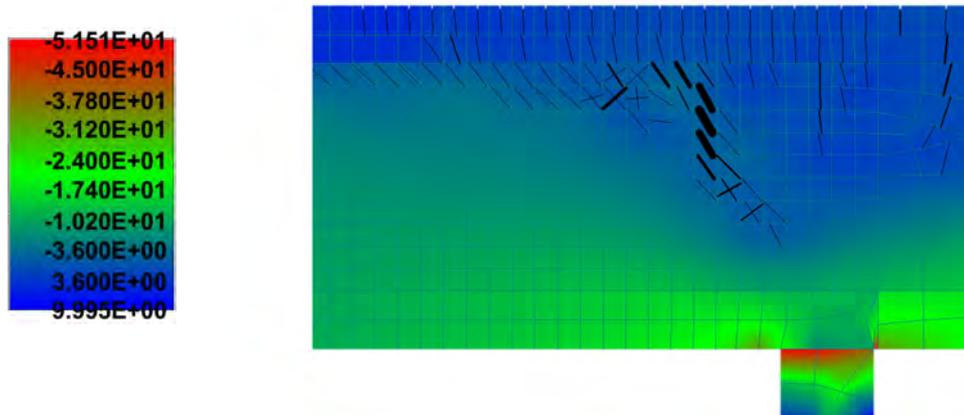


Abbildung 5-32: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5I074, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 4 mm sind bei der Laststufe 94 gänzlich im plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 593 MPa, dies entspricht knapp 87 % der Zugfestigkeit.

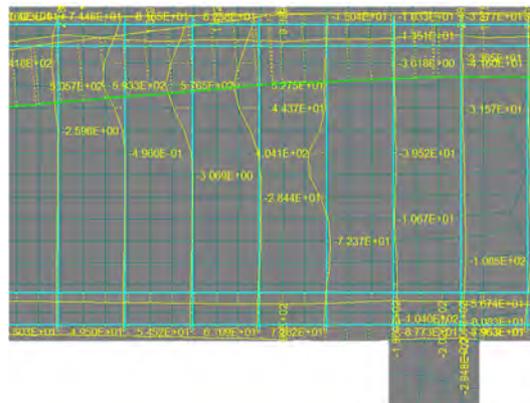


Abbildung 5-33: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5I074

5.9.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Nachfolgende Abbildung zeigt die Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.5TI074.

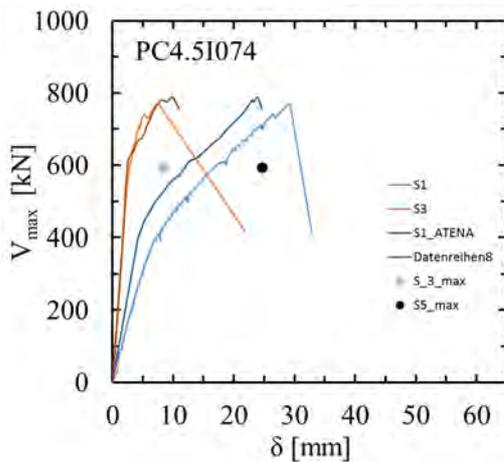
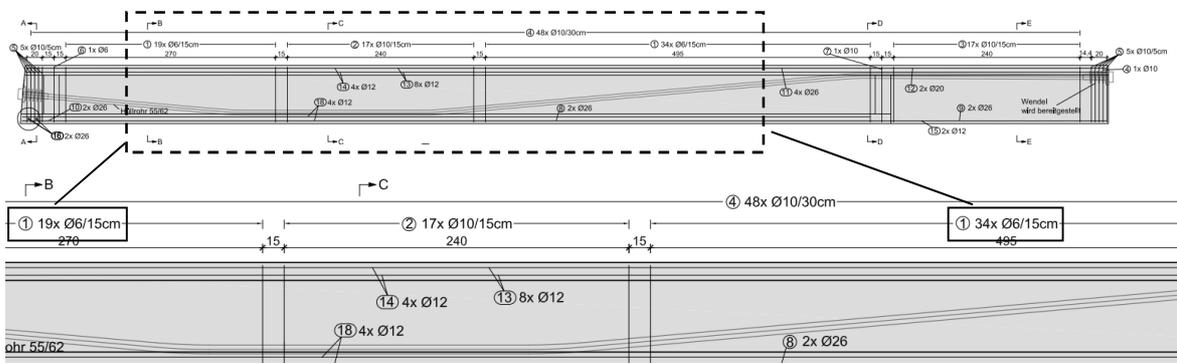


Abbildung 5-34 Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuchskörper PC4.5I074

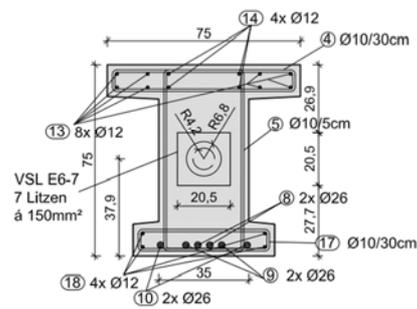
5.10 Berechnungsergebnisse PC4.5I168

5.10.1 Träргеometrie und Beschreibung

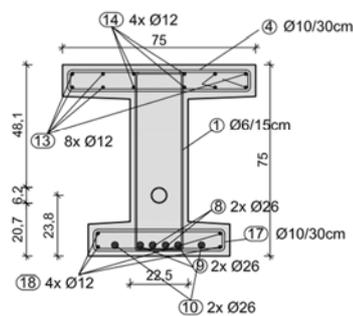
Der Versuchsträger PC4.5I168 wurde als I-Querschnitt konstruiert. Dieser Querschnitt weist eine Fläche von $0,279 \text{ m}^2$ im kritischen Bereich, im Abstand $d=0,675 \text{ m}$ vom Auflager entfernt auf. Über den Auflagern sowie im Kragbereich verbreitert sich der Steg von 225 mm auf 350 mm und somit vergrößert sich auch die Fläche auf $0,341 \text{ m}^2$. Bei diesem Träger wurde in den Testfeldern eine Bügelbewehrung mit einem Durchmesser 6 mm im Abstand von 150 mm , in den übrigen Bereichen mit einem Durchmesser 10 mm im Abstand von 150 mm , verwendet. Der Querkraftbewehrungsgrad ist in den kritischen Bereichen gemäß der erforderlichen Mindestbewehrung $\rho_w=0,074 \%$ ausgelegt. Die Vorspannung wurde für diesen Träger mit $4,5 \text{ MPa}$ angenommen, dies wurde mit einer ausgeführten Vorspannkraft von 1305 kN angenähert.



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

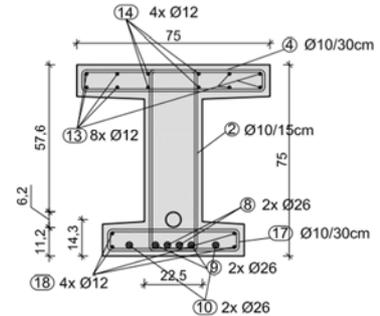


Abbildung 5-35: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.51168

5.10.2 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 1

Das Lastverformungsdiagramm der Simulation zeigt eine maximale Einzellast von 680 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. Das Lastverformungsdiagramm des Prüfversuches zeigt eine maximale Einzellast von 698 kN, im Lastschritt vor dem Bruch des Trägers. In der Simulation beträgt die maximale Querkraft 948 kN an der kritischen Stelle. Diese befindet sich im Abstand $d=0,675$ m vom Auflager, in halber Trägerhöhe. Beim Belastungsversuch betrug die maximale Querkraft an derselben Stelle 926 kN, vor dem Bruch des Trägers. Der Querkraftwiderstand lt. ÖNORM EN 1992-1-1 beträgt hierbei maximal 293kN.

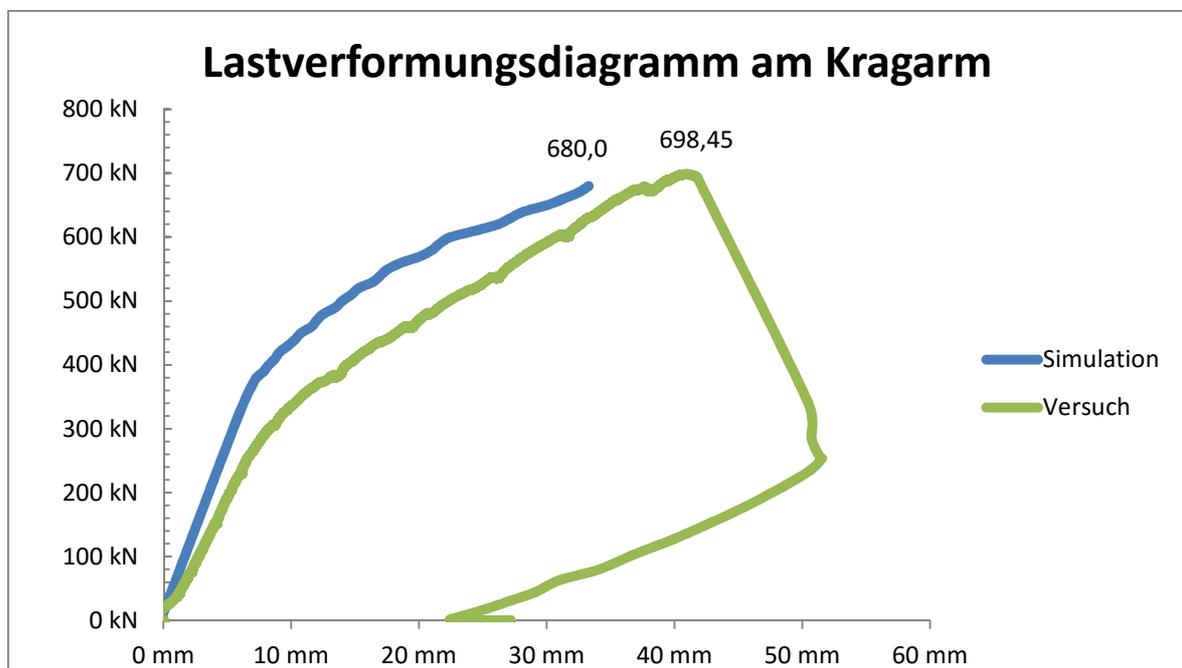


Abbildung 5-36: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.51168

Die ersten Schubrisse entstehen bei der Laststufe 41, was einer Belastung von 310 kN, entspricht. Die Biegerisse im Feld entstehen bei der Laststufe 69 mit 590 kN. Im Bereich

des rechten Auflagers kommt es zum Querkraftversagen bei der Laststufe 78. Das Rissbild dieser Laststufe wird in der nächsten Abbildung für den gesamten Träger angegeben. Der detaillierte Ausschnitt zeigt die Risse ab einer Mindestgröße von 0,1 mm im kritischen Bereich. Die maximale Rissbreite beträgt 1,1 mm, in der Laststufe vor dem Bruch. Farblich gekennzeichnet sind die Verläufe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen.

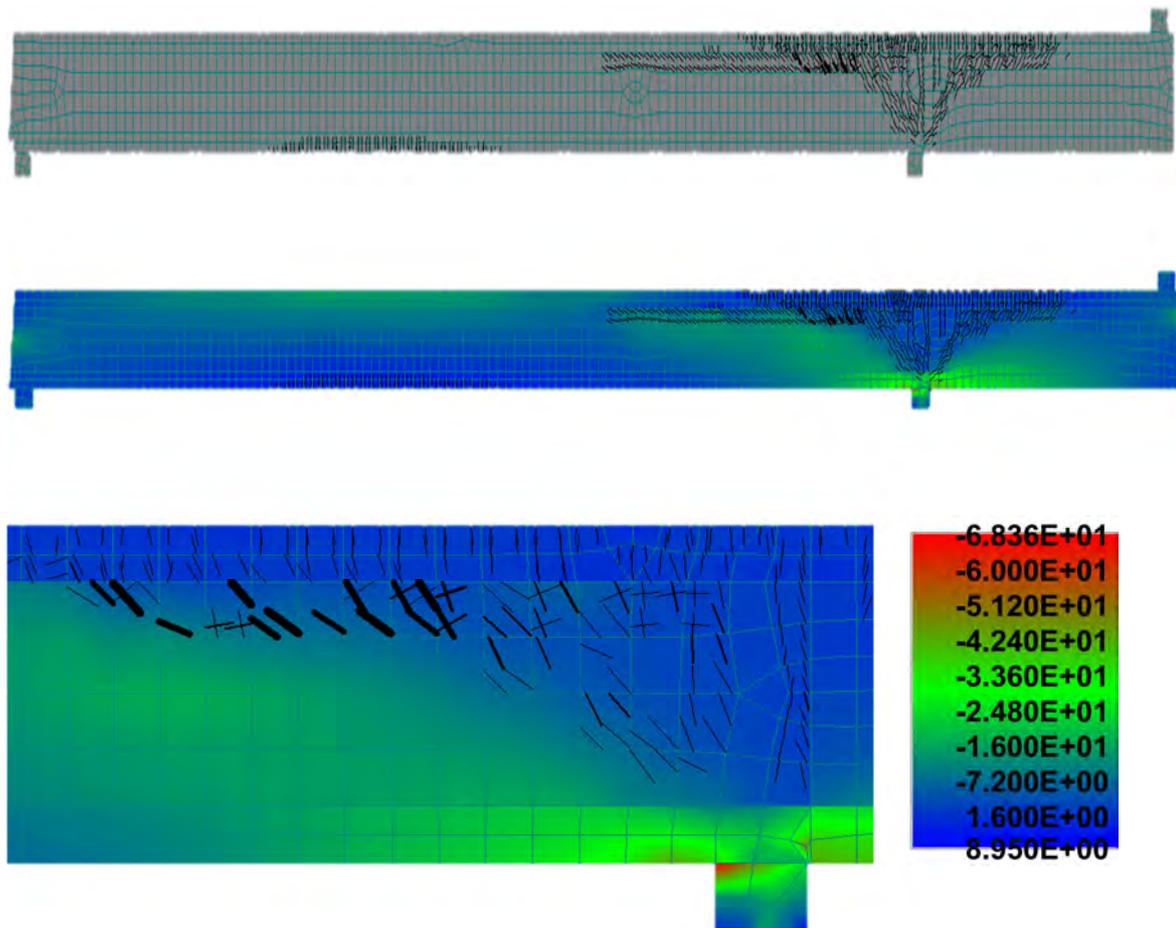


Abbildung 5-37: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5I168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa

Die verwendeten Bügel Durchmesser 6 mm sind bei der Laststufe 78 gänzlich im plastischen Bereich. Sie zeigen eine Stahlspannung in diesem Lastschritt von 522 MPa, dies entspricht knapp 89 % der Zugfestigkeit.

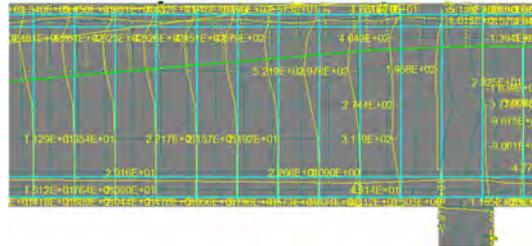


Abbildung 5-38: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm des Versuchsträgers PC4.51168

5.10.3 Innenfeld: Simulationsergebnisse Modell 2

Nachfolgende Abbildung zeigt die Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.51168.

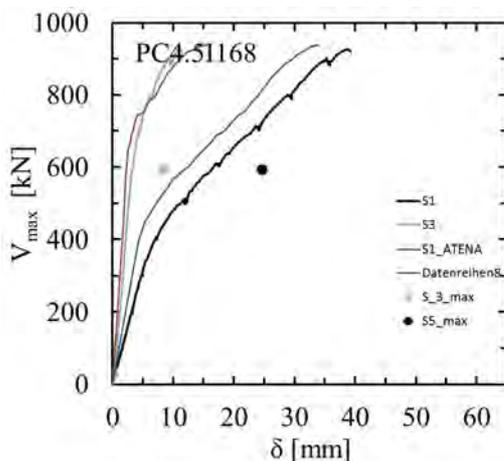


Abbildung 5-39 Querkraft-Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.51168

5.11 Zusammenfassung

Im Rahmen der numerischen Simulationen wurde eine nichtlineare Finite-Elemente Simulation mit dem Programmsystem ATENA V5 durchgeführt. Dabei wurden in erster Linie eine zweidimensionale Berechnung der Laborversuche sowie auch eine dreidimensionale Simulation durchgeführt. Die Zwischenergebnisse zeigten, dass die zweidimensionale Simulation aufgrund der vorhandenen Geometrie und Belastungssituation zuverlässige Ergebnisse lieferte.

In dem Zusammenhang wurden die Versuchskörper zweidimensional nachgerechnet. Als Materialmodell wurde das Modell 2d_Cementitious mit den Standardeinstellungen verwendet. Bis auf die Eingabe der mechanischen Eigenschaften, wie Druckfestigkeit, E-Modul und Spaltzugfestigkeit, die auf Basis der im Rahmen des Projektes durchgeführten Materialtests ermittelt wurden, wurden die Standardeinstellungen verwendet.

Die Belastungsgeschichte kam auf Basis der Versuche kraft- und verformungsgesteuert zur Simulation. Die Bewehrung in Längs- und Querrichtung wurde sowie auch die Spannbe-
wehrung diskret simuliert. Die Vorspannung wurde entsprechend den vorliegenden Spann-
protokollen als Vorspannung mit Verbund modelliert. Die Verbundbedingungen wurden da-
bei auf Basis von Erfahrungswerten und aus Ergebnissen von Pull-Out Versuchen (Vill,
2005) für Spannstahllitzen modelliert.

In weiterer Folge wurde der Einfluss von Tragwerksverstärkungen durch ergänzte Beweh-
rung im Trägersteg simuliert und in dem Zusammenhang konnte eine Laststeigerung für
allfällig notwendige Verstärkungsmaßnahmen abgeschätzt.

Insgesamt erfolgten 31 Simulationen sowie 3 Trägersimulation mit Tragwerksverstärkung
auf Basis der Versuchsdurchführung. Im Rahmen dieses Berichtes sind 16 Versuchsergeb-
nisse detailliert dargestellt. Die restlichen Simulationen wurden durchgeführt, sind jedoch
hier nicht detailliert dargestellt.

Die numerischen Simulationen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergeb-
nissen und spiegeln das Last-Verformungsverhalten wider. Bei allen Versuchen wurde ein
Versagen mit vorausgehender Rissbildung festgestellt. Ein duktilen Verhalten mit Eintritt
von Fließen konnte erwartungsgemäß nicht festgestellt werden. Im Vergleich mit den Last-
Verformungskurven der experimentellen Versuche zeigen die Simulationen im Allgemeinen
höhere Steifigkeiten und geringere Verformungen, was auf verschiedene Ursachen zurück-
zuführen ist und im Rahmen dieses Projektes nicht quantifiziert werden konnte. Als mögli-
che Ursachen können jedoch die Auswirkungen von (Kurzzeitkriechen bei hohen Belas-
tungszuständen, etwaige Schwindrissbildungen an der Oberfläche, Verformung des
Prüfrahmens bzw. des Versuchsaufbaues etc. genannt werden.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass die numerischen Simulationen zuverlässige Er-
gebnisse liefern und für Abschätzungen des Last-Verformungsverhaltens als Ergänzung
und Absicherung zusätzlich zur Anwendung des im Rahmen des Projektes entwickelten
Modelles zur Nachrechnung angewandt werden können.

6 WEITERENTWICKLUNG DES INGENIEURMODELLS

6.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Ingenieurmodell“ der Initiative Verkehrsinfrastrukturforschung 2012 wurde ein ingenieurmäßiges Nachweisverfahren („Ingenieurmodell“) zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung vorgeschlagen, worin in Abhängigkeit der zu erwartenden Rissbildung verschiedene Querkraftmodelle zur Anwendung kommen [12]. Dabei wurden entweder bereits vorhandene Querkraftmodelle modifiziert (z.B. Hauptspannungsnachweis in ungerissenen Bereichen) oder neu entwickelt (Modell des kritischen Biegeschubrisses - FSC-Modell). Aufgrund der fehlenden experimentellen Untersuchungen an mehrfeldrigen Systemen konnte das Nachweisverfahren bis dato nur an Einfeldsystemen verifiziert werden. Für einfeldrige Spannbetonbrücken demonstrierte dieses Modell bereits mehrfach sein großes Potential bei der rechnerischen Beurteilung des Querkraftwiderstand von bestehenden Spannbetonbrücken mit unzureichender Bügelbewehrung [25, 54]. Auf Basis der in Kapitel 3 vorgestellten eigenen Versuche bzw. der in Kapitel 4 zusammengefassten Versuche aus der Kooperation mit dem BAST-Projekt konnte eine Datenbasis geschaffen werden, mit welcher eine Weiterentwicklung des ingenieurmäßigen Nachweisverfahrens möglich ist. Der weiterentwickelte Ansatz sowie eine Validierung mit den vorhandenen Versuchsergebnissen werden nachfolgend vorgestellt. Das Nachweisverfahren basiert auf einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept gemäß ÖNORM EN 1990 [55] und ist somit mit den derzeit gültigen Verkehrlastmodellen [56] kombinierbar. Die Formulierung des Ansatzes entspricht dem eines Normentextes und kann somit für eine Fortschreibung der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie [7] übernommen werden.

6.2 Modellbildung

6.2.1 Allgemeines Nachweiskonzept

In Abhängigkeit der zu erwartenden Rissbildung sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit in den jeweiligen Bereichen folgende Nachweismodelle zu verwenden (Abbildung 6.1):

- Bereich UN – Ungerissener Bereich: Hauptzugspannungsnachweis
- Bereich ST – Bereich mit reinen Schubrisen: ST - Modell
- Bereich FS – Bereich mit Biege- bzw. Biegeschubrisen: FSC – Modell

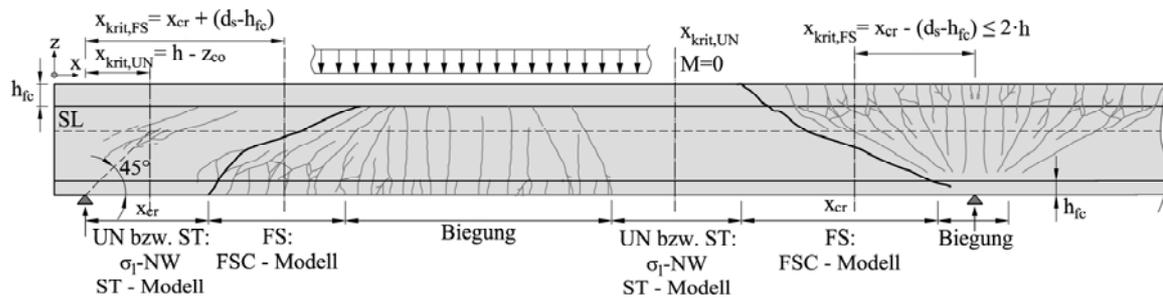


Abbildung 6.1: Definition der unterschiedlichen Bereiche und Nachweisschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Unterteilung der Bereiche kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe der Anwendung der technischen Biegetheorie unter Voraussetzung von linear elastischem Materialverhalten erfolgen. Als Grenzspannung darf der 5% - Quantilwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [3] verwendet werden. Die Verwendung des Hauptzugspannungsnachweises im unter Biegung ungerissenen Bereich UN ist nur zulässig, wenn bei der Brückenprüfung keine Schrägrisse im Stegbereich dokumentiert wurden.

Bei Querschnitten mit sehr dünnen Stegen, mit hohen Schubbewehrungsgraden und/oder großen Hüllrohrdurchmessern kann infolge Querkraft bzw. kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Steg auf schiefen Druck zwischen den Rissen versagen („Druckstrebenversagen“). Bei solchen Tragwerken ist die Tragfähigkeit der Druckstrebe (V_{Rdmax}) gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, 6.2.3 bzw. 6.3 nachzuweisen.

6.2.2 Querkraft- und Torsionsnachweis im Bereich UN

In Bereichen, welche unter Biegung nicht gerissen sind, darf vereinfachend die Querkrafttragfähigkeit bzw. die Torsion- und Querkrafttragfähigkeit im Steg durch den Nachweis der maximal auftretenden schiefen Hauptzugspannungen auf Basis einer Berechnung mit Hilfe der technischen Biegetheorie erbracht werden:

$$\sigma_{1,Ed} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2}\right)^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed,i})^2} \leq f_{ctd,eff} \quad (6.1)$$

Dabei ist:

$\sigma_{1,Ed,i}$ Bemessungswert der maximalen Hauptzugspannung in der betrachteten Faser

$\sigma_{x,Ed,i}$ Bemessungswert der Hauptnormalspannung in der betrachteten Faser

$\tau_{V,Ed,i}$ Bemessungswert der Schubspannung infolge Querkraft V_{Ed} in der betrachteten Faser abzüglich der Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{p,\infty}$

$\tau_{T,Ed,i}$ Bemessungswert der Schubspannung infolge des Torsionsmoments T_{Ed} in der betrachteten Faser

$$f_{ctd,eff} = \min \left\{ \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed,i}}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctd} \quad \text{Effektive Zugfestigkeit} \right. \\ \left. f_{ctd} \right.$$

$\sigma_{2,Ed,i}$ Bemessungswert der maximalen Hauptdruckspannung in der betrachteten Faser

f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ Bemessungswert der Zugfestigkeit

Bei Hüllrohren mit einem Durchmesser $\varnothing_{hüll} > b_w/8$ ist für die Ermittlung des Bemessungswertes der Schubspannung $\tau_{V,Ed,i}$ und $\tau_{T,Ed,i}$ die Stegbreite b_w gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, 6.2.3 (6) abzumindern.

Im Bereich der Endauflager muss der Nachweisschnitt $x_{krit,UN}$ nicht näher als der Schnittpunkt zwischen der linear elastischen Schwerpunktachse und einer von der Auflagerkante im Winkel von 45 ° geneigten Linie angenommen werden (siehe Abbildung 6.1). Im Bereich von Innenstützen darf der Nachweis im Momentnullpunkt geführt werden. Des Weiteren sind Bereiche mit Abstufungen in den Vorspannkabeln bzw. Änderungen in der Querschnittsgeometrie gesondert zu betrachten.

6.2.3 Querkraft- und Torsionsnachweis im Bereich ST

Bei Nichterfüllung des Nachweises gemäß Gleichung 6.1 ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einer Schrägrissbildung im Steg zu rechnen. Bei vorwiegender Querkraftbeanspruchung darf bei Vorhandensein einer Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$ gemäß ÖNORM B 1992-1-1, 12.2.6 die Querkrafttragfähigkeit im Nachweisschnitt $x_{krit,UN}$ wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s,ST} + V_{Rd,cc} + V_{p,\infty} \quad (6.2)$$

Dabei ist

$V_{Rd,s,ST}$ Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung im Bereich ST

$V_{Rd,cc}$ Vertikalkomponente des Druckbogens bzw. Sprengwerks

$V_{p,\infty}$ Vertikalkomponente der Vorspannkraft nach Abzug sämtlicher Verluste

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung im Bereich ST zu

$$V_{Rd,s,ST} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot h_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (6.3)$$

Dabei ist

A_{sw} Querschnittsfläche der Bügelbewehrung

s Abstand der Querkraftbewehrung untereinander

h_w Steghöhe (Querschnittshöhe abzüglich der Gurte bzw. Abstand vom Bauteilrand zur Längsbewehrung bei Fehlen eines Gurtes)

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{\sigma_{cp}} \quad \text{Neigung des Schubrisses bei Rissentstehung}$$

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{\left(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{cp}\right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{cp}^2} \quad \text{maximal aufnehmbare Schubspannung}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} \quad \text{Normalspannung infolge Vorspannkraft}$$

N_{cp} Normalkraft infolge der Vorspannkraft

Die Vertikalkomponente der geneigten Druckgurtkraft V_{cc} (Druckbogen bzw. Sprengwerk-
wirkung) ergibt sich zu

$$V_{Rd,cc} = \frac{F_{cc}}{\gamma_c} \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (6.4)$$

Dabei ist

F_{cc} Druckgurtkraft, welche vereinfachend der Vorspannkraft P_∞ nach Abzug sämtlicher Verluste gleichgesetzt werden darf.

$$\alpha_{cc} = \arctan \left(\frac{z_{Fc}(M=0) - z_{Fc}(M=M_{cr})}{x_{cr}} \right) \quad \text{Neigung des Druckgurts, welche vereinfachend auf Basis der linear elastischen Berechnung der Druckspannungsergebnisse zwischen dem Momentennullpunkt und der theoretischen Rissstelle x_{cr} (siehe Abbildung 6.1) ermittelt werden darf.}$$

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist der Nachweis gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, 6.2.3 bzw. 6.3 zu führen.

6.2.4 Querkraftnachweis im Bereich FS

6.2.4.1 Allgemeines Nachweismodell

Im Bereich FS setzt sich die Querkrafttragfähigkeit gemäß dem FSC-Modell [5, 24] wie folgt zusammen:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s,FS} + V_{Rd,cz} + V_{p,\infty} \quad (6.5)$$

Dabei ist

$V_{Rd,s,FS}$ Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung im Bereich FS

$V_{Rd,cz}$ Querkrafttraganteil des Druckbogens bzw. Sprengwerks

$V_{p,\infty}$ Vertikalkomponente der Vorspannkraft nach Abzug sämtlicher Verluste

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung im Bereich FS zu

$$V_{Rd,s,FS} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot (d_s - x) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_{cr} \quad (6.6)$$

Dabei ist

d_s statische Nutzhöhe bezogen auf die Längsbewehrung

Die Druckzonenhöhe x ergibt sich zu

$$x = \frac{A_i}{b_{fc}} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc} \quad (6.7)$$

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$$

ideelle Querschnittsfläche bei Spanngliedern im Verbund

A_s Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Nachweischnitt

A_p Querschnittsfläche des im Verbund liegenden Spannstahls im Nachweischnitt

b_{fc} Breite des Druckgurts

h_{fc} Höhe des Druckgurts

E_s, E_p, E_{cm} Elastizitätsmodul der Bewehrung, des Spannstahls sowie des Betons

$$d = \frac{A_s \cdot d_s^2 + A_p \cdot d_p^2}{A_s \cdot d_s + A_p \cdot d_p}$$

statische Nutzhöhe bei Spanngliedern im Verbund

d_p statische Nutzhöhe bezogen auf die Spanngliedachse
 θ_{cr} Rissneigung, welche vereinfacht mit $26,6^\circ$ angenommen werden kann.

Beim Vorhandensein einer moderaten Vorspannkraft ($\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$) darf neben dem Querkraftwiderstand der vertikalen Bewehrung ein zusätzlicher Querkrafttraganteil des Druckbogens bzw. Sprengwerks angerechnet werden:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\tau_{xz,max}}{\gamma_c} \cdot b_{V,eff} \cdot x \cdot \beta_{cc} \quad (6.8)$$

Dabei ist

$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc}$ mitwirkende Breite des Druckgurts auf Schub. Im Bereich der Innenstütze von Plattenbalkenbrücken ist $b_{V,eff} = b_w$.

$\beta_{cc} = 2,15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h}$ Faktor zur Berücksichtigung der Schubschlankheit

$M_{Ed,max}, V_{Ed,max}$ maximale Schnittgrößen im betrachteten Abschnitt (Endfeld, Innenstütze)

h Bauteilhöhe

Die maximal aufnehmbare Schubspannung errechnet sich mit

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{\left(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{x,cz,Ed}\right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{x,cz,Ed}^2} \quad (6.9)$$

6.2.4.2 Näherungsstufe 1 – Vereinfachter Nachweis

- Die Normalspannung in der Druckzone kann vereinfachend mit einem Drittel des Bemessungswertes der Druckfestigkeit angenommen werden:

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{f_{cd}}{3}$$

- Der Nachweisschnitt $x_{krit,FS}$ kann vereinfachend im Abstand h von der Auflagerachse angenommen werden.

6.2.4.3 Näherungsstufe 2 – Genereller Nachweis

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{z} + P_x \cdot \frac{z - z_p}{z}}{b_{eff} \cdot x}$$

- mittlere Normalspannung in der Druckzone
 M_{Ed}, N_{Ed} Schnittgrößen infolge äußerer Belastung im Nachweisschnitt
 P_x horizontale Komponente der Vorspannkraft P^∞
 $z = d - \frac{x}{3}$
 $z_p = d_p - \frac{x}{3}$ innerer Hebelarm
 $z_u =$ Abstand zwischen der Schwerachse und dem Zuggurt
 b_{eff} mitwirkende Plattenbreite des Druckgurts
- Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Bereich FS hat im Nachweisschnitt $x_{krit,FS} = x_{cr} \pm (d_s - h_{fc})$ (siehe Abbildung 6.1) zu erfolgen. Im Bereich der Innenstütze von Plattenbalkenbrücken ist $x_{krit,FS} = x_{cr} - d_s$.

6.3 Zusammenfassung der Änderungen zum ursprünglichen Ingenieurmodell

Entgegen dem ursprünglichen Nachweisverfahren [12] wurden folgende Erweiterungen vorgeschlagen:

- Die Nachweisstelle im Bereich der Innenstütze wurde auf Basis der Versuche für das FSC-Modell zu $x_{krit,FS} = x_{cr} - (d_s - h_{fc}) \leq 2 \cdot h$ angenommen. Die Begrenzung mit $2 \cdot h$ ist notwendig, da mit größer werdender Schlankheit bzw. Schubschlankheit der kritische Biegeschubriss nicht mehr zwangsläufig vom äußersten Biegeriss gebildet wird (siehe Rissbilder in Abbildung 3.5).
- Die maximal aufnehmbare Schubspannung in der Druckzone $T_{xz,max}$ (siehe Gleichung 6.9) wurde linearisiert und somit vereinfacht.
- Im ursprünglichen FSC-Modell wurde bei überwiegend gleichmäßiger Belastung der Einfluss der Schubschlankheit vernachlässigt ($\beta_{cc} = 1,0$). Wie jedoch erstmalig in den Versuchen beobachtet werden konnte, spielt die Schubschlankheit eine nicht zu vernachlässigbare Rolle bei der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontägern mit geringer Bügelbewehrung. Deshalb wurde der Faktor $\beta_{cc} = 2,15 \cdot M_{Ed,max} / (3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h)$ vorgeschlagen.
- Aufgrund der etwas aufwendigeren Spannungsberechnung beim ursprünglichen FSC-Modell (Spannung in der Druckzone $\sigma_{x,cz,Ed}$ und der Rissstelle x_{cr}) wurde analog

zu den unterschiedlichen Näherungsstufen gemäß der Vorgangsweise nach fib Model Code 2010 [8] ein „Vereinfachter Nachweis“ sowie ein „Genereller Nachweis“ eingeführt. Beim „Vereinfachten Nachweis“ kann der Querkrafttraganteil infolge der Druckbogenwirkung $V_{Rd,cz}$ unabhängig von der Spannung in der Druckzone berechnet werden. Des Weiteren wird die Nachweisstelle sowohl für das Endauflager als auch für die Innenstütze vereinfacht im Abstand der Bauteilhöhe h von der Auflagerachse angenommen werden. Eine Spannungsberechnung kann somit entfallen. Der „Vereinfachte Nachweis“ liefert in der Regel konservativere Ergebnisse als der „Generelle Nachweis“. Bei Nichterfüllung des Querkraftnachweises auf Basis des „Vereinfachten Nachweis“ kann auf den „Generellen Nachweis“ zurückgegriffen und eventuell eine höhere Querkrafttragfähigkeit lukriert werden.

6.4 Vergleich mit normativen Modellen

6.4.1 Verwendete Modelle

6.4.1.1 Allgemeines

Zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse werden die laut der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie [7] für die Bewertung von bestehenden Eisenbahn- und Straßenbrücken für die Stufen 1 und 2 empfohlenen Regelwerke (Eurocode 2 [3], fib Model Code 2010 [8]) herangezogen. Da in den Versuchen lediglich die Ausbildung eines kritischen Biegeschubrisses beobachtet werden konnte, wird darüber hinaus eine Nachrechnung mit dem an der TU Wien entwickelten FSC-Modell (Modell des kritischen Biegeschubrisses) durchgeführt, um somit Unterschiede aufzeigen zu können.

Während in Deutschland [6] bereits wissenschaftliche Methoden (wissenschaftlich abgesicherte Modelle [z.B. 26-28], Probabilistik) in der Stufe 4 der Nachrechnung zulässig sind, kann in Österreich zurzeit lediglich auf das Querkraftmodell des fib MC2010 sowie auf probabilistische Methoden (Stufe 3) zurückgegriffen werden oder eine Unterschreitung des gemäß ÖNORM EN 1990 [55] geforderten Zuverlässigkeitsniveaus zugelassen werden (Stufe 4). Eine Anwendung von verfeinerten, wissenschaftlichen Methoden ist in Österreich nur in Ausnahmefällen möglich und bis dato nicht in die stufenweise Vorgehensweise der Nachrechnung eingliedert. Nachfolgend werden die untersuchten normativen Modelle kurz beschrieben sowie die physikalischen Hintergründe kurz erläutert.

6.4.1.2 Eurocode 2

Die Querkraftbemessung nach Eurocode 2 unterscheidet strikt zwischen Bauteilen mit bzw. ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung, wobei für die Bewertung stets der höhere Widerstand maßgebend ist (Gleichung 6.10).

$$V_{Rd,EC2} = \max\{V_{Rd,c}; V_{Rd}\} + V_P \quad (6.10)$$

Die Querkraftkomponente aus der Vorspannung V_P wird aus Gründen der Vergleichbarkeit auf der Widerstandsseite angesetzt und ist abhängig von der Neigung α_p und der Vorspannkraft P des Spannglieds ($V_P = P \cdot \sin \alpha_p$). Die Nachweisstelle ist bei überwiegend durch Gleichlasten belasteten Tragwerken im Abstand d vom Auflagertrand entfernt. Die Bemessung von Bauteilen ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ gründet auf empirische Zusammenhänge basierend auf der Arbeit von Zsutty [57].

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{C_{R,c}}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \right. \\ \left. (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \right\} \quad (6.11)$$

Der Formelapparat berücksichtigt die Größe des Bauteils (Maßstabsfaktor k , Stegbreite b_w , statische Nutzhöhe d) die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} , den Längsbewehrungsgrad $\rho = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ und die Vorspannung σ_{cp} . Die Beiwerte $C_{R,c}$ und k_1 können dem nationalen Anwendungsdokumenten entnommen werden ($C_{R,c} = 0,18$ bzw. $k_1 = 0,15$ nach [4]).

Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung basieren auf dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung und der Querkraftwiderstand V_{Rd} ist stets durch den kleineren Wert aus dem Bügelwiderstand $V_{Rd,s}$ und der Druckstreben tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ bestimmt.

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \\ V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \end{array} \right\} \quad (6.12)$$

In der ersten Formel wird lediglich die Querkraftbewehrung (Fläche A_{sw} , Abstand s und Fließgrenze f_{ywd} der Querkraftbewehrung), der innere Hebelarm z , sowie die Druckstrebenneigung θ berücksichtigt. Diese ist in Österreich bei Bauteilen aus Spannbeton mit überdrücktem Querschnitt mit einem Minimalwert von $21,8^\circ$ begrenzt. Bei Fließen des Zuggurtes erhöht sich die Neigung auf $30,96^\circ$ und für Zwischenwerte darf linear interpoliert werden

[4]. Mit der Einhaltung der zweiten Formel ($V_{Rd,max}$) wird ein Druckstrebenversagen verhindert. Die Abminderung der Festigkeit aufgrund von geneigten Rissen (v) und die Vorspannung (α_{cw}) werden hier berücksichtigt. Im Zuge der Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird zusätzlich die Ermittlung des plastischen Druckstrebenwinkels θ_{pt} herangezogen.

$$\theta_{pt} = \arcsin \left(\sqrt{\frac{\rho_w \cdot f_{ywd}}{\alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd}}} \right) \quad (6.13)$$

Dies stellt einen rechnerischen Optimalwert für die Druckstrebenneigung durch Gleichsetzen von $V_{Rd,s}$ und $V_{Rd,max}$ (gleichzeitiges Bügel- und Druckstrebenversagen) bei Bauteilen mit geringer Bügelbewehrung und moderater Stegdicke dar, bei welchen der maximale Querkraftwiderstand resultiert.

6.4.1.3 fib Model Code 2010 – höchste Näherungsstufe

Eine Querkraftbemessung für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach der höchsten Näherungsstufe 3 (LoA III) basiert auf einer leicht abgewandelten Fassung des sogenannten „Simplified Modified Compression Field Theory“ [58] und erlaubt im Gegensatz zum Eurocode eine Anrechnung eines Betontraganteils wenn der zusammengesetzte Widerstand die Druckstrebentragfähigkeit bei minimalen Druckstrebenwinkel θ_{min} ($= 20^\circ + 10000 \cdot \epsilon_x$) nicht übersteigt ($V_{Rd} < V_{Rd,max}(\theta_{min})$). Der Querkraftwiderstand aus der Vorspannung wird im Zuge der Nachrechnung ebenfalls auf der Widerstandseite berücksichtigt (Gleichung 6.14).

$$V_{Rd,MC10} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_P \quad (6.14)$$

Der Anteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ wird analog zu Gleichung 6.12 ermittelt. Ein Nachweis gegenüber Druckstrebenversagen ist jedoch ebenso zu führen (Gleichung 6.15). Der Beiwert k_c berücksichtigt ebenfalls die Abminderung der Festigkeit aufgrund von Schubrisen im Steg.

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} = k_c f_{cd} b_w z / (\cot \theta + \tan \theta) \end{array} \right\} \quad (6.15)$$

Die Komponente $V_{Rd,c}$ wird sowohl für Bauteile mit als auch ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung 7 ermittelt.

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w; \sqrt{f_{ck}} \geq 8 \text{ MPa} \quad (6.16)$$

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ($\rho_w > \rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_c / f_{yw}}$) wird der Beiwert k_v wie folgt berechnet. Andernfalls wird k_v nach LoA II bestimmt [8].

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max(\theta_{\min})}} \right) \geq 0 \quad (6.17)$$

Hier wird ein Betontraganteil zufolge der Rissreibung berücksichtigt, welcher mit größer werdender Längsdehnung ε_x (berechnet auf Höhe des halben inneren Hebelarms) absinkt und somit abhängig vom vorherrschenden Belastungszustand und der daraus resultierenden Schnittgrößen (M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed}) ist (Gleichung 6.18). Der Nachweis bei Gleichlasten ist analog zum Eurocode 2 im Abstand d vom Auflagertrand zu führen.

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed} + V_{Ed} + N_{Ed} \frac{z_p - e_p}{z}}{z} \right)}{2 \left(\frac{z_s}{z} E_s A_s + \frac{z_p}{z} E_p A_p \right)}; \quad \begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_x \leq 0,003 \\ \varepsilon_s \leq \frac{\varepsilon_{sy}}{2} \end{aligned} \quad (6.18)$$

Dabei werden die Dehnsteifigkeit (Produkt aus Elastizitätsmodul E und Querschnittsfläche A), sowie die inneren Hebelarme z der schlaffen Bewehrung (z_s) und des Spannstahls (z_p) berücksichtigt. Die Anwendung von Gleichung 6.18 ist über Limits für die Stahldehnung ε_s sowie für die Längsdehnung ε_x begrenzt.

In den bisher am Institut für Tragkonstruktionen durchgeführten Versuchen an Spannbe-
tonträgern konnte mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie gezeigt werden, dass im
Bruchzustand jedoch keine nennenswerten Spannungen aufgrund von Rissreibung über-
tragen werden (siehe Kapitel 2).

6.4.1.4 FSC – Modell

Das FSC – Modell wurde - eingebettet in ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept -
bereits in Abschnitt 6.2.4 vorgestellt. Ohne die vorgeschlagenen Vereinfachungen (siehe
Abschnitt 6.2.4.2 und 6.3) zieht die Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von den in
Abschnitt 3 vorgestellten Versuchen eine iterative Vorgehensweise nach sich. Diese ist
deshalb notwendig, da der Querkraftwiderstand von den äußeren Belastungen und den
daraus resultierenden Schnittgrößen abhängig ist und diese a priori nicht bekannt ist. Ein
Ablaufdiagramm für die Nachrechnung der Versuche an der Innenstütze ist in Abbildung
6.2 dargestellt. Die Querkrafttragfähigkeit ist dann gefunden, wenn die einwirkende Quer-
kraft V_E im Nachweisschnitt x_{krit} dem Querkraftwiderstand V_R entspricht.

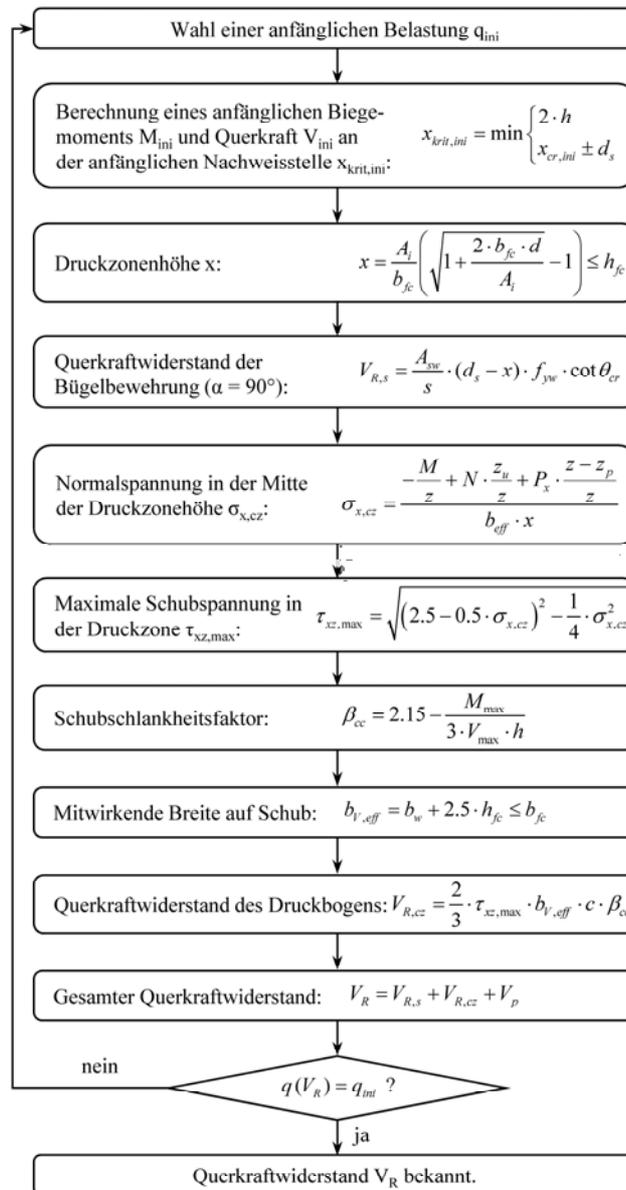


Abbildung 6.2: Ablaufdiagramm für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit der Versuche an der Innenstütze auf Basis des FSC-Modells ohne Teilsicherheitsbeiwerte

6.4.2 Parameterstudie

Die Parameterstudie erfolgt mit Eurocode 2, fib Model Code 2010 und dem vereinfachten FSC-Modell unter Anwendung der zuvor erläuterten Formeln (6.4.1) ohne Teilsicherheitsbeiwerte und mit Mittelwerten der Festigkeiten (Tabelle 3.2 und 3.3).

Aufgrund der unterschiedlichen Nachweisschnitte der Modelle, wird die zugehörige Querkraft am Auflager (V_R) rückgerechnet, um einen einheitlichen Vergleich mit den erzielten Versuchslasten V_{max} (Tabelle 3.4) zu ermöglichen. Für das Modell nach Eurocode 2 wird

neben der Begrenzung durch $30,96^\circ$ (Zuggurt im Fließen [4]) eine zusätzliche Variante mit der plastischen Druckstrebenneigung θ_{pt} nach Gleichung 6.13 berechnet.

Die Diagramme (Abbildung 6.3) zeigen das hohe Potential des FSC-Modells abermals auf, da die variierten Parameter ($\rho_w \cdot f_{yw}$, b_{fc}/b_w , σ_{cp} und $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$) und deren Einfluss auf die Versuchslasten V_{max} ausgezeichnet abgebildet werden. Beim Vergleich der Versuchslasten zu den Widerständen der anderen beiden Modelle, wird das Fehlen des Traganteils der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ offensichtlich. Der fib Model Code 2010 zeigt eine bessere Vorhersagequalität im Vergleich zum Eurocode 2. Durch die vergleichsweise hohe Beschränkung für die minimal zulässige Druckstrebenneigung gemäß Eurocode 2 ist in der vorliegenden Testreihe der reine Betonwiderstand in Gleichung 6.10 maßgebend. Eine geringerer zulässiger Wert kann die Vorhersagequalität verbessern, wie dies im Falle der plastischen Berechnung der Druckstrebenneigung nach Gleichung 6.13 ($\theta_{min} = \theta_{pt}$) gezeigt wurde.

6.4.2.1 Querkraftbewehrung

Der Zuwachs aufgrund einer höheren Querkraftbewehrung ($\rho_w \cdot f_{yw}$) wird von allen Modellen gut abgebildet, wie aufgrund der ähnlichen Steigung in Bild 6.3a ersichtlich ist. Es konnte gezeigt werden, dass auch Querkraftbewehrungsgrade unterhalb des normativen Mindestwerts $\rho_{w,min}$ den Querkraftwiderstand im Vergleich zu einem Träger ohne Querkraftbewehrung erhöhen, wodurch dieser Grenzwert konservativ erscheint.

6.4.2.2 Druckflansch

Für das FSC-Modell wurde die Druckzonenhöhe x für Querschnitte mit geringen Flanschbreiten ($b_{fl} < b_w + 2,5 \cdot h_{fc}$) in Abbildung 6.3b und c abweichend zu Gleichung 6.7 für einen kraftäquivalenten, rechteckigen Querschnitt mit der Breite b_{fc} ermittelt (sämtliche Bewehrung fließt, dreiecksförmige Druckspannungsverteilung). Dieser Schritt war notwendig, um einen Übergangsbereich zwischen einem rechteckigen Querschnitt und einem Plattenbalkenquerschnitt (breite Druckplatte) abzubilden. Bei strikter Anwendung von Gleichung 6.7 wäre beim bloßen Vorhandensein eines Druckflansches, unabhängig von dessen Größe, die Begrenzung der Druckzonenhöhe durch die Flanschhöhe maßgebend und der Widerstand würde somit unterschätzt werden (Annahme auf der sicheren Seite liegend).

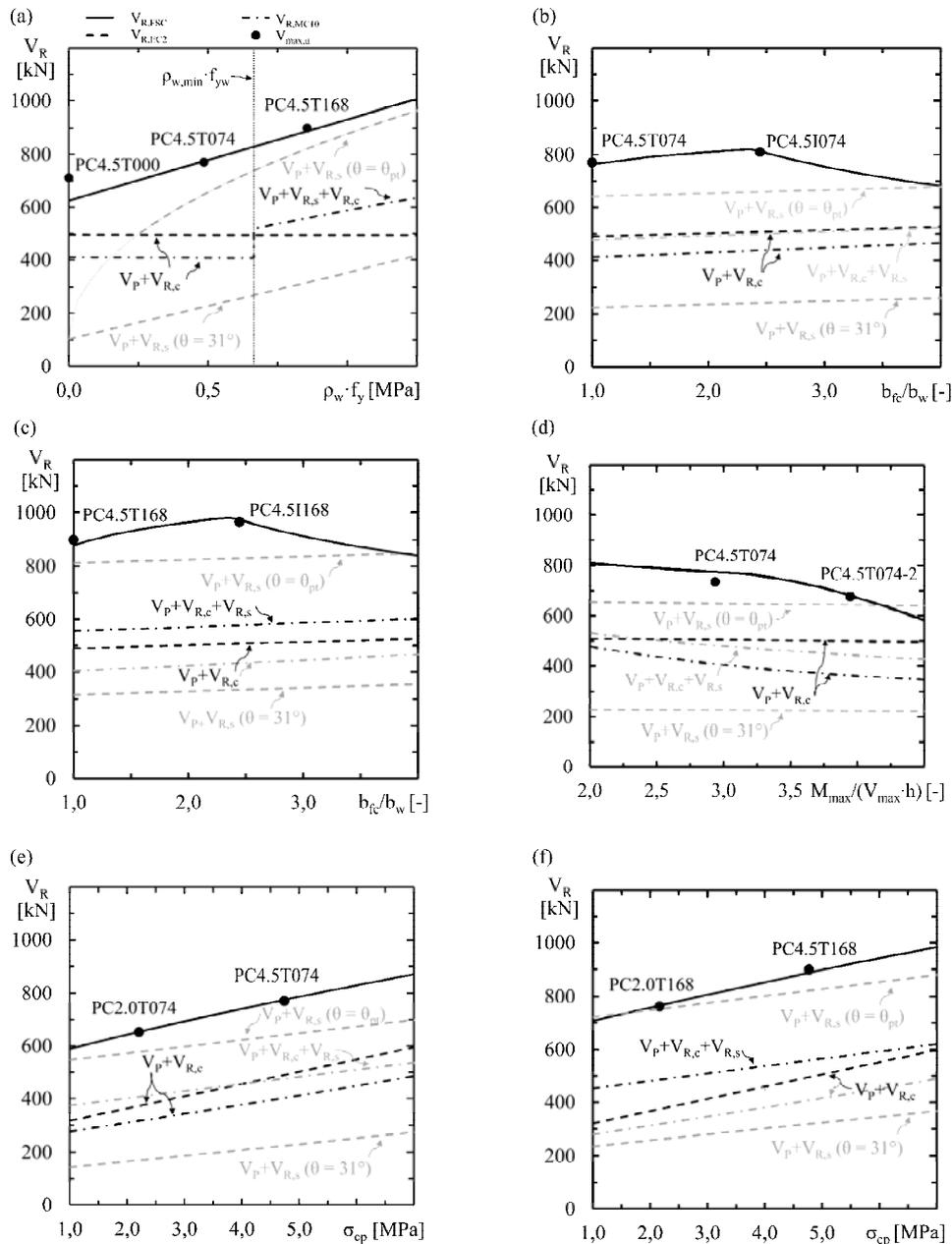


Abbildung 6.3: Parameterstudie und Vergleich der Modellwiderstände mit den Versuchslasten V_{max} (inklusive Eigengewicht) für die Parameter: (a) $\rho_w \cdot f_{yw}$; (b) b_{fc}/b_w PC4.5X074; (c) b_{fc}/b_w PC4.5X168; (d) $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$; (e) σ_{cp} PCX.XT074; (f) σ_{cp} PCX.XT168.

Das FSC-Modell ist fähig die im Versuch festgestellte Steigerung des Querkraftwiderstandes durch das Vorhandensein eines Druckflansches b_{fc}/b_w zu modellieren. Bei den anderen beiden Modellen ist die Steigerung hingegen lediglich der Erhöhung der notwendigen Vorspannkraft zur Gewährung derselben Vorspannung σ_{cp} bei größer werdender Fläche geschuldet. Der Knick in den Diagrammen und der anschließende Abfall des Widerstandes

$V_{R,FSC}$ ist durch die geltende Begrenzung der Fläche ($b_{V,eff} \cdot c$) begründet. Ist der Maximalwert der auf Schub mitwirkenden Breite $b_{V,eff}$ ($= b_w + 2,5 \cdot h_{fc}$) und zugleich der Maximalwert der Betondruckzonenhöhe x ($= h_{fc}$) erreicht, wäre eine Steigerung nur durch eine größer werdende aufnehmbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ möglich. Tatsächlich wird diese sogar kleiner, da durch den flächenmäßig größer werden Querschnitt, rechnerisch die Nachweisstelle zum Auflager hin verschoben wird, was mit einer Erhöhung des Hebelarms der Vorspannkraft einhergeht. Diese verringert letztendlich die Normalspannung $\sigma_{x,cz}$ in der Druckzone und führt somit zu einer geringeren aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{xz,max}$.

6.4.2.3 Vorspanngrad

Der Grad der Vorspannung σ_{cp} beeinflusst zweierlei Komponenten. Neben dem offensichtlichen Beitrag durch die Erhöhung von V_P wird auch die Komponente der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ aufgrund von höheren Normalspannungen $\sigma_{x,cz}$ erhöht. Dieser zusätzliche Zuwachs wird ausschließlich im FSC-Modell abgebildet (Abbildung 6.3e und f).

6.4.2.4 Schubschlankheit

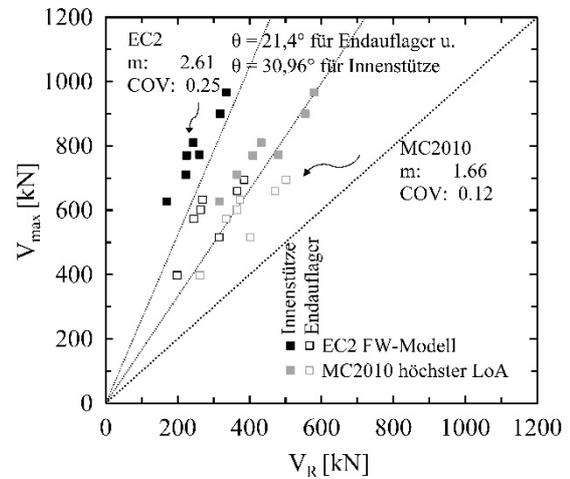
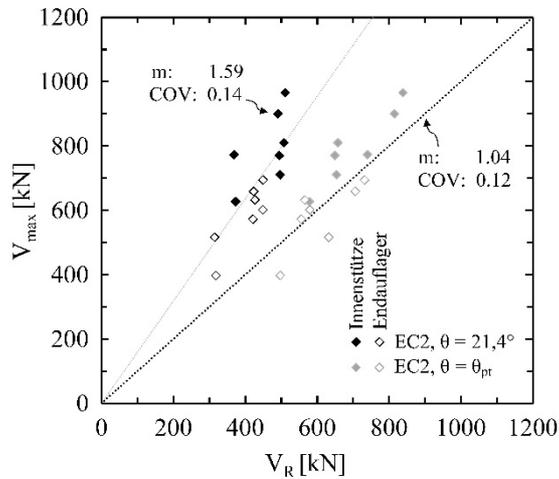
Die Schubschlankheit $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$ berücksichtigt den vorherrschenden Belastungszustand und eine Erhöhung hatte in den Versuchen eine Verringerung des Querkraftwiderstands zufolge. Während diese im Eurocode 2 unberücksichtigt bleibt, zeigt der fib Model Code 2010 richtige Tendenzen (Abbildung 6.3d). Diese sind hier jedoch in einer vergrößerten Längsdehnung im Steg und somit in einer Verringerung der Rissreibung begründet. Im Gegensatz dazu wird dies beim FSC-Modell der Querkraftkomponente in der ungerissenen Druckzone zugeschrieben (β_{cc}). Der Knick im Verlauf des prognostizierten Widerstands beim FSC-Modell ist der Limitierung der Nachweisstelle $x_{krit} < 2h$ zuzuschreiben. Die Querkraftkomponente der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ wird nach anfänglicher Verringerung ab dem Zeitpunkt des Festhaltens der Nachweisstelle erhöht (größere Normalspannungen $\sigma_{x,cz}$ an derselben Stelle durch das größer werdende Moment bei Steigerung von $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$).

6.4.3 Nachrechnung der eigenen Versuche

Abbildung 6.4 zeigt einen Vergleich zwischen der in den eigenen Versuchen (siehe Kapitel 3) maximal erreichten Querkraft V_{max} und der nach verschiedenen Modellen errechneten Querkrafttragfähigkeit V_R . Tabelle 6.1 fasst die Nachrechnung der Querkraftwiderstände nach den verschiedenen Ansätzen zusammen.

(a)

(b)



(c)

(d)

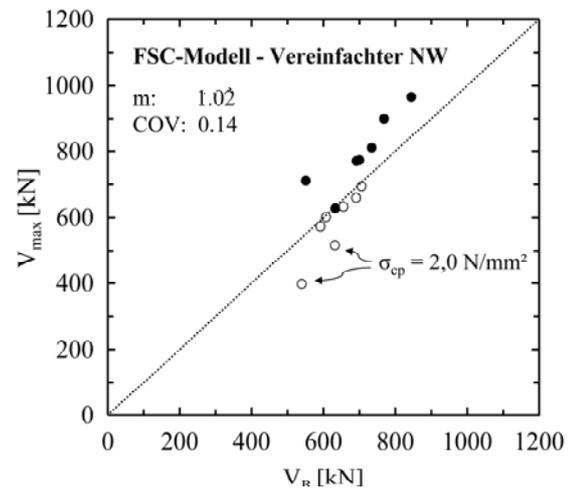
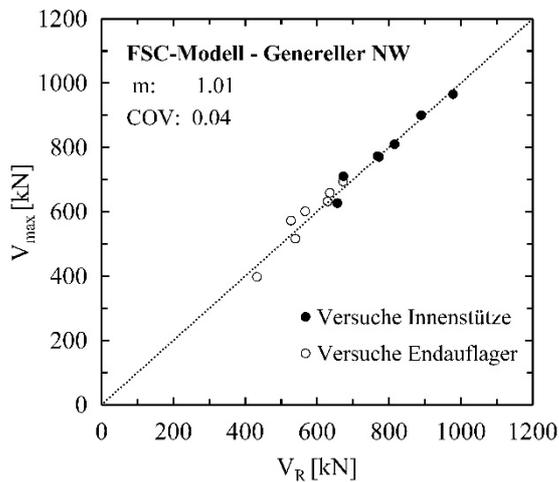


Abbildung 6.4: Vergleich zwischen der experimentell ermittelten Querkraft V_{\max} und der nach verschiedenen Modellen nachgerechneten Querkrafttragfähigkeit V_R der eigenen Versuchsreihe: (a) Eurocode 2; (b) Fachwerkmodell nach EC2 (ohne $V_{R,c}$) und höchste LoA des fib Model Code 2010; (c) Genereller Nachweis nach dem FSC-Modell; (d) Vereinfachter Nachweis nach dem FSC-Modell;

Bei Anwendung des Bemessungsmodells gemäß dem Grunddokument des Eurocode 2 [3] nach Gleichung 6.10 ist die Querkrafttragfähigkeit nach dem Fachwerkmodell mit der geringsten Druckstrebenneigung ($\theta = \theta_{\min} = 21,8^\circ$) aufgrund des geringen Querkraftbewehrungsgrads geringer als jene des reinen Querkraftwiderstands des Betons $V_{R,c}$, womit dieser für diese Analyse maßgebend wird. Das Verhältnis V_R/V_{\max} zeigt jedoch, dass der reine Querkraftwiderstand des Betons zu konservativen Ergebnissen führt (siehe Abbildung 6.4a). Dies wird durch die statistische Auswertung in Tabelle 6.1 zusätzlich verdeutlicht. Bei

Vernachlässigung des unteren Grenzwertes der Druckstrebenneigung θ_{\min} verbessert sich die Vorhersage des Querkraftwiderstands deutlich (siehe Abbildung 6.4a). Die Berechnung nach Gleichung 6.13 führt jedoch zu sehr flachen Neigungen des Druckspannungsfeldes ($\theta = 7,5 - 10,5^\circ$), welche in der Realität jedoch nicht beobachtet werden können. Des Weiteren setzt eine solch flache Druckstrebenneigung eine Spannungsübertragung über den Riss voraus, welche wie in Abschnitt 3.6.1.5 gezeigt, bei Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung nicht vorzufinden ist. Darüber hinaus zeigt sich, dass diese Vorgehensweise bei den Versuchen im Bereich des Endauflagers zu auf der unsicheren Seite liegenden Vorhersagen führen kann. Gemäß österreichischen nationalem Anhang zum Eurocode 2 [4] ist die minimale Druckstrebenneigung in Abhängigkeit von der Spannung im Zuggurt zu wählen. Bei vollkommen überdrückten Querschnitten darf dieser wie im Grunddokument mit $21,8^\circ$ ($\tan\theta = 0,4$) angenommen werden. Bei Fließen des Zuggurtes erhöht sich der minimale Winkel auf $30,96^\circ$ ($\tan\theta = 0,6$). Bei Vernachlässigung des Querkraftwiderstands des reinen Betons $V_{R,c}$ und der Annahme, dass im Abstand d vom Auflager im Bereich des Endauflagers ein vollkommen überdrückter Querschnitt vorherrscht ($\theta = 21,8^\circ$) und im Abstand d von der Innenstütze ein Fließen der Längsbewehrung angenommen wird ($\theta = 30,96^\circ$) resultieren bei der Nachrechnung der Versuche sehr konservative Ergebnisse (Mittelwert von $V_{\max}/V_R = 2,61$). Beim Balken PC2.0T074 ist die erzielte Querkrafttragfähigkeit im Versuch sogar um das 3,7 fache höher als nach dem Fachwerkmodell prognostiziert (siehe Abbildung 6.4b).

Gemäß fib Model Code 2010 (MC2010) setzt sich der Querkraftwiderstand aus einem Traganteil der Bügelbewehrung und des Betons zusammen. Dies ist jedoch nur zulässig, wenn das Bauteil zumindest eine Schubbewehrung aufweist, deren Querkraftbewehrungsgrad ρ_w über dem vorgeschriebenen Mindestquerkraftbewehrungsgrad liegt. Da dies bei den Balken mit $\rho_w = 0,074\%$ jedoch nicht der Fall ist, darf bei diesen nur der reine Querkrafttraganteil des Betons $V_{R,c}$ angesetzt werden. Wie man in Abbildung 6.4b und Tabelle 6.1 sehen kann, ergeben sich auch nach der höchsten Näherungsstufe des MC2010 (LoA II für $V_{R,c}$ alleine und LoA III für $V_{R,s}$ und $V_{R,c}$) deutliche Tragreserven hinsichtlich des Querkraftwiderstands. Der Mittelwert liegt sogar höher als jener des Eurocode 2, was darauf zurückzuführen ist, dass für diese Balkenkonfiguration der Querkraftwiderstand des Betons $V_{R,c}$ höhere Werte ergibt. Bei näherer Betrachtung von Tabelle 6.1 fällt auch auf, dass der Querkraftwiderstand für die Versuche am Endauflager bis auf eine Ausnahme höher als im Bereich der Innenstütze ist. Dies liegt an der unterschiedlichen Belastung (Gleichlast an der Innenstütze und Punktlast am Endauflager)

und der dadurch unterschiedlichen vorgeschriebenen Nachweisstelle. An der Innenstütze wurde der Nachweis im Abstand d von der Auflagerachse geführt, bei den Versuchen am Endauflager im Abstand d von der Punktlast. Im Abstand d von der Einzellast resultiert unter der gewählten Konfiguration eine höhere Dehnung in der Mitte des Steges wodurch sich der Querkraftwiderstand reduziert. Beim Versuch PC4.5T074-2e (Gleichlast am Endfeld) konnte jedoch gezeigt werden, dass der rechnerische Querkraftwiderstand am Endauflager geringere Werte als im Bereich der Innenstütze annimmt. Die Versuchsergebnisse zeigten jedoch einen gegenteiligen Trend, was durch die errechneten Mittelwerte (siehe Tabelle 6.1) belegt wird.

Da bei den Versuchen das Versagen stets durch einen kritischen Biegeschubriss ausgelöst wurde, wird vom zonenbasierten Nachweismodell lediglich das „Modell des kritischen Biegeschubrisses“ (FSC-Modell) angewendet. Abbildung 6.4c zeigt den Vergleich zwischen experimenteller und der nach dem generellen Nachweisverfahren des FSC-Modells (siehe Abschnitt 6.2.4.3) vorhergesagter Querkrafttragfähigkeit für die in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Querkraftversuche an Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung. Wie bereits in Abschnitt 6.4.2 erläutert, ist das FSC-Modell auch imstande, das Querkrafttragverhalten im Bereich der Innenstütze ädequat wiederzuspiegeln. Mit einem Mittelwert von 1,01 sowie einen sehr geringen Variationskoeffizienten von lediglich 4 Prozent kann statistisch belegt werden, dass mit Hilfe des FSC-Modells die Querkrafttragfähigkeit sowohl im Endauflager- als auch im Innenstützenbereich von mehrfeldrigen Spannbetontragwerken sehr exakt berechnet werden kann. Die größte Abweichung zwischen Versuch und Nachrechnung resultiert bei den Versuch mit dem sehr geringen Querkraftbewehrungs- und Vorspanngrad im Endauflagerbereich (PC2.0T074e), weshalb für die Anwendung des Modells auch eine Normalspannung σ_{cp} infolge der Vorspannkraft (P_{∞}/A_c) größer als 2 N/mm^2 gefordert wird. Durch das vereinfachte Nachweisverfahren des FSC-Modells erhöht sich die Streuung des Verhältnisses V_{\max}/V_R von 0,04 auf 0,14. Dieses Ergebnis ist jedoch im Vergleich mit den untersuchten Ansätzen noch immer sehr zufriedenstellend.

Tabelle 6.1: Zusammenfassung der nachgerechneten Querkraftwiderstände und statistische Auswertung der eigenen Versuche mit Bügelbewehrung (Eigengewicht berücksichtigt)

Versuch	FSCM generell		FSCM vereinfacht		EC2 (max $V_{R,s}; V_{R,c}$) $\theta = 21,8$ fix°		EC2 (nur $V_{R,s}$) $\theta = 21,8$ ° Endauflager und $\theta = 30,96$ ° Innenstütze		MC2010 (max $V_{R,s}; V_{R,c}$) höchste LoA	
	V_R [kN]	V_R/V_{\max}	V_R [kN]	V_R/V_{\max}	V_R [kN]	V_R/V_{\max}	V_R [kN]	V_R/V_{\max}	V_R [kN]	V_R/V_{\max}

Versuche an der Innenstütze										
PC4.5T074	772,7	1,00	691,8	1,11	494,3	1,56	224,8	3,43	408,8	1,88
PC4.5T168	889,8	1,01	768,5	1,17	491,3	1,83	317,4	2,84	554,3	1,62
PC2.0T074	656,5	0,96	632,6	0,99	372,9	1,68	169,6	3,70	316,2	1,98
PC2.0T168	768,6	1,01	700,1	1,10	368,8	2,10	260,1	2,97	479,6	1,61
PC4.5I074	815,7	0,99	733,8	1,10	507,2	1,60	242,7	3,34	431,9	1,88
PC4.5I168	978,2	0,99	844,3	1,14	510,8	1,89	334,7	2,89	580,2	1,67
PC4.5T074-2	673,3	1,06	550,9	1,29	496,6	1,43	222,5	3,19	365,1	1,95
Mittelwert		1,00		1,13		1,73		3,19		1,80
Standardabw.		0,03		0,08		0,21		0,29		0,15
COV		0,03		0,07		0,12		0,09		0,08
Versuche am Endauflager										
PC4.5T074e	527,3	1,09	591,4	0,97	420,9	1,36	245,0	2,34	334,3	1,71
PC4.5T168e	635,7	1,04	690,7	0,95	423,4	1,56	365,3	1,80	470,7	1,40
PC2.0T074e	432,4	0,92	539,3	0,74	317,7	1,25	198,5	2,00	261,8	1,52
PC2.0T168e	539,6	0,96	631,6	0,82	314,9	1,64	314,9	1,64	402,0	1,29
PC4.5I074e	566,9	1,06	607,1	0,99	448,8	1,34	263,4	2,28	365,0	1,65
PC4.5I168e	672,6	1,03	706,1	0,98	449,1	1,55	384,6	1,81	501,6	1,38
PC4.5T074-2e	629,2	1,00	586,5	1,08	426,9	1,48	269,2	2,35	373,1	1,69
Mittelwert		1,01		0,93		1,45		2,03		1,52
Standardabw.		0,05		0,11		0,13		0,27		0,16
COV		0,05		0,11		0,09		0,13		0,10
Alle Versuche										
Mittelwert		1,01		1,03		1,59		2,61		1,66
Standardabw.		0,04		0,14		0,22		0,65		0,21
COV		0,04		0,13		0,14		0,25		0,12

Bei näherer Betrachtung der statistischen Auswertung fällt auf, dass sich die Vorhersage bei den Versuchen im Bereich der Innenstütze auf die sichere Seite verschiebt, während die Nachrechnung im Bereich des Endauflagers einen gegenteiligen Trend aufweist. Diese Tendenzen lassen sich aufgrund der getätigten Vereinfachungen (Annahme einer Spannung in der Druckzone und Annahme einer fixen Nachweisstelle) erklären. Nichtsdestotrotz bleibt festzuhalten, dass die Vereinfachungen eine wesentliche Verkürzung des Aufwandes der Nachrechnung bei nur geringfügiger Zunahme der Streuung nach sich ziehen. Durch die Nachrechnung der Versuche konnte gezeigt werden, dass das FSC-Modell auch in der Lage ist, die Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Innenstütze von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken realistisch wiederzugeben.

6.4.4 Nachrechnung der Versuche aus der Querkraftdatenbank

In diesem Abschnitt werden auch die gefilterten Versuche aus der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erstellten Querkraftdatenbank (siehe Kapitel 4) nachgerechnet. Nach Anwendung der dabei festgelegten Ausschlusskriterien werden lediglich die im Zuge des BAST-Projekts durchgeführten Querkraftversuche an Zweifeldsystemen [52, 53] sowie ein Versuch (SR31) von Rupf [48] nachgerechnet.

Abbildung 6.5a zeigt die Nachrechnung der gefilterten Versuche aus der Querkraftdatenbank (außer die eigenen Versuche) mit Hilfe des Fachwerkmodells nach Eurocode 2 ohne Berücksichtigung des Querkraftwiderstands des Betons $V_{R,c}$. Wie bei den eigenen Versuchen führt die Berechnung auf Basis des Fachwerkmodells mit dem unteren Grenzwert der Neigung der Druckstreben von $30,96^\circ$ (unter Annahme einer Spannung im Zuggurt in der Nähe der Fließspannung) zu sehr konservativen Ergebnissen. Im Umkehrschluss bedeutet dies für die Nachrechnung von bestehenden Tragwerken, dass wesentlich Tragreserven nicht genutzt werden. Eine Verbesserung der Vorhersage der experimentellen Querkrafttragfähigkeit bringt eine Nichtberücksichtigung des unteren Grenzwerts und eine Berechnung des Druckstrebenwinkels nach Gleichung 6.13. Dabei reduziert sich der Mittelwert von V_{max}/V_R von 3,40 auf 1,48.

Auch bei der Nachrechnung der Versuche aus dem BAST-Projekt bzw. aus der Literatur weist das generelle Nachweisverfahren des FSC-Modells eine hohe Vorhersagequalität der experimentellen Versuchslasten auf (siehe Abbildung 6.5b). Auch die Streuung ist im Vergleich zum Eurocode 2 deutlich geringer. Bei Anwendung der in Abschnitt 6.2.4.2 angeführten Vereinfachungen des FSC-Modell erhöht sich wie erwartet der Mittelwert von V_{max}/V_R geringfügig von 1,06 auf 1,09 bzw. die Streuung von 0,11 auf 0,13. Auch bei der Nachrechnung von Versuchsergebnissen aus der im Kapitel 4 gesammelten Datenbank konnte das für mehrfeldrige Systeme adaptierte FSC-Modell das reale Querkrafttragverhalten passend widerspiegeln und somit sein hohes Potential für die Nachrechnung von existierenden, mehrfeldrigen Spannbetonbrücken demonstrieren.

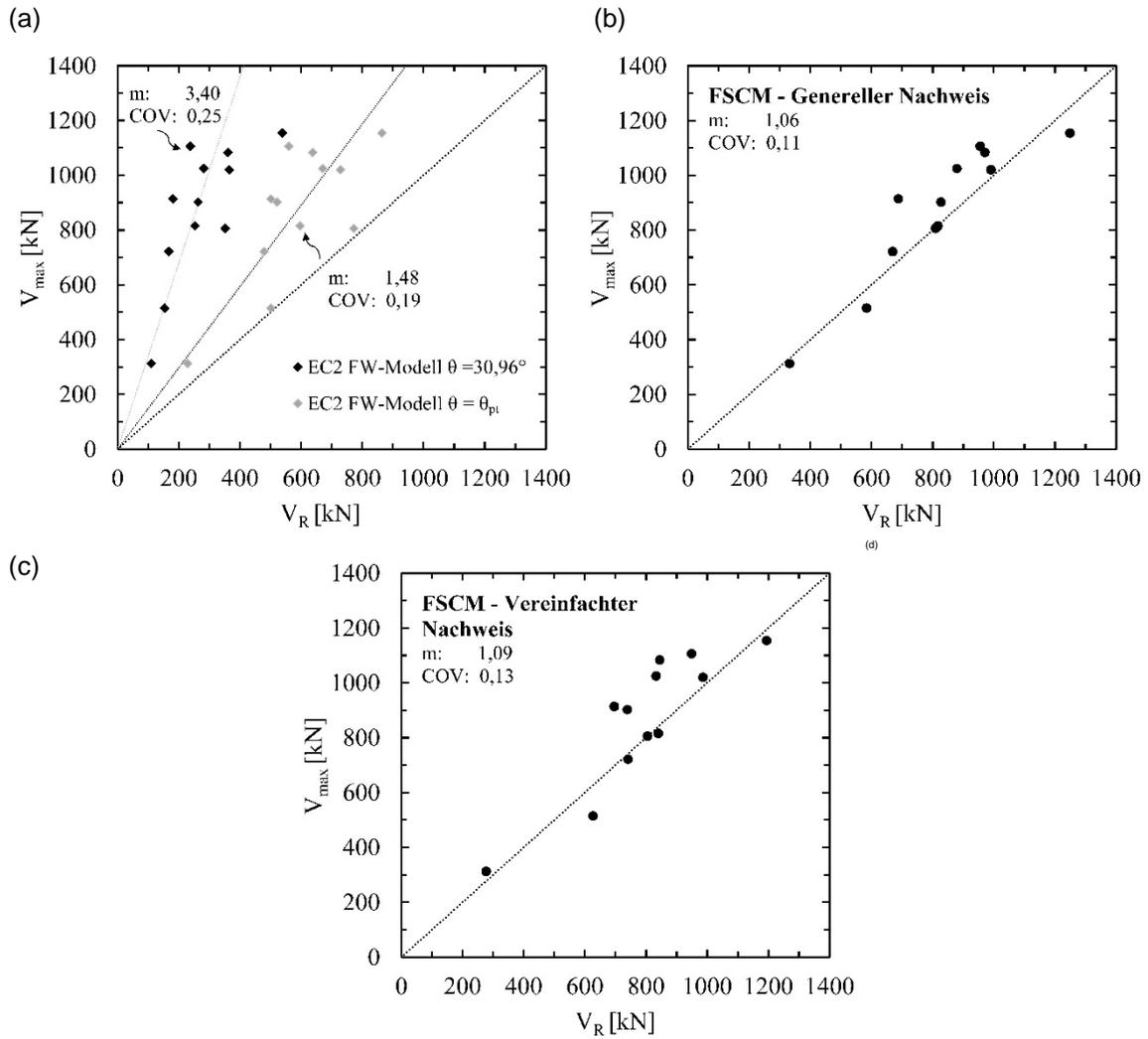


Abbildung 6.5: Vergleich zwischen der experimentell ermittelten Querkraft V_{\max} und der nach verschiedenen Modellen nachgerechneten Querkrafttragfähigkeit V_R der Versuche aus der Querkraftdatenbank aus Kapitel 4: (a) Fachwerkmodell nach EC2 (ohne $V_{R,c}$); (b) Genereller Nachweis nach dem FSC-Modell; (c) Vereinfachter Nachweis nach dem FSC-Modell;

7 PROBABILISTISCHE UNTERSUCHUNG (PROBABILISTIC ASSESSMENT)

7.1 Introduction

Next goal is randomization of deterministic simplified engineering computational model developed and described in previous sections. It represents a development of a suitable software interface between reliability software and deterministic simplified computational model for ultimate shear capacity determination. Realistic uncertainties in material (mainly concrete) used in computational model are therefore considered and several numerical studies of specimens tested in shear are performed. Such probabilistic assessment of results in the light of codes for design is performed.

Uncertainties are considered in statistical analysis of ultimate shear capacity engineering model. Input parameters of the model are considered as random variables with prescribed correlation structure. They are sampled by small sample Monte Carlo type simulation technique called Latin Hypercube Sampling [59]. Utilization of existing reliability software FReET [60] is essential, a proper interface development for stochastic treatment of engineering computational model for ultimate shear capacity determination has been developed.

7.2 Stochastic models

Two different stochastic models have been developed: Laboratory model and General model. The reason for this consideration was the fact that material parameters from laboratory testing of fracture–mechanical parameters exhibit naturally a very small variability (we call it Laboratory model) and it cannot be used for design/assessment of real structures. Therefore we increased uncertainties, based on literature and/or expert judgements, in order to have stochastic model which can be generally used for design (we call it General model).

Laboratory model is based on laboratory testing of mechanical–fracture parameters of concrete – compression tests on cubic specimens and three-point bending tests of prismatic beams with central edge notch were carried out. Thanks to a very precise beam production, knowledge of substantial input data and accurate measurement, the variability of individual parameters is very low. See laboratory stochastic model in Table 7.1. Note that PDF stands for probability distribution function and CoV for coefficient of variation.

General model comes from the classification of the test results into concrete strength classes according to Eurocode 2 [3]. Variability of parameters was set according to JCSS Probabilistic model code [61] taking into account the results of the laboratory tests. In general, a

larger variability has been used compared to laboratory model, which better reflects uncertain reality of existing structures, see Table 7.2.

Table 7.1: Laboratory stochastic model

Parameter	Unit	PDF	Mean	CoV
Concrete				
Compressive strength f_c	MPa	Lognormal	68,819	0,060
Tensile strength f_t	MPa	Lognormal	4,480	0,080
Modulus of elasticity E_c	MPa	Lognormal	33935,9	0,060
Shear stirrups				
Yield stress f_{ys}	MPa	Lognormal	f_{ysm}	0,010
Area of stirrups a_{sw}	m ²	Deterministic	a_{swm}	–
Prestressing tendons				
Yield stress f_{yp}	MPa	Lognormal	1781,0 6	0,010
Prestressing force P	kN	Normal	P_m	0,060
Inclination of the tendon α_p	deg	Deterministic	5	–
Others				
Model uncertainties Φ_R	–	Lognormal	1,000	0,080

Table 7.2: General stochastic model

Parameter	Unit	PDF	Mean	CoV
Concrete				
Compressive strength f_c	MPa	Lognormal	63,000	0,100
Tensile strength f_t	MPa	Lognormal	4,200	0,150
Modulus of elasticity E_c	MPa	Lognormal	38000	0,100
Shear stirrups				
Yield stress f_{ys}	MPa	Lognormal	f_{ysm}	0,020
Area of stirrups a_{sw}	m ²	Normal	a_{swm}	0,050
Prestressing tendons				
Yield stress f_{yp}	MPa	Lognormal	1781,0 6	0,020
Prestressing force P	kN	Normal	P_m	0,150
Inclination of the tendon α_p	deg	Rectangular	5	0,058
Others				
Model uncertainties Φ_R	–	Lognormal	1,000	0,080

Mean values of yield stress of stirrups, area of stirrups and actual prestressing force vary for individual beams. Their values are summarized in Table 7.3. Remaining input parameters to FSC model were considered as deterministic and their values are introduced in 3. Correlation coefficients imposed among concrete parameters are based on literature and engineering judgement and they are summarized in Table 7.4.

Table 7.3: Mean values of selected parameters for the individual beam

Beam	f_{ysm} [MPa]	a_{swm} [m ²]	P_m [kN]
PC4.5T074 (PC4.5T074e)	651,3	167,6	1061,6 (1194,1)
PC4.5T168 (PC4.5T168e)	510,7	377,0	1060,4 (1026,3)
PC2.0T074 (PC2.0T074e)	651,3	167,6	491,9 (478,5)
PC2.0T168 (PC2.0T168e)	510,7	377,0	468,0 (447,2)
PC4.5I074 (PC4.5I074e)	651,3	167,6	1247,2 (1194,1)
PC4.5I168 (PC4.5I168e)	510,7	377,0	1239,0 (1193,3)
PC4.5T074-2 (PC4.5T074-2e)	651,3	167,6	1060,7 (1013,3)

Table 7.4: Correlation matrix of concrete

	f_c	f_t	E_c
f_c	1	0,7	0,8
f_t	0,7	1	0,5
E_c	0,8	0,5	1

7.3 Statistical assessment of shear resistance

In order to perform stochastic analyses of individual beams, a new program code that implements an iterative solution of finding ultimate load-bearing capacity using FSC model has been developed and connected to FReET probabilistic software via dynamic-link library [60]. The program allows to perform a statistical evaluations of all partial results and the final assessment of the load-bearing capacity with the desired accuracy.

Stochastic sampling has been carried out using Latin hypercube sampling (LHS) method [59]. Because of the iterative nature of the calculation, a thousand simulations has been used as an appropriate compromise between accuracy and time. Result of stochastic simulation is random response of load-bearing capacity. Resulting statistical moments are summarized in Tables 7.5 and 7.6. Empirical distribution function was also tested to the selected theoretical distributions using Kolmogorov-Smirnov test, see an approximation of the shear resistance histogram by Normal and Lognormal distributions in Figure 7.1. Results obtained

have confirmed the generally accepted statement about the suitability of the Lognormal distribution for representation of the structural response as confidence level of Kolmogorov-Smirnov test for Lognormal distribution was higher.

Table 7.5: Statistical moments and design values of shear resistance for the beams tested at the inner support

Beam	R_m [kN]	StD_R [-]	CoV_R [-]	R_d [kN]
Laboratory stochastic model				
PC4.5T074	606,54	53,423	0,088	464,06
PC4.5T168	675,65	58,333	0,086	519,68
PC2.0T074	522,09	46,688	0,089	397,82
PC2.0T168	598,05	51,782	0,087	459,65
PC4.5I074	665,88	57,743	0,087	511,57
PC4.5I168	766,21	65,239	0,085	591,47
PC4.5T074-2	565,93	48,948	0,086	435,08
General stochastic model				
PC4.5T074	589,49	63,781	0,108	424,26
PC4.5T168	658,58	68,143	0,103	480,84
PC2.0T074	506,78	56,433	0,111	361,24
PC2.0T168	583,47	60,103	0,103	426,60
PC4.5I074	648,67	68,801	0,106	469,88
PC4.5I168	748,73	75,451	0,101	551,16
PC4.5T074-2	548,85	56,97	0,104	400,32

Table 7.6: Statistical moments and design values of shear resistance for the beams tested at the outer support

Beam	R_m [kN]	StD_R [-]	CoV_R [-]	R_d [kN]
Laboratory stochastic model				
PC4.5T074e	551,01	47,606	0,086	423,73
PC4.5T168e	656,95	55,737	0,085	507,60
PC2.0T074e	467,19	40,548	0,087	358,85
PC2.0T168e	568,59	48,254	0,085	439,29
PC4.5I074e	584,64	50,512	0,087	448,62
PC4.5I168e	686,51	58,300	0,085	530,31
PC4.5T074-2e	538,01	46,362	0,086	414,02
General stochastic model				
PC4.5T074e	539,38	56,945	0,106	391,30
PC4.5T168e	645,06	64,577	0,100	475,81
PC2.0T074e	456,81	48,018	0,105	331,86
PC2.0T168e	558,08	55,638	0,100	412,17
PC4.5I074e	570,86	60,663	0,106	413,27
PC4.5I168e	673,51	67,703	0,101	496,17
PC4.5T074-2e	526,77	55,502	0,105	382,40

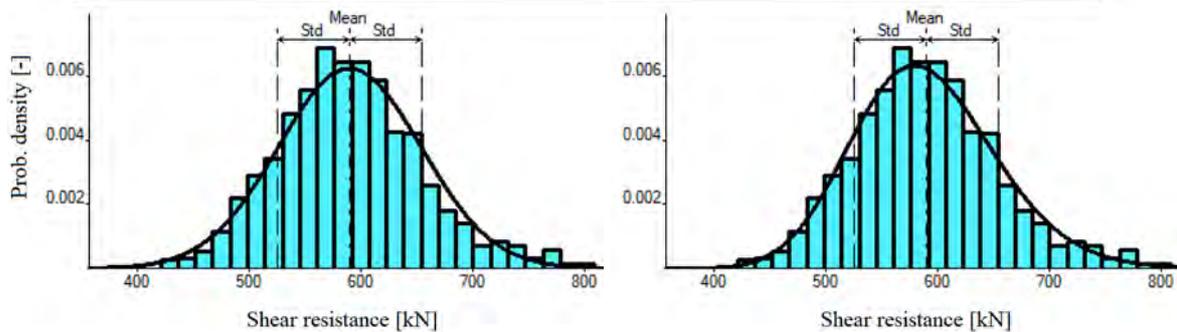


Figure 7.1: Empirical histogram of shear resistance approximated by Normal distribution (left) and Lognormal distribution (right)

7.4 Design values of shear resistance

According to Eurocode the design values should be based on the values of the basic variables at the FORM design point, which can be defined as the point on the failure surface ($g = 0$) closest to the average point in the space of normalized variables, see Figure 7.2.

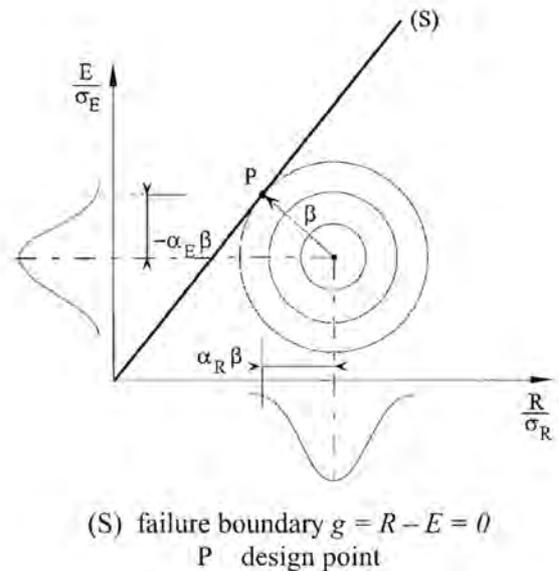


Figure 7.2: Design point and reliability index according to the first order reliability method (FORM)

The design value of resistances R_d is defined such that the probability of having a more unfavorable value is as follows:

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta) \tag{7.1}$$

where Φ is the cumulative distribution function of the standardized Normal distribution, α_R is the FORM sensitivity factor and β is the target reliability index. Values of α_R and β were taken as 0,8 and 3,8, respectively, which corresponds to ultimate limit state and reference period of 50 years. Then probability $P(R \leq R_d) = 0,12 \%$. The design value R_d of lognormally distributed shear resistance is calculated as:

$$R_d = R_m \exp(-\alpha_R \beta \text{Co}V_R) \text{ for } \text{Co}V_R < 0,2 \tag{7.2}$$

where R_m is the mean value of resistance and $\text{Co}V_R$ is its coefficient of variation. Design values for all tested beams are summarized in the last column of Tables 7.5 and 7.6. Example of lognormally distributed shear resistance of beam PC4.5T074 and the positions of design value R_d and tested value R_t are depicted in Figure 7.3.

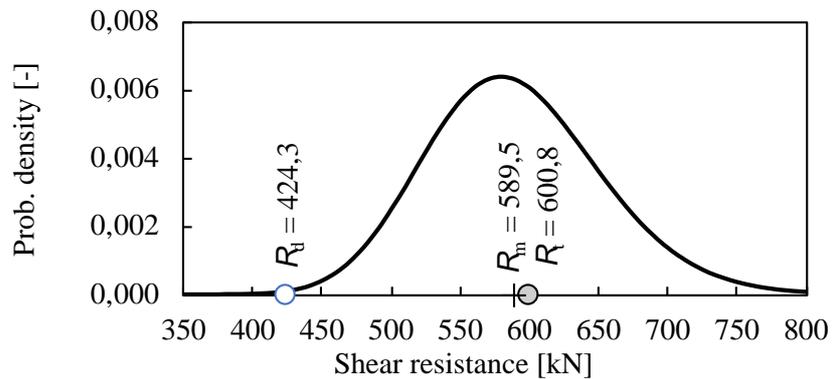


Figure 7.3: Lognormal distributed shear resistance of the beam PC4.5T074 with position of its design, mean and tested values

7.5 Sensitivity analysis

Sensitivity analysis to assess importance of variables in the task is a crucial step in the computational modelling and assessment and represent an important step in every simulation and assessment. Therefore it has received much attention in the literature in the past decade. Such sensitivity analysis is important in order to reduce space of random variables for stochastic calculation, building of response surface, training of neural networks, etc. Several interrogations are possible and several sensitivity analysis methods have been developed, giving rise to a vast and growing literature. We applied here a very basic techniques, easily performed by statistical simulation by Freet software which belongs to category of ANOVA (analysis of variance) techniques.

Sensitivity analysis in terms of coefficient of variation [62] was used for the selection of dominant random variables in the FSC model. In this approach, the ratio between the partial coefficient of variation of resistance and the coefficient of variation of a selected basic variable is calculated for a case in which the selected random variable is the only one treated as random in the simulation process.

When using a Monte Carlo type simulation, a simulated set of realizations of structural response variable R_j ($j = 1, 2, \dots, M$), where N is the number of simulations, is statistically evaluated and its coefficient of variation COV_R can be determined. The number of variables M , representing e.g. material properties or load, can be defined as random in the simulation process. Let us designate the partial coefficient of variation COV_{R_i} ($i = 1, 2, \dots, M$) for a case in which the variable X_i is the only one treated as random and is defined using its mean value and coefficient of variation COV_{X_i} . The other basic variables are kept as deterministic

constants at their mean values. The partial sensitivity factor α_i^{COV} for the basic random variable X_i is then defined as:

$$\alpha_i^{COV} = \frac{COV_{Ri}}{COV_{Xi}} \quad (7.3)$$

This procedure requires additional computational effort, since the set of values of structural response variable R_i and its coefficient of variation COV_{Ri} need to be evaluated with additional M sets of simulations. Sensitivity factor α_i^{COV} in Equation (7.3) expresses the relative influence of individual input random variables on the variability of structural response. If M basic variables are considered as random ones, the coefficient of variation of the response variable COV_R can be calculated using an approximate formula in the form:

$$COV_R \approx \sqrt{\sum_{i=1}^M (\alpha_i^{COV} COV_{Xi})^2} \quad (7.4)$$

It can be seen from Equation 6 that the actual influence (not the relative one) of random variable X_i is represented by the value COV_R^2 . Such sensitivity may be easily depicted using a pie chart, see below.

Sensitivity analysis has been performed for both testing configurations, beam tested at the inner support (Figure 7.4) and beam tested at the outer support (Figure 7.5), respectively. The results for both configurations are almost the same. With the exception of the model uncertainty the main dominant parameters are concrete tensile strength and prestressing force. Effect of remaining parameters to shear resistance is relatively slow. Beams tested at the outer support have slightly lower sensitivity of concrete tensile strength compared to beams tested at the inner support but increased influence of prestressing force.

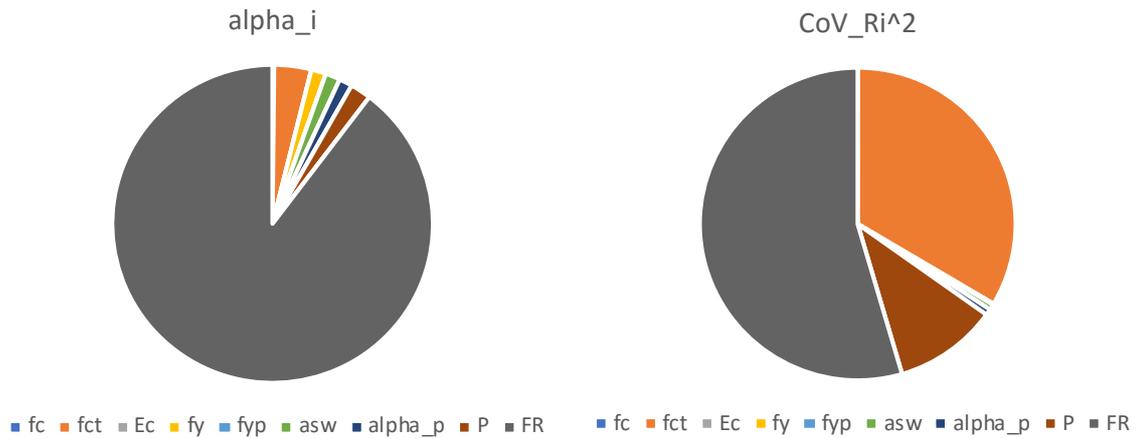


Figure 7.4: Sensitivity analysis in terms of coefficient of variation for beam tested at the inner support (PC4.5T074): relative influence (left) and absolute influence (right) of parameters on the beam shear resistance

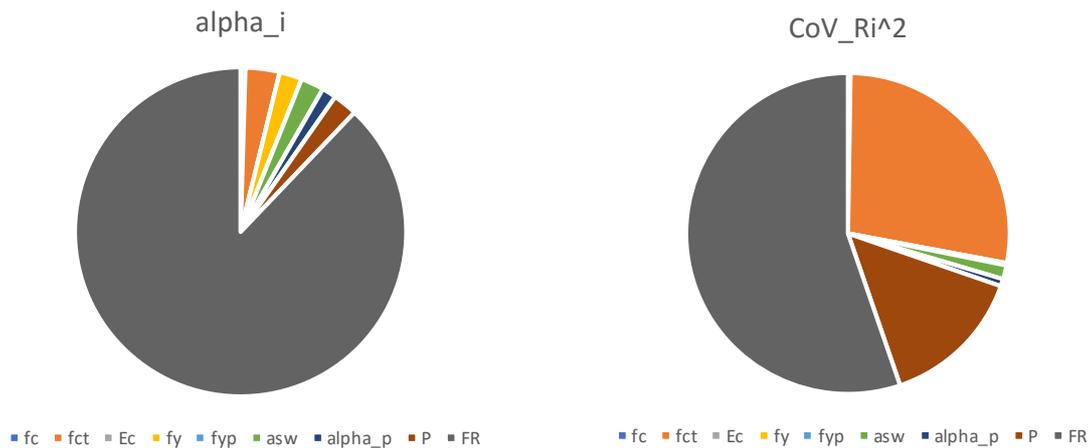


Figure 7.5: Sensitivity analysis in terms of coefficient of variation for beam tested at the outer support (PC4.5T074e): relative influence (left) and absolute influence (right) of parameters on the beam shear resistance

7.6 Conclusion

By comparing design values of shear resistance obtained by partial safety factor (PSF) approach according to Eurocode with values from probabilistic analyses (PA), it can be stated that the FSC model combined with an Eurocode-based semi probabilistic procedure will lead to the desired safety. Especially, the PA results obtained for more realistic general stochastic model are in very good agreement with the results of PSF method. Small discrep-

ancies are caused by relatively high uncertainties considered for general model and by considering slightly smaller mean value of concrete compressive strength, both utilized in order to simulate a real situation where no precise information on concrete strength is available, only the information on the strength class is known. Small differences also lie in the simplified way, how the characteristic value of concrete strength is calculated from the mean value according to EC2, i.e. its actual variability is not reflected. Based on the obtained results, it can be stated that the design model complies with the safety requirements of Eurocode.

8 PRAXISBEISPIEL – BRÜCKE ÜBER DIE WANGAUER ACHE

8.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse einer statischen Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke mit rechnerischen Defiziten in der Schubtragfähigkeit gezeigt (Arbeitspaket 10). Im ersten Schritt erfolgt eine Nachrechnung des Querkraftwiderstands auf Basis der derzeit gültigen österreichischen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [7]. Darin wird in den ersten beiden Stufen der Nachrechnung eine Anwendung des im Eurocode 2 verankerten Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung gefordert. Des Weiteren ist eine Anwendung des Querkraftmodells gemäß fib Model Code 2010 [8] zulässig. In weiterer Folge kommt das im Kapitel 6 weiterentwickelte bzw. adaptierte zonenbasierte Nachweiskonzept (Ingenieurmodell) zur Anwendung.

Die Brücke über die Wangauer Ache (Oberösterreich) wurde in den Jahren 1961 – 1963 von der Baufirma H.Rella & Co geplant und errichtet. Das Objekt besteht aus zwei getrennten Tragwerken, wobei jedes über eine Richtungsfahrbahn verfügt. Die Breite der beiden Tragwerke beträgt ursprünglich 12,85 m. Die Brücke ist 384,5 m lang und spannt sich über 13 Felder mit Einzelstützweiten von 25,0 + 2*28,0 + 2*41,25 + 7*28,0 + 25,0 m beim Nordtragwerk bzw. 25,0 + 3*28,0 + 2*41,25 + 6*28,0 + 25,0 m beim Südtragwerk. Beide Tragwerke haben einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt, welcher sich im Bereich der Innenstütze durch eine kontinuierlich breiter werdende Druckplatte zu einem Hohlkastenquerschnitt schließt. Das gesamte Tragwerk wurde in 9 Bauabschnitten hergestellt. Die Pfeiler waren ursprünglich als Pendelstützen ausgeführt. Das Widerlager Wien wurde unverschieblich gelagert, während am Widerlager Salzburg zwei Rollenlager eine Längsverschiebung zulassen. Die Tragwerke wurden gemäß der damals auch in Österreich anzuwendenden DIN 4227 [63] für volle Vorspannung bemessen. Dabei kam ein Drahtspannverfahren der Firma BBRV (Lizenznehmer Baufirma Rella & Co) zur Anwendung.

Aufgrund von Rissen im Bereich der Koppelfugen wurde das Tragwerk im Jahre 1984 durch eine externe Vorspannung, welche auf der Außenseite der Stege angebracht wurde, verstärkt. Des Weiteren wurden an vier Koppelfugen an der Unterseite der Stege aufgeklebte Stahllaschen als Verstärkung angebracht.

Im Zuge der Verstärkungsmaßnahmen wurde auch eine umfangreiche Nachrechnung der Brücke auf Grundlage des damals gültigen Normenstandes durchgeführt. Bereits damals zeigte sich bei Anwendung eines 45° - Fachwerkmodells, dass außer in den Bereichen mit zusätzlicher Stegbewehrung die rechnerische Querkrafttragfähigkeit bei weitem nicht aus-

reicht um die einwirkenden Querkräfte aufzunehmen. Auf Basis dieser Nachrechnungsstatik werden in diesem Kapitel exemplarisch vier Bereiche (jeweils einer pro Stützweitenbereich) mit dem größten rechnerischen Defizit nachgerechnet. Es werden somit im Bereich des Endauflagers (Achse 10, Richtung Wien), im Feld 1 im Bereich der Achse 20 (25 m Stützweite), im Feld 3 im Bereich der Achse 30 (28,0 m Stützweite) sowie im Feld 4 im Bereich der Achse 40 (Stützweite 41,25 m) das rechnerische Schubtragvermögen analysiert (siehe Abbildung 8.1). Aufgrund der Ähnlichkeit der Tragwerke wird nur das Nordtragwerk nachgerechnet. Des Weiteren bezieht sich die Nachrechnung lediglich auf die Querkrafttragfähigkeit des äußeren Hauptträgers, da dieser über eine weiter gespannte Kragplatte verfügt und somit eine höhere Querkraftbeanspruchung im Vergleich zum inneren Randträger aufweist.

8.2 Materialkennwerte

Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B300 hergestellt. Die charakteristischen Materialkennwerte ergeben sich in Anlehnung an die ONR 24008 [7] zu

$$f_{ck} = 17,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,05 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 29.000 \text{ N/mm}^2$$

Als Bewehrung wurde ein Torstahl 40 (Klasse III) verwendet, welcher folgende Festigkeit aufweist

$$f_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

Als Spannstahl wurde laut Originalunterlagen ein St160/175 verwendet.

$$f_{p,0.2} = 1570 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,u} = 1.717 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 195.000 \text{ N/mm}^2$$

8.3 Statisches System und Modellierung

Abbildung 8.1 zeigt schematisch das statische System sowie die Bauabschnitte des Nordtragwerks. Die statische Modellierung des nördlichen Brückenobjekts erfolgte mit der Software Dlubal RFEM 5.14. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte ausschließlich für den

Lehrgerüstzustand. Die Hauptträger wurden dabei als Rippenstäbe modelliert, wodurch Effekte aus der Plattentragwirkung der Fahrbahnplatte (Querverteilung der Lasten auf die Hauptträger) mitberücksichtigt werden konnten. Die Schnittgrößen der Fahrbahnplatten wurden somit auf Basis der Plattentheorie berechnet.

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurden folgende Belastungen berücksichtigt:

ständige Lasten

- Eigengewicht der Konstruktion
- Ausbaulasten: Fahrbahnbelag, Randbalken, Geländer, Schutteinrichtung

Verkehrslasten:

- Lastmodell 1 (LM1) gemäß ÖNORM EN 1991-2 [56]

Die Belastungen wurden gemäß den Ausführungen der ÖNORM EN 1991-2 [56] auf die Mittelebene der Fahrbahnplatte ausgebreitet. Gemäß ÖNORM EN 1992-2 [1] ist es zulässig, den Anteil der Querkraft von Einzellasten, welche innerhalb von $2d$ vom Auflagerstand an der Bauteiloberseite angreifen, mit einem Reduktionsfaktor β abzumindern. Dies führt in den meisten Fällen dazu, dass sich die maßgebende Laststellung meist vom Auflager entfernt.

Die sofortigen Spannkraftverluste wurden analog zur Originalstatik berechnet. Die zeitabhängigen Verluste wurden zur Vereinfachung pauschal mit 20% angesetzt.

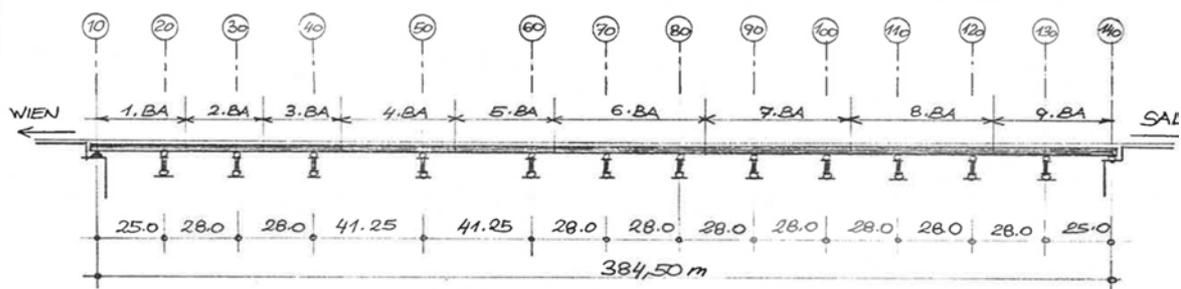


Abbildung 8.1: Statisches System des Nordtragwerkes der Brücke über die Wangauer Ache

8.4 Querschnitte, Bewehrungs- und Spanngliedführung

Abbildung 8.3 zeigt die Regelquerschnitte für das gesamte Brückentragwerk. Die Stegbreite beträgt im Feldbereich 0,6 m und verjüngt sich hin zum Anschluss an die Fahrbahnplatte auf eine Breite von lediglich 0,36 m. Im Stützbereich vergrößert sich die Stegbreite an der unteren Seite auf 1,1 m und auf der oberen Seite auf 0,86 m.

In den betrachteten Bereichen besteht das Grundnetz der Bügelbewehrung aus einer gebogenen Baustahlmatte CQ50 (Ø5/150mm), welche an der oberen Seite durch die Bewehrung aus der Fahrbahnplatte geschlossen wurde. Als Kabelunterstellung wurden Bügel mit einem Durchmesser Ø14 mm in einem Abstand von 83 (25m Stützweite), 93 (28m Stützweite) bzw. 103 cm (41,25m Stützweite) verwendet, welche auch als Querkraftbewehrung angesetzt werden können. In der Achse 40 wurden zusätzlich 15 schräge Bewehrungsstäbe Ø16/160mm verlegt, welche jedoch die obere und untere Bewehrung nicht umschließen. Da sie zum einen nur im unmittelbaren Auflagerbereich verlegt sind und des Weiteren nicht mehr den heutigen Anforderungen einer konstruktiven Durchbildung entsprechen, werden in dieser Nachrechnung die Ergebnisse mit und ohne Berücksichtigung gezeigt (siehe Abbildung 8.2).

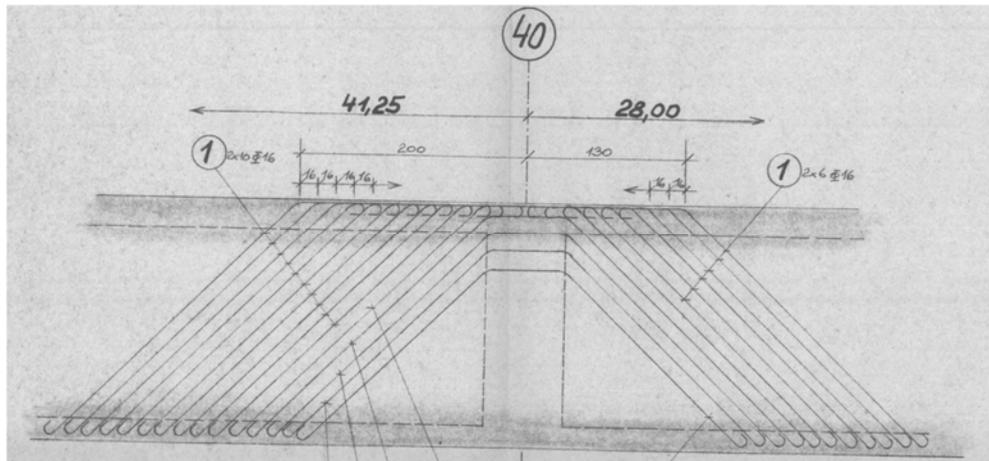


Abbildung 8.2: Zusatzquerkraftbewehrung in der Achse 40

Die vorhandene Schubbewehrung liegt direkt im Stützbereich unterhalb der Mindestschubbewehrung gemäß ÖNORM B 1992-2 [1]

$$\rho_{w,\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,05}{348} = 0,001014 < \rho_{w,vorh} = \frac{6,31}{0,98} \cdot 10^{-4} = 0,00064$$

Für den Regelquerschnitt liegt der Querkraftbewehrungsgrad unter der Annahme einer gemittelten Stegbreite geringfügig oberhalb des Mindestwertes

$$\rho_{w,\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,05}{348} = 0,001014 < \rho_{w,vorh} = \frac{6,31}{0,48} \cdot 10^{-4} = 0,00132$$

Die Vorspannung wurde über ein Drahtspannsystem der Firma BBRV eingebracht. Ein Spannglied besteht aus 42 Einzeldrähten mit je einem Durchmesser von 6 mm (Spannstahlfläche 1 Spannglied $A_{p,i} = 11,88 \text{ cm}^2$). Die maximal zulässige Spannung nach dem Vorspannen beträgt $\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{pt} = 0,55 \cdot 1750 = 963 \text{ N/mm}^2$

Die Spanngliedverläufe der untersuchten Bereiche sind in Abbildung 8.4 dargestellt.

Eine Mindestlängsbewehrung, wie sie heutzutage bei Spannbetontragwerken zur Erhöhung der Robustheit üblich ist, wurde damals nicht angedacht.

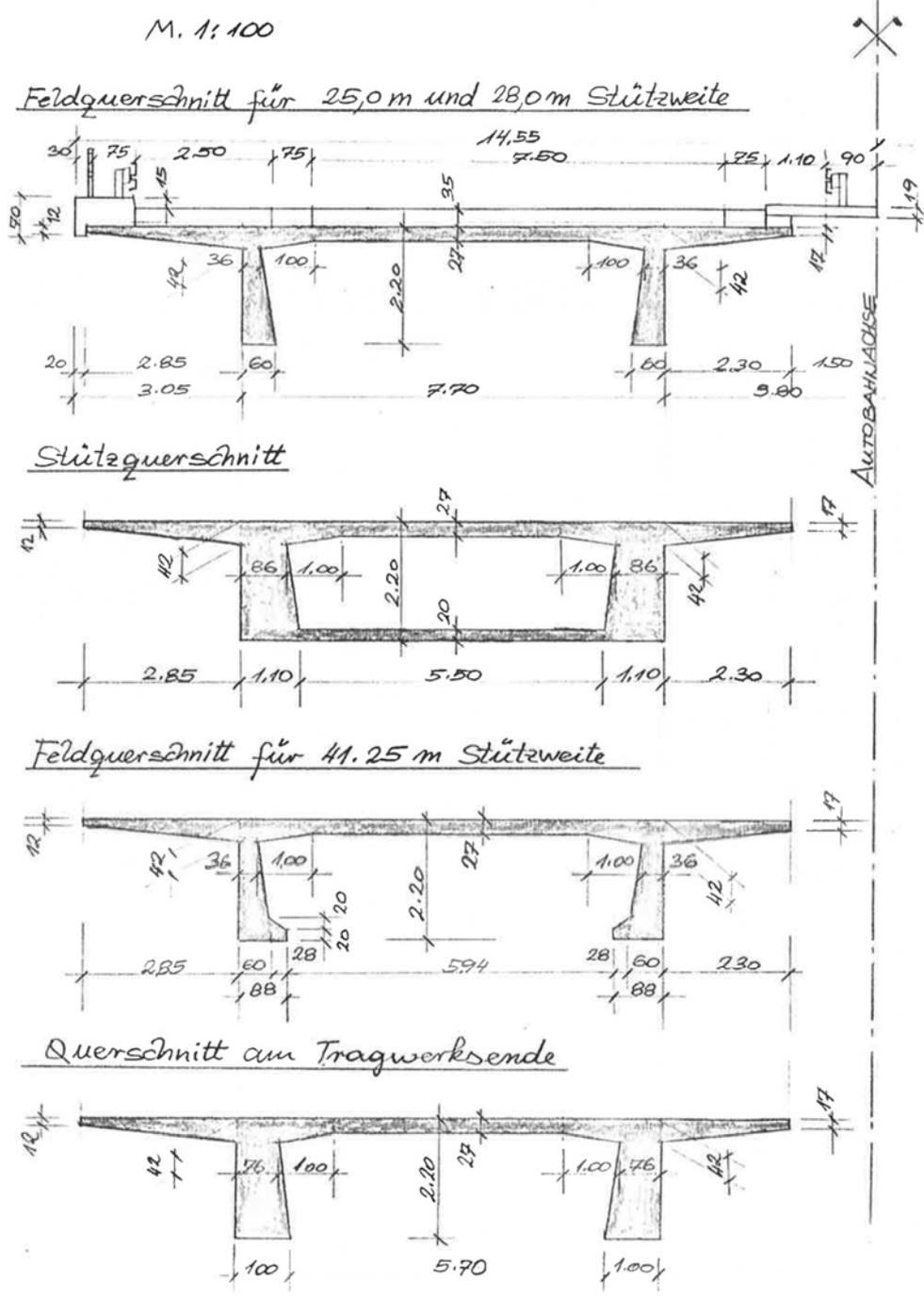


Abbildung 8.3: Regelquerschnitt Brücke über die Wangauer Ache

8.5 Nachrechnung gemäß ONR 24008

Entsprechend ÖNORM EN 1992-2 [1] ist auch bei Spannbetontragwerken das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ anzuwenden. Ein Hauptzugspannungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird darin nicht mehr vorgeschlagen. Gemäß dem österreichischen nationalen Anwendungsdokument [2] zur ÖNORM EN 1992-2 [1] darf unter Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnitts ($\sigma_u < 0 \text{ N/mm}^2$) die minimale Neigung der Druckstreben θ_{\min} mit $21,8^\circ$ ($\tan\theta_{\min}=0,4$) angenommen werden. Da bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung in der Regel der Nachweis der Tragfähigkeit der Bügelbewehrung maßgebend ist, wird für den Querkraftnachweis die untere Schranke θ_{\min} verwendet.

Der Nachweisschnitt ist sowohl im Eurocode 2 als auch im fib Model Code 2010 im Abstand d von der Auflagerachse zu wählen. Aufgrund der verschiedenen Spanngliedlagen im Bemessungsschnitt wird die statische Nutzhöhe wie folgt ermittelt

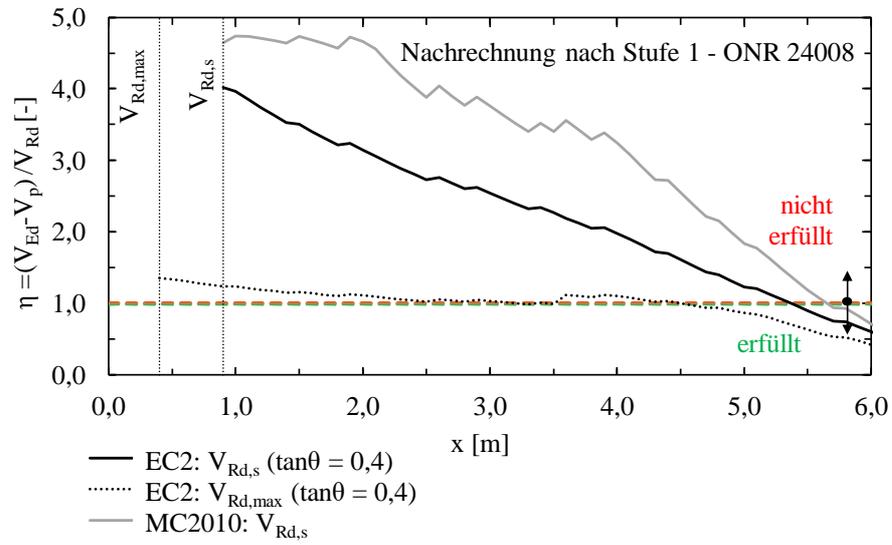
$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}}$$

Der innere Hebelarm z wird vereinfacht mit $0,9d$ angenommen.

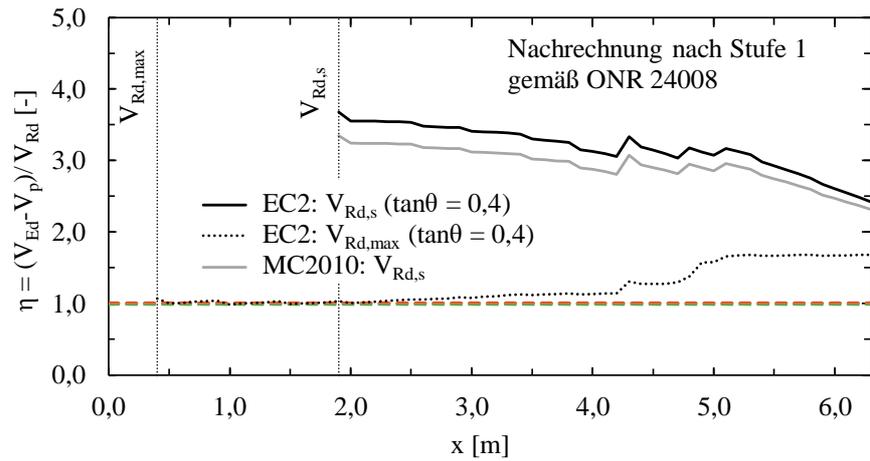
Abbildung 8.5 zeigt den Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit gemäß einer Nachrechnung nach ONR 24008 nach der ersten Stufe. Aufgrund des sehr geringen Querkraftbewehrungsgrads, welcher zum Teil unterhalb der Mindestbewehrung liegt, ergibt sich für alle vier untersuchten Bereiche ein signifikantes rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit. Das deutlichste ergibt sich im Feld mit der größten Stützweite ($l = 41,25 \text{ m}$) mit einer Überschreitung des Querkraftwiderstand im Nachweisschnitt um das 5,8-fache. Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 (reduzierter Teilsicherheitsfaktor für ständige Lasten) und Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ für das Lastmodell 1 beträgt der Ausnutzungsgrad im langen Feld noch immer 4,9. Die Auslastung liegt sogar ohne Verkehrslasten ($\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0$) über 1,0. Auch bei Anwendung der höchsten Näherungsstufe des fib Model Codes 2010 kann die erforderliche Querkrafttragfähigkeit deutlich nicht erreicht werden. Der Ausnutzungsgrad ist aufgrund der geringen Neigung des Druckspannungsfeldes im Bereich der Innenstützen minimal geringer. Der normalerweise anrechenbare Betontraganteil $V_{Rd,c}$ kann aufgrund der hohen Auslastung der Druckstreben-

tragfähigkeit $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ jedoch in diesem Praxisbeispiel nicht angesetzt werden. Im Bereich des Endauflagers liefert das Querkraftmodell des MC2010 sogar eine geringere Querkrafttragfähigkeit als nach EC2, da zum einen der geringe Vorspanngrad und zum anderen die hohe Querkraftbeanspruchung eine erhöhte rechnerische Längsdehnung auf halber Höhe des inneren Hebelarms erzeugt. Dadurch vergrößert sich zum einen der minimale Winkel des Druckspannungsfeldes und zum anderen verringert sich der anrechenbare Betontraganteil, welcher aufgrund der hohen Ausnutzung der Druckstrebe generell sehr gering ausfällt.

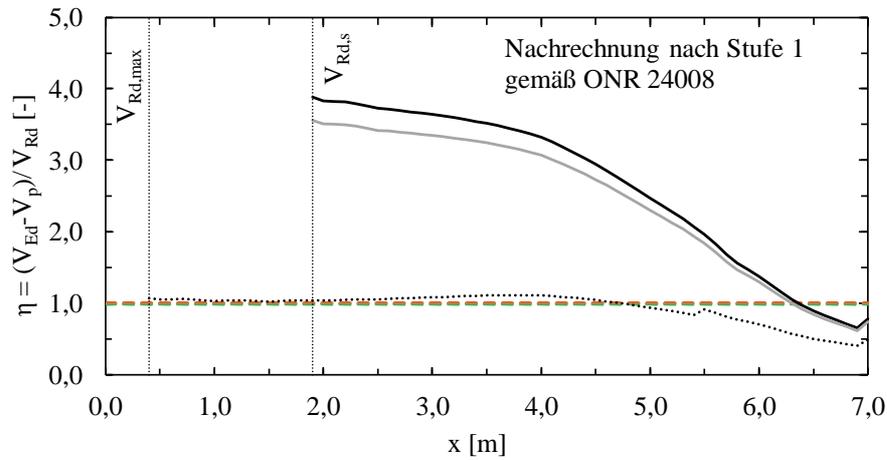
(a) Feld 1 Bereich Achse 10 - Endauflager



(b) Feld 1 Bereich Achse 20



(c) Feld 3 Bereich Achse 30



(d) Feld 3 Bereich Achse 40

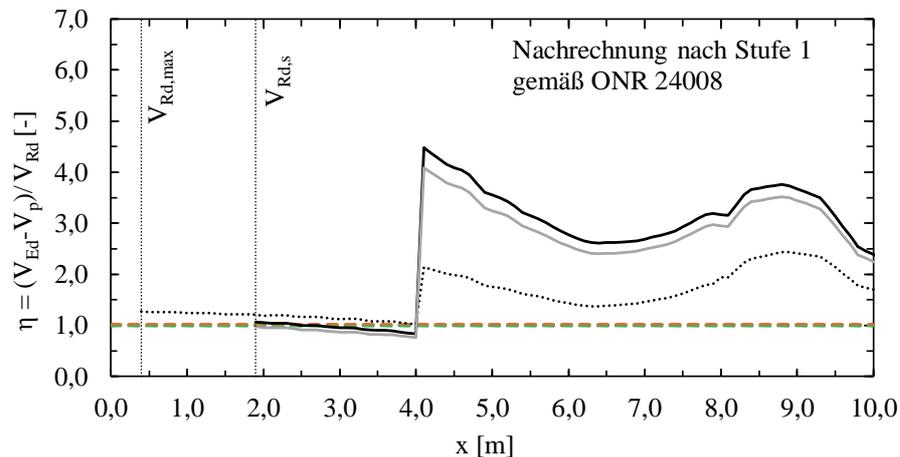
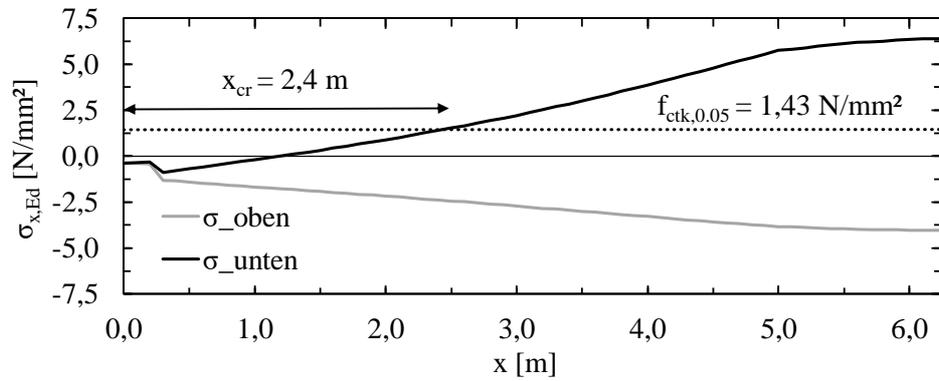


Abbildung 8.5: Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit nach ONR 24008: (a) Feld 1 Bereich Achse 10 – Endauflager Richtung Wien (b) Feld 1 Bereich Achse 20; (c) Feld 3 Bereich Achse 30; (d) Feld 4 Bereich Achse 40

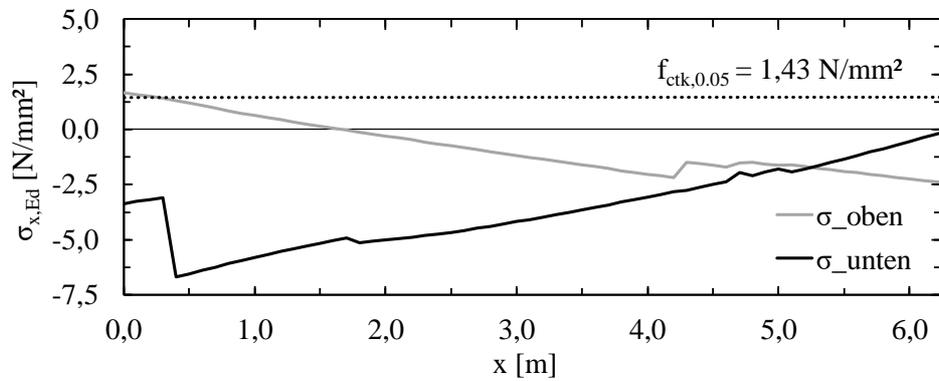
8.6 Nachrechnung nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren

In diesem Abschnitt wird das in Kapitel 6 weiterentwickelte zonenbasierte Nachweisverfahren mit den darin verankerten unterschiedlichen Querkraftmodellen angewendet. Neben dem Ursprungszustand werden zusätzlich die Auswirkungen der nachträglichen Verstärkung durch die bereits vorhandene externe Vorspannung untersucht. Dabei wird zu Beginn auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung eine Einteilung in unterschiedliche Zonen vorgenommen (siehe Abbildung 6.1). Dazu wird im ersten Schritt die Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren und oberen Randfaser ermittelt (siehe Abbildung 8.6).

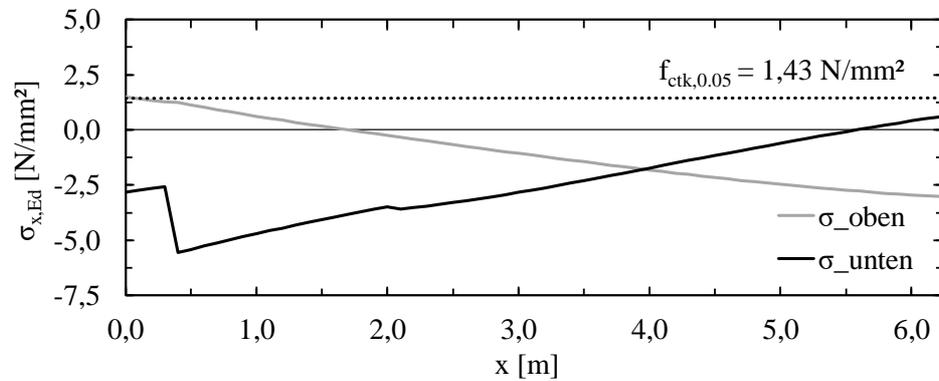
(a) Feld 1 Bereich Achse 10 – Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$



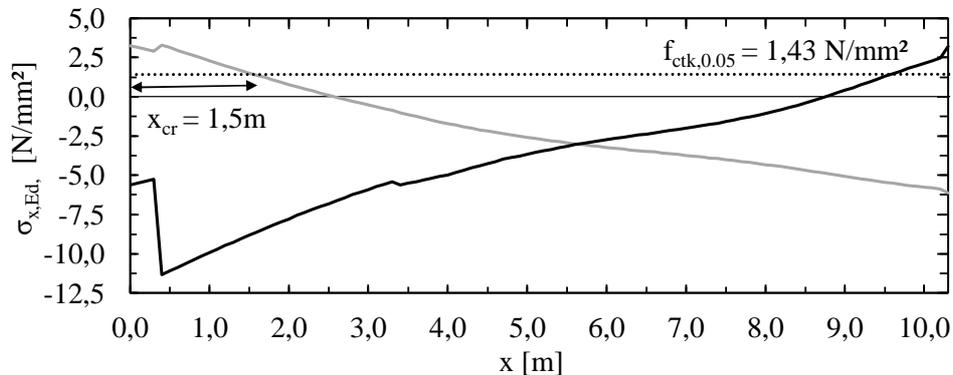
(b) Feld 1 Bereich Achse 20 – Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$



(c) Feld 2 Bereich Achse 30 – Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$



(d) Feld 3 Bereich Achse 40 – Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$



(e) Feld 3 Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$

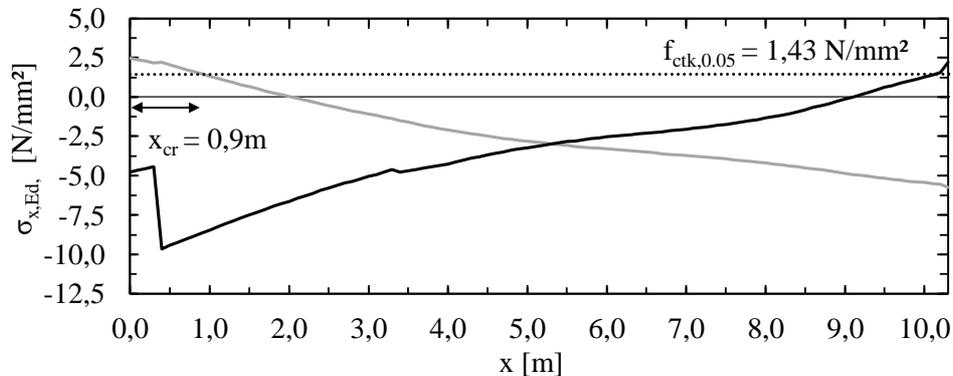


Abbildung 8.6: Normalspannungen im GZT $\sigma_{x,Ed}$: (a) Feld 1 Bereich Achse 10, Stufe 1 - Endauflager (b) Feld 1 Bereich Achse 20, Stufe 1; (c) Feld 3 Bereich Achse 30; (d) Feld 4 Bereich Achse 40, Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$; (e) Feld 4 Bereich Achse 40, Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$;

8.6.1 Nachweisführung Feld 1, Bereich Achse 10

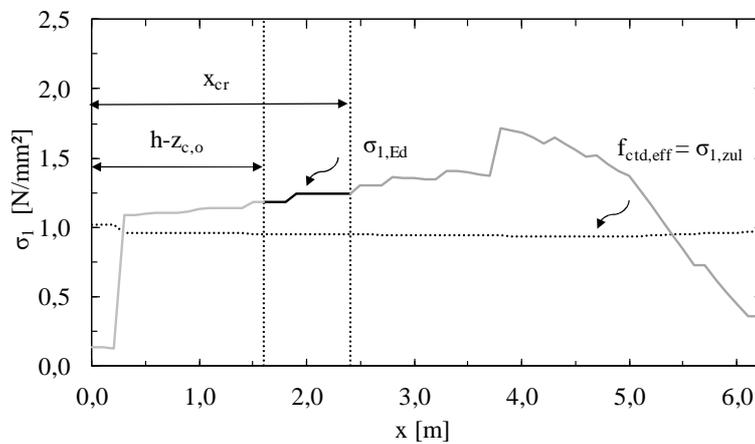
Wie in Abbildung 8.6 (a) ersichtlich, überschreitet im Endauflagerbereich (Achse 10) die Normalspannung an der unteren Randfaser (Zugfaser) nach Stufe 1 den 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit des Betons in einem Abstand von 2,4 m von der Auflagerachse. Zwischen $x = 0,0$ m und $x = x_{cr} = 2,4$ m handelt es sich somit um den Bereich UN oder ST (Hauptzugspannungsnachweis oder ST-Modell) und ab $x = x_{cr} = 2,4$ m beginnt der Bereich FS, bei welchen die Gefahr einer Ausbildung eines kritischen Biegeschubrisses besteht.

8.6.1.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

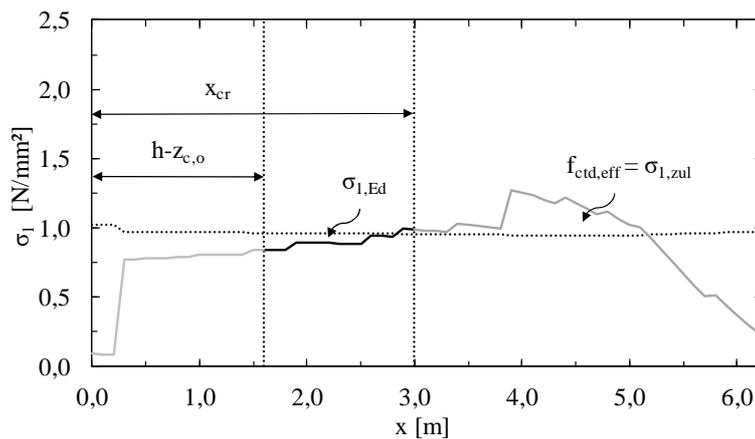
Abbildung 8.7 zeigt einen Vergleich der rechnerischen Hauptzugspannungen entlang der statischen Achse mit dem zulässigen Spannungswert (Gleichung 6.1) für verschiedene Belastungsszenarien. Der Nachweis wird hier im Bereich $x = h - z_{c,o}$ (Schwerpunktastand)

und der rechnerischen Stelle an der das Rissmoment überschritten ist x_{cr} , geführt. Eine Nachrechnung nach Stufe 1 mit Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ für das Lastmodell 1 führt im Auflagerbereich zu einer Überschreitung der maximalen Hauptzugspannung. Durch eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für die ständigen Lasten (Stufe 2) sowie einer Reduktion der Anpassungsfaktor auf 0,8 kann der Nachweis gerade nicht erbracht werden. Beim Ansetzen der nachträglichen externen Vorspannung kann der Hauptzugspannungsnachweis nach Stufe 2 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ im Schwerpunkt des Querschnitts knapp erfüllt werden.

(a) Stufe 1, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$, ohne externe Vorspannung



(b) Stufe 2, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung



(c) Stufe 2, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

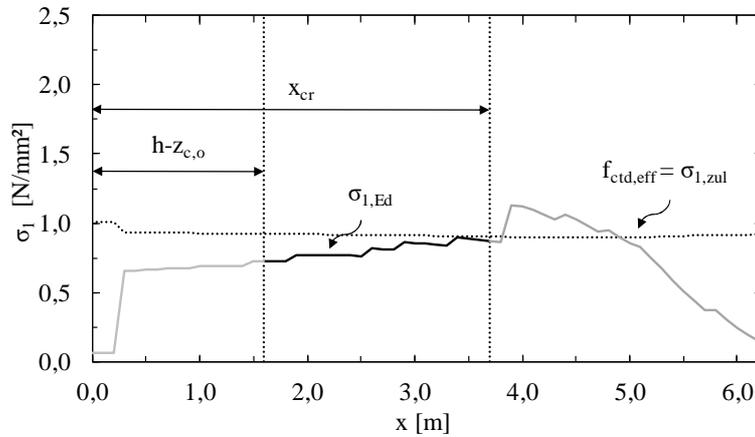


Abbildung 8.7: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert im Endauflagerbereich (Achse 10)

8.6.1.2 Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST

Ohne Ansetzung der externen Vorspannung muss im Stegbereich davon ausgegangen werden, dass infolge Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit Schubrisse auftreten. In diesem Fall wird das in Abschnitt 6.2.3 beschriebene Nachweismodell für eine Nachrechnung nach Stufe 1 angewendet. Der Nachweisschnitt wird in diesem Fall im Abstand $h-z_{c,o} = 1,6$ m gewählt.

Aufgrund der Rissbildung muss die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrisse umgelagert werden. Dazu wird zu Beginn die Neigung des Schubrisse bei Rissbildung φ_{cr} berechnet:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{|\sigma_{cp}|} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot 3,07}{|1,28|} = 39,1^\circ$$

Es wird ebenso angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss zwischen den Flanschen ausbildet. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot (h - h_{fc,o} - h_{fc,u}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 6,31 \cdot (220 - 28) \cdot 34,8 \cdot \cot 39,1^\circ = 597 \text{ kN}$$

Darüber hinaus ist der Bereich ST dadurch gekennzeichnet, dass der Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft F_{cc} entlang der statischen Achse variiert. Dadurch entsteht eine Vertikalkomponente $V_{Rd,cc}$, welche einen Beitrag zum Abtrag von Querkräften liefert. Vereinfacht kann die Neigung des Druckgurtes unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte sowie von linear elastischem Materialverhalten des Betons ermittelt werden. Dazu

reicht es aus, den Angriffspunkt der Druckkraft am Auflager $x = 0,4$ m (Ende des Querträgers) sowie an der Stelle der Überschreitung der Rissstelle x_{cr} zu betrachten. Somit ergibt sich die Neigung der Druckkraft zu

$$\alpha_{cc} = \arctan\left(\frac{0,58 - 0,23}{2,4}\right) = 9,9^\circ$$

Als einwirkende Betondruckkraft F_{cc} wird auf der sicheren Seite liegend die geringste Vorspannkraft in dem untersuchten Bereich angesetzt.

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc} = 4.302 \cdot \sin 9,9^\circ = 741 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p liefert einen zusätzlichen Anteil zum Abtrag von Querkraften. Somit lässt sich der Querkraftwiderstand in der Zone ST folgendermaßen berechnen:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cc} + V_p = 597 + 741 + 779 = 2.117 \text{ kN}$$

Der Nachweis kann somit in der Zone ST für die Stufe 1 nicht erbracht werden

$$V_{Rd,ST} = 2.117 \text{ kN} < V_{Ed} = 2.772 \text{ kN} \quad \times$$

Dies entspricht einer Auslastung von $V_{Rd,ST}/V_{Ed} = 1,31$. Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 (reduzierte Eigenlasten) mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ reduziert sich diese auf 1,19:

$$V_{Rd,ST} = 1.972 \text{ kN} < V_{Ed} = 2.341 \text{ kN} \quad \times$$

Durch die nachträglich eingebrachte externe Vorspannkraft erhöht sich der Querkraftwiderstand im ST-Bereich $V_{Rd,St}$, wodurch sich der Nachweis in der Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ in diesem Bereich knapp erbringen lässt:

$$V_{Rd,ST} = 2.384 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2.341 \text{ kN} \quad \checkmark$$

8.6.1.3 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FSC

Im Bereich FS bildet sich der kritische Schubriss aus einem Biegeriss (Biegeschubversagen). Um diese Versagensart zu beschreiben, wird das in Abschnitt 6.2.4 für Mehrfeldsysteme weiterentwickelte FSC-Modell angewendet. Eine wesentliche Voraussetzung für die Anrechnung des Querkrafttraganteils des Betons ist in diesem Modell das Vorhandensein eines moderaten Vorspanngrades ($\sigma_{cp} = N_{cp}/A_c \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$). Diese Bedingung ist für den Auflagerbereich mit $\sigma_{cp} = N_{cp}/A_c < 1,18 - 1,65 \text{ N/mm}^2$ nicht eingehalten. Eine Anwendung des FSC-Modells ist somit streng genommen nicht möglich. Bei Nichteinhaltung dieser Anwendungsgrenze könnte der Querkraftnachweis im Bereich FS nach dem „Generellen

Nachweis“ sogar für eine Nachrechnung nach Stufe 1 erbracht werden (siehe Abschnitt 6.2.4.3):

$$V_{Rd} = 1.982 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1.935 \text{ kN} \checkmark$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{1.935}{1.982} = 0,98 \leq 1,00$$

Beim „Vereinfachten Nachweis“ (siehe Abschnitt 6.2.4.2) wird zum einen die Druckspannung in der Druckzone mit einem Drittel der Druckfestigkeit angenommen und zum anderen der Nachweisschnitt mit $x_{krit,FS} = h = 2,2 \text{ m}$ gewählt. Der Nachweis kann dabei in Stufe 1 nicht erbracht werden:

$$V_{Rd} = 2.267 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2.627 \text{ kN} \times$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{1.935}{1.982} = 0,98 \leq 1,00$$

Beim Ansatz der externen Vorspannung erhöht sich die Normalspannung des Betons infolge der Horizontalkomponente der Vorspannung im untersuchten Bereich zu $\sigma_{cp} = N_{cp}/A_c < 2,5 - 3,37 \text{ N/mm}^2$, weshalb dadurch eine Anwendung des FSC-Modells möglich ist.

Der Rechenablauf (siehe auch Abschnitt 6.2.4) wird hier exemplarisch gezeigt:

- Ermittlung des kritischen Schnittes $x_{krit,FS}$ an dem die Bemessung durchgeführt wird:

$$x_{krit,FS} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 3,4 + (2,16 - 0,27) = 5,29 \text{ m}$$

Die Rissneigung wird vereinfacht konstant mit $\theta_{cr} = 26.565^\circ \Rightarrow \cot \theta_{cr} = 2.0$ angenommen.

- Die Schnittgrößen für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge ständiger Lasten und Verkehrslasten im Schnitt $x_{krit,FS}$ lauten:

$$M_{Ed} = 8,530 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 1,325 \text{ MN} = 1.325 \text{ kN}$$

- Berechnung der Druckzonenhöhe x :

$$x = \frac{A_i}{b_{fc}} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} \right) = \frac{0,0412}{6,7} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,7 \cdot 1,79}{0,0412}} \right) = 0,167 \text{ m}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(226 \cdot \frac{200.000}{29.235} + 5.938 \cdot \frac{195.000}{29.235} \right) \cdot 10^{-6} = 0,0412 \text{ m}^2$$

und der statischen Nutzhöhe d im Abstand $x_{krit,FS}$ vom Auflager

$$d = \frac{226 \cdot 2,16^2 + 5.938 \cdot 1,77^2}{226 \cdot 2,16 + 5.938 \cdot 1,77} = 1,79 \text{ m}$$

Berechnung der Normalspannung $\sigma_{c,cz}$ im Anschnitt zwischen Obergurt und Steg $\sigma_{c,cz}$ infolge Biegung und Vorspannung unter der Annahme linear elastischen Materialverhaltens von Beton

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{z} + P_x \cdot \frac{z - z_p}{z}}{b_{eff} \cdot x} = \frac{-\frac{7.425}{1,73} - 4.697 \cdot \frac{1,28}{1,73} + 0,07}{6,03 \cdot 0,167} = -8,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z} = 4.385 \cdot \left(\frac{1,72 - 1,73}{1,73} \right) = 0,09$$

mit dem innerem Hebelarm z

$$z = d - \frac{x}{3} = 1,79 - \frac{0,17}{3} = 1,73 \text{ m}$$

- Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x

$$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq h_{fc} = 0,48 + 2,5 \cdot 0,27 = 1,153 \text{ m} \leq 6,7 \text{ m}$$

- Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone:

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\left(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{x,cz,Ed}\right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{x,cz,Ed}^2} = \sqrt{\left(2,5 - 0,5 \cdot (-8,34)\right)^2 - \frac{1}{4} \cdot (-8,34)^2} = 5,21 \text{ N/mm}^2$$

- Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x \cdot \frac{\tau_{cz,max}}{\gamma_c} \cdot \beta_{cc} = \frac{2}{3} \cdot 1,153 \cdot 0,170 \cdot \frac{5,21}{1,5} \cdot 1,69 \cdot 10^3 = 768 \text{ kN}$$

$$\text{Mit } \beta_{cc} = 2,15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h} = 2,15 - \frac{9.420}{3 \cdot 3.113 \cdot 2,2} = 1,69$$

- Die Schubtragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$, welche entlang des kritischen Schubrisses aktiviert werden kann, ergibt sich zu:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x) \cdot \cot \theta_{cr} = 6,31 \cdot 34,8 \cdot (2,16 - 0,17) \cdot 2 = 874 \text{ kN}$$

- Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft P_0 beträgt im Nachweisschnitt $x_{krit,FS}$:

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 327 \text{ kN}$$

- Ermittlung des Querkraftwiderstandes V_{Rd} im Nachweisschnitt $x_{krit,FS}$:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 874 + 768 + 327 = 1.982 \text{ kN}$$

- Die Querkrafttragfähigkeit kann somit in der Zone FS wie folgt nachgewiesen werden:

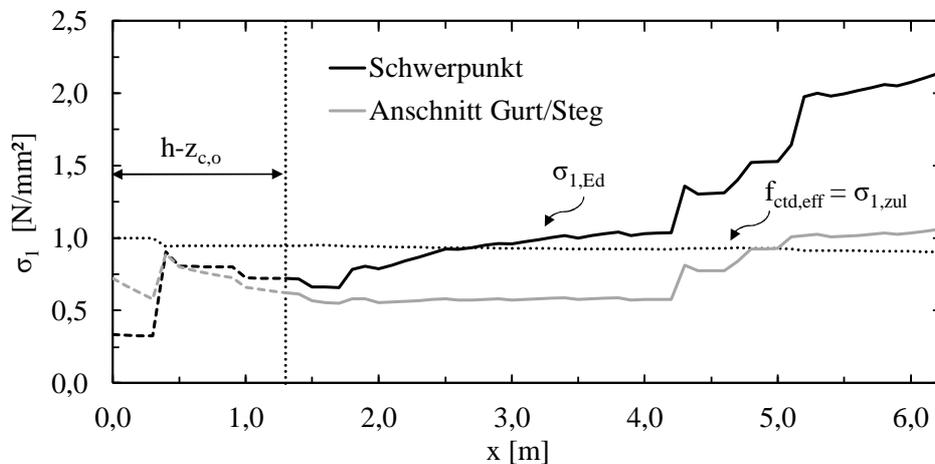
$$V_{Rd} = 1.969 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1.325 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Beim „Vereinfachten Nachweis“ (siehe Abschnitt 6.2.4.2) wird der positive Effekt der externen Vorspannung nicht berücksichtigt, der Nachweis erfolgt somit analog zu der Nachweisführung ohne Berücksichtigung der externen Vorspannkraft.

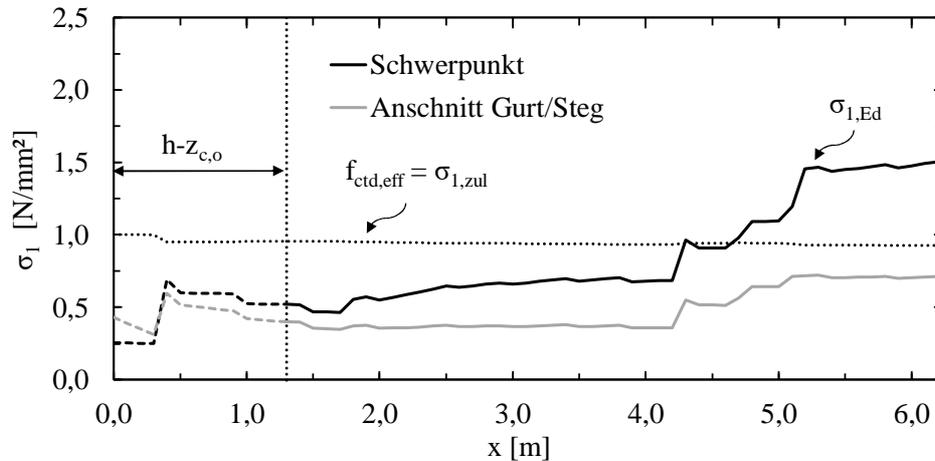
8.6.2 Nachweisführung Feld 1, Bereich Achse 20

Wie in Abbildung 8.6 (b) ersichtlich, überschreitet die Normalspannung an der oberen Randfaser (Zugfaser) im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Bereich der Achse 20 nicht den 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit des Betons. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass kein Bereich FS ausgebildet wird und somit auch keine Gefahr durch einen kritischen Biegeschubriss besteht. Des Weiteren ist zu überprüfen, ob im Steg reine Schubrisse ausgebildet werden können. Dies geschieht anhand der Berechnung der Hauptzugspannungen im Stegbereich. Aufgrund der speziellen Querschnittsform

(a) Stufe 1, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$, ohne externe Vorspannung



(b) Stufe 2, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung



(c) Stufe 2, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

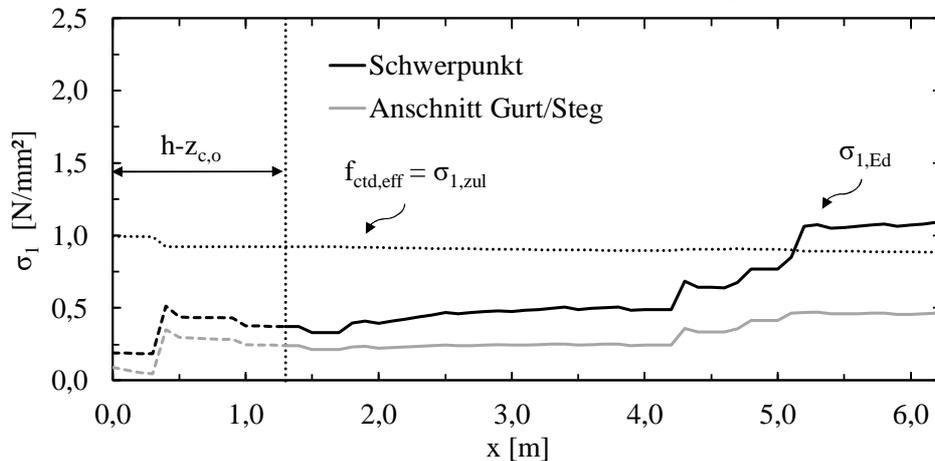


Abbildung 8.8: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert

(gevouteter Steg) wird diese im Schwerpunkt als auch im Anschnitt zwischen Obergurt und Steg kontrolliert.

Abbildung 8.8 zeigt einen Vergleich der rechnerischen Hauptzugspannungen entlang der statischen Achse mit dem zulässigen Spannungswert (Gleichung 6.1) für verschiedene Belastungsszenarien. Eine Nachrechnung nach Stufe 1 mit Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ für das Lastmodell 1 führt ab der Stelle $x = 2,6$ m zu einer Überschreitung der maximalen Hauptzugspannung. Durch eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für die ständigen Lasten (Stufe 2) sowie einer Reduktion der Anpassungsfaktor auf 0,8 verschiebt sich diese Stelle auf $x = 4,3$ m. Auch beim Ansetzen der nachträglichen externen Vorspannung kann der Hauptzugspannungsnachweis im Schwerpunkt des Querschnitts nicht erfüllt werden. Der markante Sprung der Hauptzugspannung bei $x = 5,2$ m kann vorrangig darauf

zurückgeführt werden, dass an dieser Stelle ein Achtel der Stegbreite $b_w/8$ den Durchmesser des Hüllrohrs ($\varnothing 60$ mm) unterschreitet und somit eine sprunghafte Reduktion der rechnerischen Stegbreite $b_{w,nom}$ vorzunehmen ist.

Es muss somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gerissen ist. In diesem Fall wird das in Abschnitt 6.2.3 beschriebene Nachweismodell für eine Nachrechnung nach Stufe 1 angewendet. Der Nachweisschnitt wird in diesem Fall am Beginn der Überschreitung der Hauptzugspannung $x = 2,6$ m gewählt.

Aufgrund der Rissbildung kann die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrisse umgelagert werden. Dazu wird zu Beginn die Neigung des Schubrisse bei Rissbildung φ_{cr} berechnet:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz, \max}}{|\sigma_{cp}|} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot 3,41}{|2,16|} = 32,6^\circ$$

Es wird ebenso angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss zwischen den Flanschen ausbildet. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot (h - h_{fc,o} - h_{fc,u}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 6,31 \cdot (220 - 28 - 20) \cdot 34,8 \cdot \cot 32,6^\circ = 593 \text{ kN}$$

Darüber hinaus ist der Bereich ST dadurch gekennzeichnet, dass der Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft F_{cc} entlang der statischen Achse variiert. Dadurch entsteht eine Vertikalkomponente $V_{Rd,cc}$, welche einen Beitrag zum Abtrag von Querkräften liefert. Vereinfacht kann die Neigung des Druckgurtes unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte sowie von linear elastischem Materialverhalten des Betons ermittelt werden. Dazu reicht es aus, den Angriffspunkt der Druckkraft am Auflager $x = 0,4$ m (Ende des Querträgers) sowie den Momentennullpunkt $x = 6,0$ m zu betrachten. Somit ergibt sich die Neigung der Druckkraft zu

$$\alpha_{cc} = \arctan \left(\frac{1,74 - 0,29}{5,6} \right) = 14,7^\circ$$

Als einwirkende Betondruckkraft F_{cc} wird auf der sicheren Seite liegend die geringste Vorspannkraft in dem untersuchten Bereich angesetzt.

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc} = 5.172 \cdot \sin 14,7^\circ = 1.314 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p liefert einen zusätzlichen Anteil zum Abtrag von Querkräften. Somit lässt sich der Querkraftwiderstand in der Zone ST folgendermaßen berechnen:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cc} + V_p = 593 + 1.314 + 1.294 = 3.201 \text{ kN}$$

Der Nachweis kann somit in der Zone ST für die Stufe 1 nicht erbracht werden

$$V_{Rd,ST} = 3.201 \text{ kN} < V_{Ed} = 4.482 \text{ kN} \quad \times$$

Dies entspricht einer Auslastung von $V_{Rd,ST}/V_{Ed} = 1,40$. Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 (reduzierte Eigenlasten) mit Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, reduziert sich diese auf 1,07:

$$V_{Rd,ST} = 3.111 \text{ kN} \approx V_{Ed} = 3.113 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Durch die nachträglich eingebrachte externe Vorspannkraft erhöht sich der Querkraftwiderstand im ST-Bereich $V_{Rd,ST}$, wodurch sich der Nachweis sogar in der Stufe 1 in diesem Bereich knapp erbringen lässt:

$$V_{Rd,ST} = 4.253 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 3.882 \text{ kN} \quad \checkmark$$

8.6.3 Nachweisführung Feld 3, Bereich Achse 30

Wie die Normalspannungen an der oberen und der unteren Randfaser in Abbildung 8.6 (c) zeigt, kommt es rechnerisch zu keiner Überschreitung der Zugfestigkeit, wodurch sich in der Achse 30 im Feld 3 lediglich der Bereich UN ausbildet. Somit wird im ersten Schritt ein Hauptzugspannungsnachweis geführt, welcher in Abbildung 8.9 entlang der statischen Achse dargestellt ist. Wie dort ersichtlich, überschreitet bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 die Hauptzugspannung den zulässigen Spannungswert an keiner Stelle, womit im GZT mit keiner Schubrissbildung im Stegbereich zu rechnen ist. Eine weitere Nachweisführung auf Basis des ST-Modells ist somit nicht notwendig.

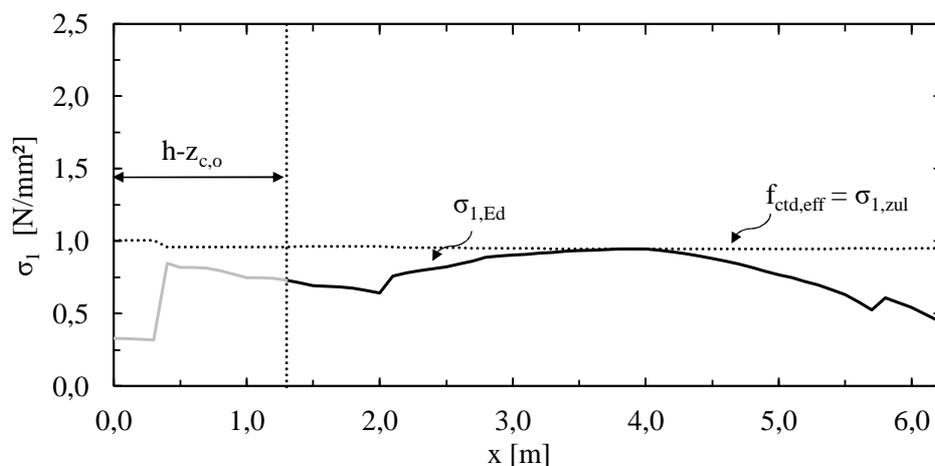


Abbildung 8.9: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert für Lastmodell 1 und $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$

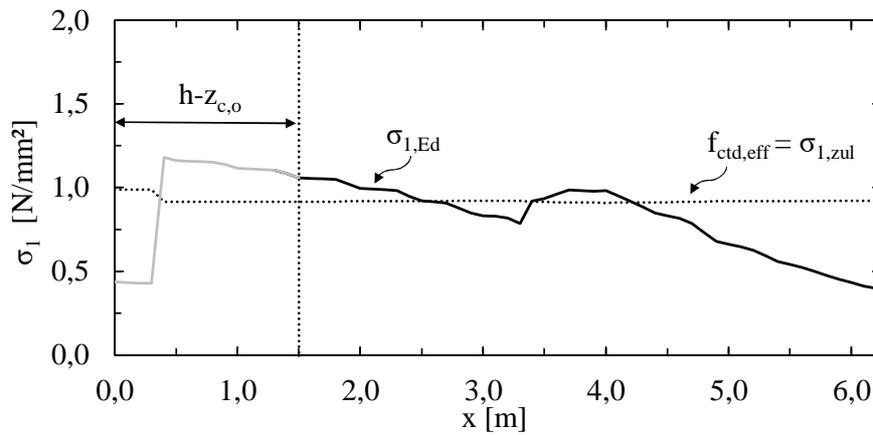
8.6.4 Nachweisführung Feld 4, Bereich Achse 40

Der Verlauf der Normalspannungen an der oberen Randfaser in Abbildung 8.6 (d) zeigt, dass es bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 der ONR 24008 zu einer Überschreitung der Zugfestigkeit in einem Bereich von $x = 1,5$ m neben der Auflagerachse kommt. Eine Ausbildung eines kritischen Biegeschubrisse ist daher bei einer Querschnittshöhe von 2,2 m eher unwahrscheinlich. Wendet man dennoch in diesem Bereich den „Vereinfachten Nachweis“ des FSC-Modells an, kann aufgrund der hohen Querkraft im langen Feld ($l = 41,25$ m) in Kombination mit dem sehr geringen Querkraftbewehrungsgrad der Querkraftnachweis deutlich nicht erbracht werden ($V_{Rd,FS} = 2.384$ kN < $V_{Ed} = 5.610$ kN).

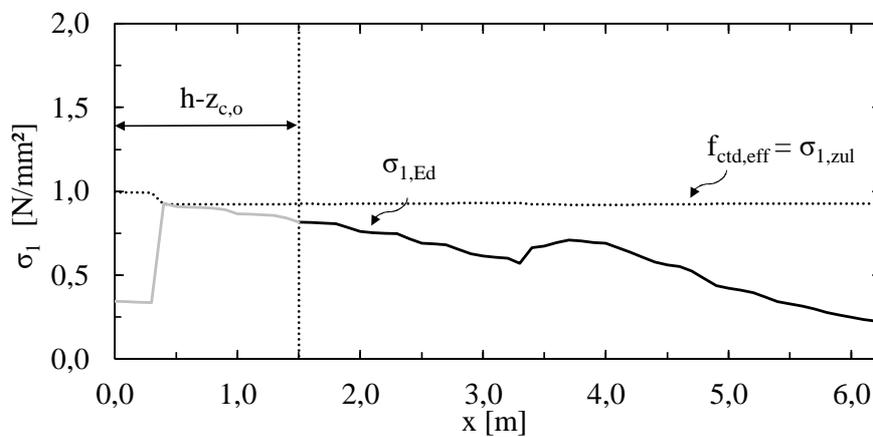
Wie bereits in Abschnitt 8.4 erläutert, wurde auf der Achse 40 eine Zusatzquerkraftbewehrung vorgesehen, welche jedoch nicht mehr den heutigen Vorstellungen an eine konstruktive Durchbildung (Verankerung in der Zugzone) entspricht. Rechnet man diese dennoch im Bereich FS voll als Querkraftbewehrung an, so erhöht sich der Querkraftwiderstand auf $V_{Rd,FS} = 5.169$ kN, womit sich der Querkraftnachweis noch immer nicht erbringen lässt.

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 und mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ für das Lastmodell 1 reduziert sich der gerissene Bereich auf 0,9 m neben der Auflagerachse sowie die einwirkende Querkraft V_{Ed} auf 4.800 kN. Eine Nachrechnung nach Stufe 2 und eine Berücksichtigung der externen Vorspannkraft führen dazu, dass ein Bereich FS nicht mehr ausgebildet werden. Es wäre somit mit einem Hauptzugspannungsnachweis nachzuweisen, dass sich bis zum Momentennullpunkt keine reinen Schubrisse ausbilden. Der Hauptzugspannungsnachweis für verschiedene Belastungsszenarien ist in Abbildung 8.10 dargestellt. Während eine Nachrechnung nach Stufe 1 zu einer Überschreitung der zulässigen Hauptzugspannung führt, kann in der Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren der Nachweis erbracht werden. Infolge der nachträglich eingebrachten externen Vorspannkraft kann sogar in Stufe 1 der Querkraftnachweis in Bereich um die Achse 40 rein über einen Hauptzugspannungsnachweis geführt werden.

(a) Stufe 1, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$, ohne externe Vorspannung



(b) Stufe 2, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung



(c) Stufe 1, LM1: $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$, mit externer Vorspannung

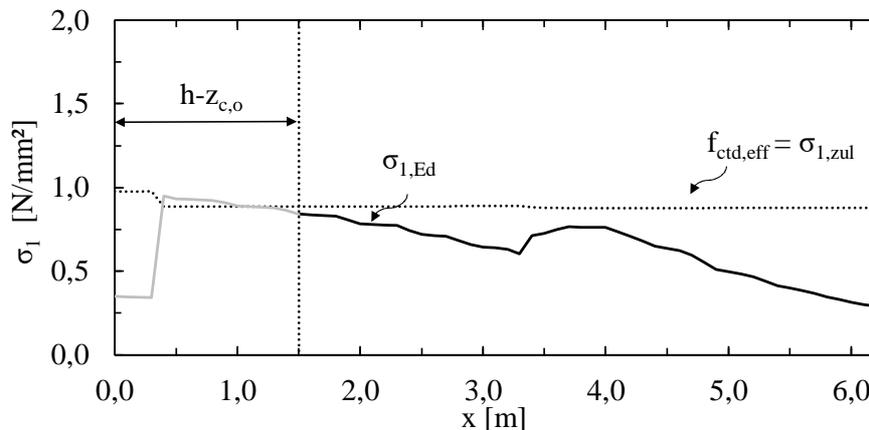


Abbildung 8.10: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert im Endauflagerbereich (Achse 10)

8.7 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Nachrechnung

Tabelle 8.1 fasst die gesamten Ergebnisse der Querkraftnachweise für die untersuchten Bereiche für die verschiedenen Belastungsszenarien zusammen. Gemäß einer Nachrechnung nach Stufe der ONR 24008 (Lastmodell 1 mit $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$) kann nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren (Hauptzugspannungsnachweise, ST-Modell, FSC-Modell) lediglich in Achse 30 eine positive Nachweisführung erbracht werden. Entgegen einer Nachrechnung nach dem aktuellen Normenstand (Eurocode 2 und fib Model Code 2010) reduzieren sich die Ausnutzungsgrade jedoch markant.

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 inklusive einer Reduktion der Anpassungsfaktoren auf $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ für das Lastmodell 1 kann dann in allen Stützbereichen der Querkraftnachweis erbracht werden, wobei in der Achse 40 für eine positive Nachweisführung die volle Anrechnung der zusätzlichen Stegbewehrung notwendig ist. Lediglich im Endauflagerbereich kann nach dem ST-Modell die Querkrafttragfähigkeit im ST-Bereich nicht nachgewiesen werden. Dies ist vorrangig auf den sehr geringen Vorspanngrad in diesem Bereich zurückzuführen, weshalb auch eine Anwendung des FSC-Modell nicht möglich ist. Durch die im Jahre 1985 eingebrachte externe Vorspannkraft reduzieren sich die Ausnutzungsgrade zum Teil erheblich, da zum keine FSC-Bereiche mehr ausgebildet werden und zum anderen günstige Auswirkungen auf die Hauptspannungsnachweise erzielt werden konnten. Da dadurch auch der Vorspanngrad in den Anwendungsgrenzen des FSC-Modells liegt, kann im Endauflagerbereich mit dem FSC-Modell auch nachgewiesen werden,

dass sich im GZT kein kritischer Biegeschubriss mehr ausbilden wird. Die externe Vorspannung war somit eine sehr effiziente Maßnahme, um die fehlende Querkrafttragfähigkeit in den kritischen Bereich zu kompensieren.

Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Ergebnisse des Querkraftnachweises nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren für die untersuchten Bereiche

Bereich	Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr}$	Externe Vorspan- nung	Ausnutzungsgrad		
				Hauptzug- spannung	ST- Modell	FSC- Modell
Achse 10	1	1,00	nein	1,31	1,31	0,98
	2	0,80	nein	1,03	1,19	0,72
	2	0,80	ja	0,97		0,35
Achse 20	1	1,00	nein	2,39	1,40	-
	2	0,80	nein	1,64	1,00	-
	2	0,80	ja	1,25	0,79	-
Achse 30	1	1,00	nein	1,00	-	-
	2	0,80	nein	-	-	-
	2	0,80	ja	-	-	-
Achse 40	1	1,00	nein	1,21	-	2,35 (1,09*)
	2	0,80	nein	0,93	-	0,93*
	2	0,80	ja	0,75	-	-

* Zusatzstegbewehrung wurde mitberücksichtigt und vereinfachter Nachweis des FSC-Modells wurde verwendet

9 ZUSAMMENFASSUNG

Aufgrund der zu Beginn der Spannbetonära sehr geringen Querkraftbewehrungsgrade kommt es im Zuge von statischen Nachrechnungen sehr häufig zu rechnerischen Defiziten in der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken.

An der TU Wien wurde aus diesem Grunde im Zuge der Forschungsinitiative "Verkehrsinfrastrukturforschung 2012" ein neues Nachweiskonzept (Ingenieurmodell) entwickelt, welches mehrere verschiedene Querkraftmodelle enthält. Das Nachweiskonzept kann bereits erste Referenzen in der Ingenieurpraxis bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit im Bereich des Endfeldes von Spannbetonbrücken vorweisen. Aufgrund der fehlenden Datenbasis konnte dieses Nachweisverfahren jedoch bis dato nicht für mehrfeldrige Spannbetonbrücken, wie sie sehr häufig vorkommen, angewendet werden.

Daher wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erstmalig die Querkrafttragfähigkeit von bestehenden mehrfeldrigen Spannbetonbrücken an einer umfangreichen Versuchsreihe experimentell bestimmt. Die Querkraftversuche zeigten entgegen dem derzeitigen Stand der Technik (Eurocode 2, fib Model Code 2010) ein deutlich gutmütigeres Querkrafttragverhalten. Des Weiteren war es mit Hilfe der Auswertung der photogrammetrischen Messungen der Risskinematik möglich, die einzelnen Querkrafttraganteile zu quantifizieren und somit die getätigten Annahmen des an der TU Wien entwickelten Modells des kritischen Biegeschubrisses (FSC-Modell) zu bestätigen. Eine zusätzliche Versuchsreihe zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit infolge Rissverzahnung zeigte zum einen die Relevanz dieser Tragwirkung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und bestätigte zum anderen dass dieser Komponente bei Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung keine Rolle zugesprochen werden muss. Auf Grundlage der erzielten Ergebnisse, numerischer Simulationen sowie probabilistischer Untersuchungen wurde das FSC-Modell für den Bereich der Innenstütze weiterentwickelt und verifiziert. Eine Nachrechnung der in den Versuchen erzielten Traglasten mit dem adaptierten Modell ergab im Vergleich zum aktuellen Normenstand eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den experimentellen Querkraftwiderständen.

Die Anwendung an einem realen mehrfeldrigen, vorgespannten Brückenobjekt konnte das Potential des modifizierten Nachweisverfahrens unter Beweis stellen. Mit Hilfe des nun auch für Mehrfeldbrücken anwendbaren Nachweiskonzepts wird es in Zukunft möglich sein, die Querkrafttragfähigkeit realistischer zu berechnen und somit in vielen Fällen auf teure Querkraftverstärkungen verzichten zu können.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] ÖNORM EN 1992-2 (2012): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Austrian Standards International, Wien.
- [2] ÖNORM B 1992-2 (2014): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2; nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Austrian Standards International, Wien.
- [3] ÖNORM EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Austrian Standards International, Wien.
- [4] ÖNORM B 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1; nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Austrian Standards International, Wien.
- [5] Huber, P. (2016): Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Dissertation, TU Wien, Fakultät Bauingenieurwesen, Wien.
- [6] BaSt (2011) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie).
- [7] ONR 24008 (2014): Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [8] fib (2013): fib Model code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete. Ernst & Sohn.
- [9] Fischer, O., Müller, A., Lechner, T, Wild, M. und Kessner, K. (2015): Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. Beton-und Stahlbetonbau 109, Heft 2, S. 107 – 127.
- [10] Hegger, J., Karakas, A., Pelke, E. und Schölch, U. (2009): Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken Teil 1: Grundlagen. Beton-und Stahlbetonbau 104, Heft 11, S. 737 – 746.
- [11] Huber, P., Schweighofer, A., Kollegger, J. , Brunner, H. und Karigl, W (2012): Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach

- Eurocode 2 und fib Model Code 2010. Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 7, S. 451 – 462.
- [12] Huber, P. et al. (2015): Ingenieurmodell für Querkraftnachweise und numerische Simulation von kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung. Ergebnisbericht, Verkehrsinfrastrukturforschung 2012, FFG, Wien.
- [13] Hassan AAA, Hossain KMA and Lachemi M (2010) Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure. Engineering Structures 32(5): 1262-1271
- [14] Lin CH, Chen JH (2012) Shear Behavior of Self-Consolidating Concrete Beams. ACI Structural Journal 109(3): 307-315.
- [15] Biolzi L, Cattaneo S and Mola F (2014), Bending-shear response of self-consolidating and high performance reinforced concrete. Engineering Structures 59: 399-410
- [16] Helincks P, Boel V, De Corte W, De Schutter G and Desnerck P (2013) Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity. Engineering Structures 48: 121-132.
- [17] Muttoni A and Fernández Ruiz M (2008) Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI Structural Journal 105(2): 163-172.
- [18] DIN (Deutsches Institut für Normung e.V.) (2007) 52100-2: Natural stone – Petrographic examinations – General and summary. Beuth, Berlin, Germany
- [19] Paulay T and Loeber PJ (1974) Shear Transfer by Aggregate Interlock. ACI Special Publication 42-1: 1-16.
- [20] Gambarova, P.G., Karakoç, C., “A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracking Concrete Elements”, Proceedings, 7th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Chicago, 1983, pp 251-261.
- [21] Li., B., Maekawa, K., und Okamura, H., “Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete”, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, 40(1): pp. 9–52, 1989.
- [22] Hassan AAA, Hossain KMA and Lachemi M (2010) Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure. Engineering Structures 32(5): 1262-1271

- [23] Lin CH, Chen JH (2012) Shear Behavior of Self-Consolidating Concrete Beams. ACI Structural Journal 109(3): 307-315.
- [24] Huber, P. Kromoser, B., Huber T. und Kollegger J. (2016): Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. Bauingenieur 91, Heft 6, S. 227–237.
- [25] Huber, P., Kratzer, K., Huber, T., Kleiser, M. und Kollegger, J. (2016): Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. Beton- und Stahlbetonbau, 111: S. 706-715.
- [26] Gleich, P. und Kattenstedt, S. und Maurer, R. (2016): Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. Beton- und Stahlbetonbau, 111(5): S. 268–277.
- [27] Marí, A., Bairán, J., Cladera, A., Oller, E. und Ribas C. (2014): Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. Structure and infrastructure engineering: maintenance, management, lifecycle design and performance. Taylor & Francis Online: 21 S.
- [28] Herbrand, M., Kueres, D., Classen, M. und Hegger, J. (2016): Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau, 111(2): 58–67.
- [29] Reineck, K.H. und Dunkelberg, D. (2017): ACI-DAfStb data-bases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 617. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 978 S., 2017.
- [30] ONR 23303 (2010): Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, Austrian Standards International, Wien.
- [31] Mehlhorn, G.: Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1198 S., 2010.
- [32] GOM. GOM Correlate 2016 – Inspection basic 3D testing. Manual, 2016.
- [33] Huber P., Huber T. und Kollegger J. (2016): Investigation of the Shear Behavior of RC Beams on the Basis of Measured Crack Kinematics, Engineering Structures, 113, S. 41 - 58.
- [34] Campana S, Fernández Ruiz M, Anastasi A, Muttoni A. (2013): Analysis of shear transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. Magazine Concrete Research; 56(6): 386–404.

- [35] Cavagnis F, Fernández Ruiz M, Muttoni A. (2017): An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*; 19(1): 49–64.
- [36] Marti P, Kaufmann W, Alvarez M, Sigrist, V. (1998): Tension chord model for structural concrete. *Structural Engineering International*; 8(4): S. 287–298.
- [37] Noakowski P. (1978): Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, vol. 296. Berlin, Germany: Ernst & Sohn; p. 144.
- [38] Marti, P. (1994): Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren. ETH Zürich, Report SP-001, Zürich.
- [39] Baumann T, Rüschi H. (1970): Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, vol. 210. Berlin, Germany: Ernst & Sohn; S. 43–83.
- [40] Walraven JC. Fundamental analysis of aggregate interlock. *ASCE Journal Structural Division* 1981; 107(11): S. 2245–2270.
- [41] Hordijk D.A. (1992): Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete, experiments, modelling and analyses. *Heron*; 37(1). S.79.
- [42] Huber, P., Huber T. und Kollegger, J. (2018): Influence of various loading conditions on the shear strength of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios. Eingereicht in *Engineering Structures*, 2018.
- [43] Huber, P., Huber T. und Kollegger, J. (2018): Experimental study on the shear behavior of T and I-shaped post-tensioned beams with various prestressing grades. Eingereicht in *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 2018.
- [44] Huber, T., Huber P., Kleiser, M. und Kollegger, J. (2018): Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung. Eingereicht in *Beton- und Stahlbetonbau*, 2018.
- [45] Lin, T. Y. (1955): Strength of continuous prestressed concrete beams under static and repeated loads. *ACI Journal Proceedings*, 51(6), S. 1037-1059.
- [46] Herbrand, M. und Hegger, J. (2013): Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. *Bauingenieur*, 88(12), S. 509-517

- [47] Maurer, R., Gleich, P., Zilch, K. und Dunkelberg, D. (2014): Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau*, 109(10), S. 654-665.
- [48] Rupf, M., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. (2013): Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: shear strength and influence of flanges. *Engineering structures*, 56, S. 357-371.
- [49] Gregor, T., und Collins, M. P. (1995): Tests of large partially prestressed concrete girders. *ACI Structural Journal*, 92(1), S. 63-72.
- [50] Zekaria, I., (1958): Shear failure of two-span continuous prestressed concrete beams without web reinforcement," *PCI Journal*, 3(1), S. 10-53.
- [51] Hawkins, N. M., Sozen, M. A. und Siess, C. P. (1961): Strength and behavior of two-span continuous prestressed concrete beams. Forschungsbericht, University of Illinois Engineering Experiment Station. University of Illinois at Urbana-Champaign. USA.
- [52] Herbrand, M., Classen, M., und Adam, V. (2017): Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. *Bauingenieur*, 92(11), S. 465-473.
- [53] Gleich, P. und Maurer, R. (2018): Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. *Bauingenieur*, 93(2), S. 51-61.
- [54] P. Huber, M. Vill, A. Schweighofer, J. Kollegger (2018). Full-scale shear tests on post-tensioned bridge girders of existing bridges; *Structural Concrete*, 19(1); S. 5–15.
- [55] ÖNORM EN 1990 (2013): Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung), Austrian Standards International, Wien.
- [56] ÖNORM EN 1991-2 (2012): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung), Austrian Standards International, Wien.
- [57] Zsutty, T. (1971): Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests. *ACI Journal Proceedings* 68(2): S. 138 – 143, 1971.
- [58] Bentz E.C., Vecchio F.J. und Collins M.P. (2006): Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal* 103(4):S. 614–24.

- [59] McKay, M.D., Beckman, R.J. & Conover, W.J. (1979): Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics* 21(2), S. 239–245.
- [60] Novák, D., Vořechovský, M. & Teplý, B. (2014): FReET: Software for the statistical and reliability analysis of engineering problems and FReET-D: Degradation module. *Advances in Engineering Software* 72, S. 179–192.
- [61] JCSS Probabilistic Model Code (online): Joint Committee on Structural Safety, URL: "www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx".
- [62] Novák, D., Teplý, B. & Shiraishi, N. (1993): Sensitivity analysis of structures: a review. *Proceedings of the 5th international conference on civil and structural engineering computing*, Edinburgh, Scotland, S. 201–207.
- [63] DIN 4227 (1953): Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung, Berlin.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1: Vergleich der Schnittgrößenkonfiguration bei einem (a) typischen Laborversuch; (b) realen Brückentragwerk.	9
Abbildung 2.1: Wirkungsweise der Rissverzahnung bei einem Stahlbetonbalken	11
Abbildung 2.2: Bewehrungs- und Spanngliedführung für die untersuchten Spannbetonträger.	13
Abbildung 2.3: Versuchsergebnisse und Nachrechnung mit dem angedachten Modell....	15
Abbildung 2.4: Faktor C_f in Abhängigkeit der Versuchsparameter Druckfestigkeit f_c , Masse der Gesteinskörnung 4/16 und Zementgehalt	16
Abbildung 2.5: Versuchskörper, Versuchsaufbau und photogrammetrisches Messkonzept der Querkraftversuche	17
Abbildung 2.6: Festgestellte Risskinematik zu verschiedenen Zeitpunkten	19
Abbildung 2.7: Anteil der Rissreibung V_{ag} am Querkraftwiderstand V zu verschiedenen Zeitpunkten.....	20
Abbildung 3.1: Bewehrungs- und Spanngliedführung für die untersuchten Spannbetonträger.	25
Abbildung 3.2: Versuchsaufbau: (a) Querkraftversuche unter Gleichlast an der Innenstütze; (b) Querkraftversuche unter Punktlast am Endauflager; (c) Querkraftversuche unter Gleichlast am Endauflager.....	27
Abbildung 3.3: Schnittgrößenkonfiguration: (a) Querkraftversuche unter Gleichlast an der Innenstütze; (b) Querkraftversuche unter Punktlast am Endauflager; (c) Querkraftversuche unter Gleichlast am Endauflager	28
Abbildung 3.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung ermittelt für das Testfeld (δ_1) und den Kragarm (δ_2) für die Versuche an der Innenstütze (a) PC4.5TXXX; (b) PC4.5IXXX; (c) PC2.0TXXX	31
Abbildung 3.5: Rissbilder des ersten Querkraftversuchs mit Testfeld im Bereich der Innenstütze inklusive der Versagensstelle und der gemittelten Neigung des kritischen (Biege-)Schubrisses α_{cr}	32
Abbildung 3.6: Modellierung der Querkrafttraganteile auf Basis der gemessenen Risskinematik: (a) Freigeschnittener Körper mit den Querkrafttraganteilen entlang des	

kritischen Biegeschubrisses; (b) Traganteil der Bügelbewehrung und der Vertikalkomponente der Vorspannkraft; (c) Rissverzahnung; (d) Dübelwirkung der Längsbewehrung (e) Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung; (f) Restzugspannungen in der Rissprozesszone	36
Abbildung 3.7: Gemessene Risskinematik für die Versuche an der Innerstütze	38
Abbildung 3.8: Querkrafttraganteile für Querkraftversuche im Bereich der Innenstütze....	41
Abbildung 3.9: Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung: (a) Hauptformänderung im Versuchsfeld; (b) Hauptdruckspannungstrajektorien in der Druckzone	42
Abbildung 5-1: Parameter des Verbundgesetzes – Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen	52
Abbildung 5-2: Laststellung der Versuchsträger für Innenfeldversuche	54
Abbildung 5-3: Abminderung der Laststellung beim Versuch PC4.5T074-2	55
Abbildung 5-4 Darstellung der Messpunkte beim Versuchsaufbau des innenfeldes	55
Abbildung 5-5: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC2.0T074, PC4,5T074-1 sowie PC4,5T074-2	56
Abbildung 5-6: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC2.0T074	57
Abbildung 5-7: Rissbild des Versuchsträgers PC2.0T074, Hauptspannungen im kritischen Bereich	58
Abbildung 5-8: Stahlspannungen der Bügelbewehrung in MPa Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC2.0T074	58
Abbildung 5-9: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T074	59
Abbildung 5-10: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T074-1	60
Abbildung 5-11: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T074-1, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	61
Abbildung 5-12: Stahlspannungen der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5T074-1	62
Abbildung 5-13: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T074-2	63
Abbildung 5-14: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T074-2, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	64

Abbildung 5-15: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5T074-2.....	65
Abbildung 5-16 Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T074-2...65	65
Abbildung 5-17: Längsschnitt und Querschnitte der Versuchsträger PC2.0T168 und PC4.5T168	66
Abbildung 5-18: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC2.0T168.....	67
Abbildung 5-19 Rissbild des Versuchsträgers PC2.0T168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	68
Abbildung 5-20: Stahlspannungen der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm des Versuchsträgers PC2.0T168 in MPa.....	68
Abbildung 5-21: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC2.0T168.....	69
Abbildung 5-22: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T168.....	70
Abbildung 5-23: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	71
Abbildung 5-24: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm, des Versuchsträgers PC4.5T168.....	71
Abbildung 5-25: Querkraft- Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5T168.....	72
Abbildung 5-26: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.5T000.....	73
Abbildung 5-27: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5T000.....	74
Abbildung 5-28: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5T000, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	75
Abbildung 5-29 Querkraft-Verformungsbeziehung des Versuchskörpers PC4.5T000	75
Abbildung 5-30: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.5I074	76
Abbildung 5-31: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5I074	77
Abbildung 5-32: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5I074, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	78
Abbildung 5-33: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 4 mm des Versuchsträgers PC4.5I074.....	78

Abbildung 5-34 Querkraft-Verformungsdiagramm für Versuchskörper PC4.5I074	79
Abbildung 5-35: Längsschnitt und Querschnitte des Versuchsträgers PC4.5I168	80
Abbildung 5-36: Lastverformungsdiagramm am Kragarm, Simulation PC4.5I168	80
Abbildung 5-37: Rissbild des Versuchsträgers PC4.5I168, Hauptspannungen im kritischen Bereich in MPa	81
Abbildung 5-38: Stahlspannungen in MPa der Bügelbewehrung Durchmesser 6 mm des Versuchsträgers PC4.5I168	82
Abbildung 5-39 Querkraft-Verformungsdiagramm des Versuchskörpers PC4.5I168	82
Abbildung 6.1: Definition der unterschiedlichen Bereiche und Nachweisschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit	85
Abbildung 6.2: Ablaufdiagramm für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit der Versuche an der Innenstütze auf Basis des FSC-Modells ohne Teilsicherheitsbeiwerte	95
Abbildung 6.3: Parameterstudie und Vergleich der Modellwiderstände mit den Versuchslasten V_{max} (inklusive Eigengewicht) für die Parameter: (a) $\rho_w \cdot f_{yw}$; (b) b_{fc}/b_w PC4.5X074; (c) b_{fc}/b_w PC4.5X168; (d) $M_{max}/(V_{max} \cdot h)$; (e) σ_{cp} PCX.XT074; (f) σ_{cp} PCX.XT168.	97
Abbildung 6.4: Vergleich zwischen der experimentell ermittelten Querkraft V_{max} und der nach verschiedenen Modellen nachgerechneten Querkrafttragfähigkeit V_R der eigenen Versuchsreihe: (a) Eurocode 2; (b) Fachwerkmodell nach EC2 (ohne $V_{R,c}$) und höchste LoA des fib Model Code 2010; (c) Genereller Nachweis nach dem FSC-Modell; (d) Vereinfachter Nachweis nach dem FSC-Modell;	99
Abbildung 6.5: Vergleich zwischen der experimentell ermittelten Querkraft V_{max} und der nach verschiedenen Modellen nachgerechneten Querkrafttragfähigkeit V_R der Versuche aus der Querkraftdatenbank aus Kapitel 4: (a) Fachwerkmodell nach EC2 (ohne $V_{R,c}$); (b) Genereller Nachweis nach dem FSC-Modell; (c) Vereinfachter Nachweis nach dem FSC-Modell;	104
Abbildung 8.1: Statisches System des Nordtragwerkes der Brücke über die Wangauer Ache	117
Abbildung 8.2: Zusatzquerkraftbewehrung in der Achse 40	118
Abbildung 8.3: Regelquerschnitt Brücke über die Wangauer Ache	120

Abbildung 8.4: Spanngliedverlauf in den untersuchten Bereichen: (a) Feld 1 Bereich Achse 1 – Endauflager Richtung Wien (b) Feld 1 Bereich Achse 20; (c) Feld 3 Bereich Achse 30; (d) Feld 4 Bereich Achse 40.....121

Abbildung 8.5: Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit nach ONR 24008: (a) Feld 1 Bereich Achse 10 – Endauflager Richtung Wien (b) Feld 1 Bereich Achse 20; (c) Feld 3 Bereich Achse 30; (d) Feld 4 Bereich Achse 40125

Abbildung 8.6: Normalspannungen im GZT $\sigma_{x,Ed}$: (a) Feld 1 Bereich Achse 10, Stufe 1 - Endauflager (b) Feld 1 Bereich Achse 20, Stufe 1; (c) Feld 3 Bereich Achse 30; (d) Feld 4 Bereich Achse 40, Stufe 1, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$; (e) Feld 4 Bereich Achse 40, Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$;127

Abbildung 8.7: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert im Endauflagerbereich (Achse 10)129

Abbildung 8.8: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert.....134

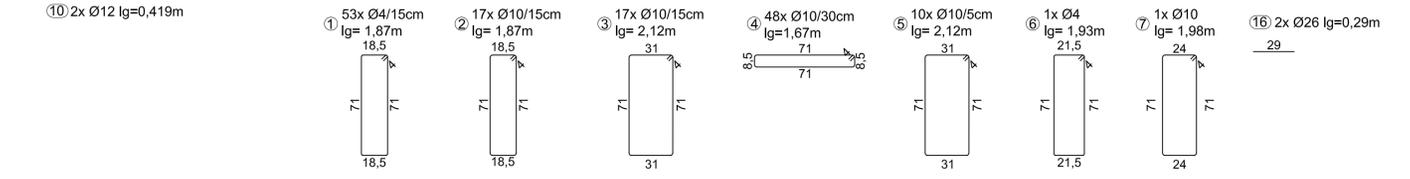
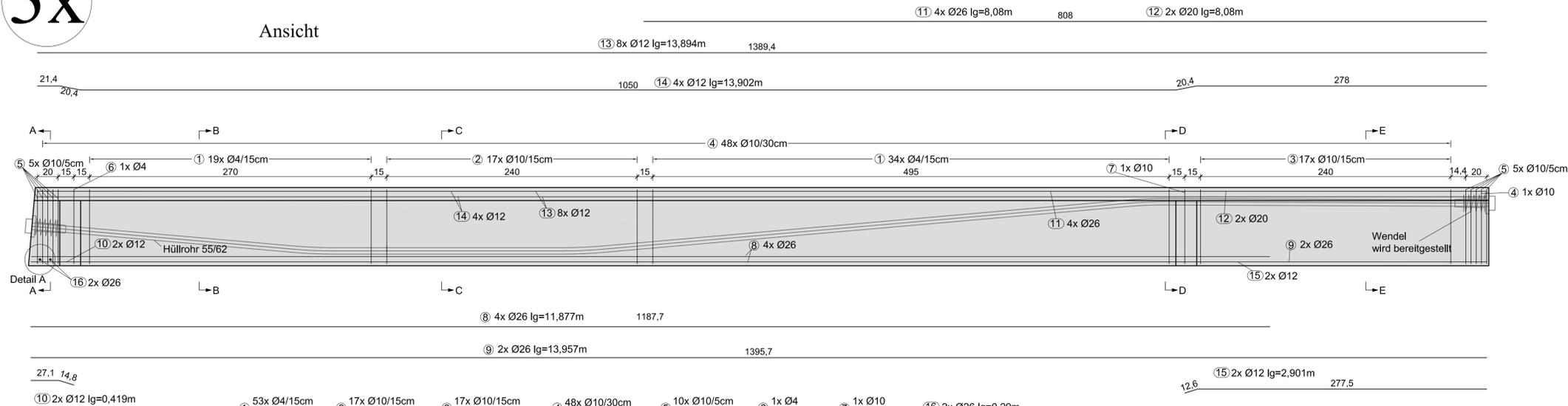
Abbildung 8.9: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert für Lastmodell 1 und $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$137

Abbildung 8.10: Berechnung der Hauptzugspannungen und Vergleich mit dem zulässigen Spannungswert im Endauflagerbereich (Achse 10)139

ANHANG A: Ausführungspläne - Versuchsbalken

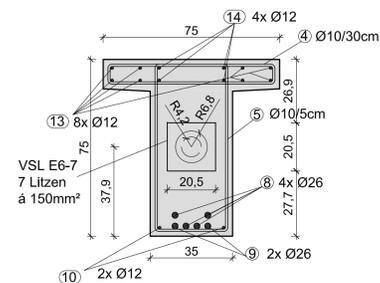
3x

Ansicht

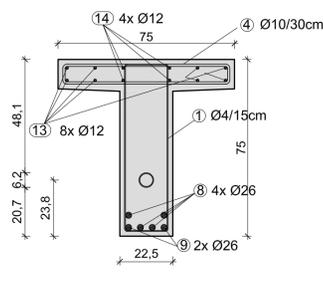


Stäbe für Spannlagelager
NICHT schweißen:
20 17x Ø10 lg=0,20m
33 5x Ø10 lg=0,33m

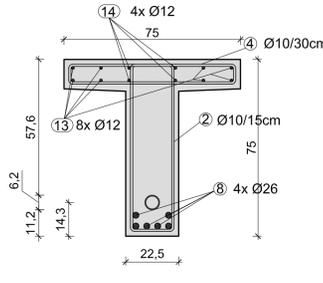
Schnitt A-A



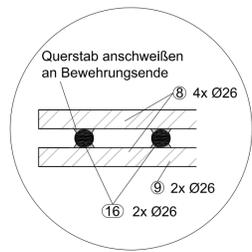
Schnitt B-B



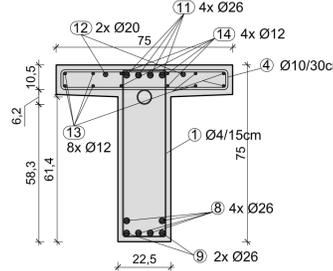
Schnitt C-C



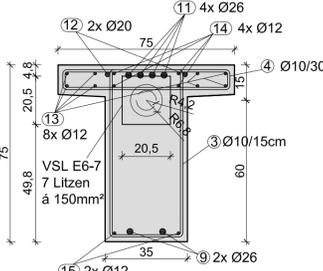
Detail A



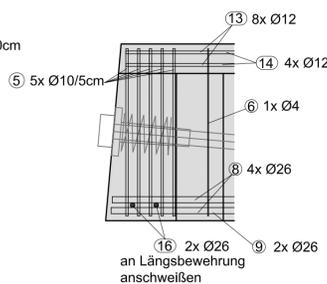
Schnitt D-D



Schnitt E-E



Detail Auflagersituation



Versuchskörper:
PC4.5T074
PC2.0T074
PC4.5T074-2

C30/37 GK16
Betondeckung
c = 2,0 cm
Maße in cm

Stahlliste für 3 Träger									
Pos	Ø	BST	Stk	Schnittlänge	Gesamtlängen				
					Ø4	Ø10	Ø12	Ø20	Ø26
1	4	550	159	1,87	297,33				
2	10	550	51	1,87		95,37			
3	10	550	51	2,12		108,12			
4	10	550	144	1,87		240,48			
5	10	550	30	2,12		63,60			
6	4	550	3	1,93	5,79				
7	10	550	3	1,98		5,94			
8	26	550	12	11,88					142,52
9	26	550	6	13,96					83,74
10	12	550	6	0,42			2,51		
11	26	550	12	8,08					96,96
12	20	550	6	8,08				48,48	
13	12	550	24	13,85			332,38		
14	12	550	12	13,90			166,82		
15	12	550	6	2,90			17,41		
16	26	550	6	0,29					1,74
17	10	550	54	0,20		10,80			
18	10	550	15	0,33		4,95			
Gesamtlängen/m BST 500									
Gesamtlängen/m BST 550					303,12	529,26	519,12	48,48	324,97
Gesamtlängen/m					0,099	0,617	0,888	2,466	4,168
Ges. Gewicht kg BST 500									
Ges. Gewicht kg BST 550					29,9	326,3	460,9	119,6	1354,4
					2291,0 kg				

Biege- und Verlegeanweisung nach DBV-Merkblatt "Betondeckungen und Bewehrung 2011-01"

Mindestbiegerollendurchmesser D_{min}

Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene	> 100 mm und > 7 ϕ	$D_{min} = 10 \phi$	$D_{min} = 4 \phi$ für $\phi < 20$ mm $D_{min} = 7 \phi$ für $\phi \geq 20$ mm
	> 50 mm und > 3 ϕ	$D_{min} = 15 \phi$	
	≤ 50 mm und $\leq 3 \phi$	$D_{min} = 20 \phi$	

Wird von D_{min} abgewichen, (z.B. erforderlich in Sonderfällen, siehe DIN EN 1992-1-1, 8.3) Abweichungen angeben: ...

Die Gesamtlängen der Auszüge beziehen sich auf Außenmaße

Abstandhalter:	Nach dem DBV-Merkblatt "Abstandhalter": DBV-35-L1/F, Typ A Nach dem DBV-Merkblatt "Betondeckung und Bewehrung" (Tab. 4: Anordnung) Abstand in Längsrichtung: max s1 = 500 mm, in Querrichtung jeweils 2 Stk.
----------------	--

Besondere Anforderungen:

Baustoffe (Soweit nicht anders angegeben)	
letzte Stabstahlposition	18 (Stabstahl, Matten) Betonstahl: BST 550
letzte Mattenposition	- Betonfestigkeitsklasse: C30/37 GK16
Betondeckung [mm]	
	Expositionsklassen Verlegemaß c_v Vorhaltemaß Δc_{dev}
innen/unten	20
außen/oben	20
seitlich	20

Änderung:	Bezeichnung:	erstellt:	Datum:
Maßstab: 1:25/1:10	Blattgr.: A1	Datum: 05.10.2016	
zug. Pläne: Bewehrungsplan 3,4,5,6		erst.: DI T.Huber	
Planart: Bewehrungsplan		gepr.:	
Bauteile: PC4.5T074, PC4.5T074-2, PC2.0T074			

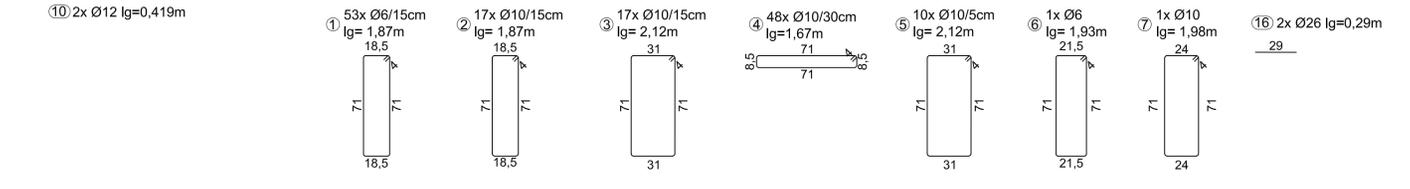
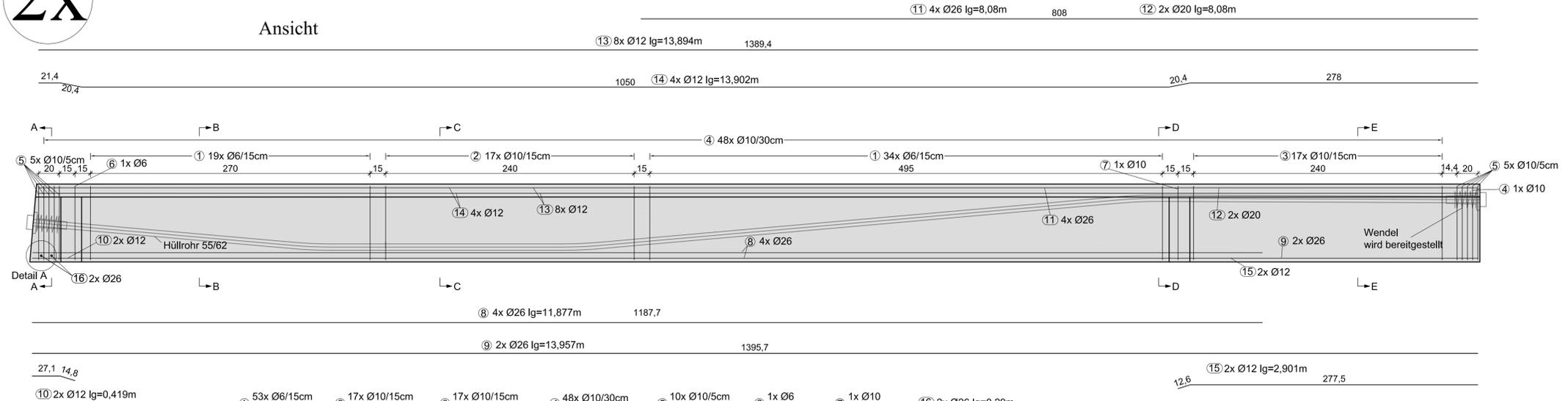
Bauherr:	bl.tk Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Betonbau TU Wien	Projekt:
Bauvorhaben:	VIF 2015 Schub bei Mehrfeldbrücken	Plan-Nr.: 2

Soficad-Dateiname:

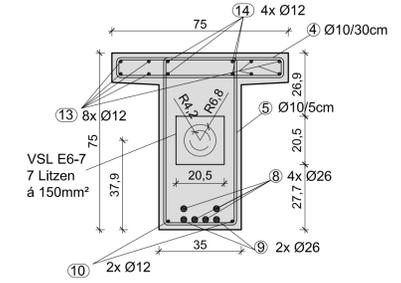
Fläche.:

2x

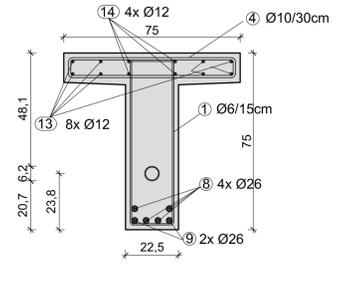
Ansicht



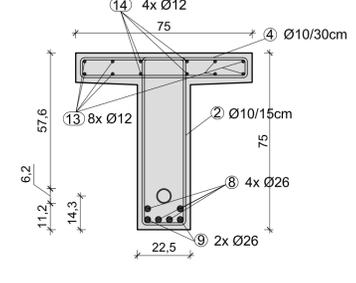
Schnitt A-A



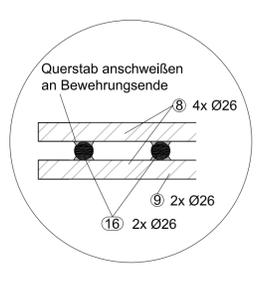
Schnitt B-B



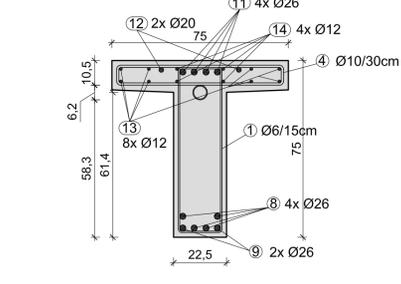
Schnitt C-C



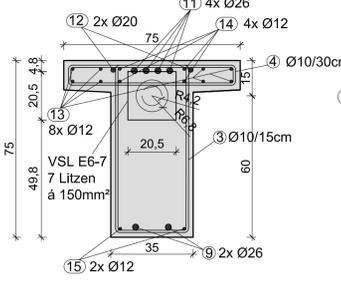
Detail A



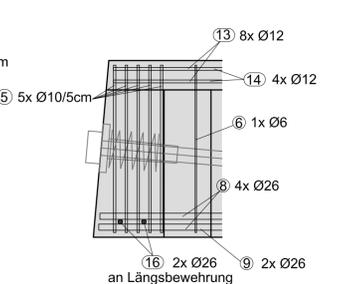
Schnitt D-D



Schnitt E-E



Detail Auflagersituation



Versuchskörper:
PC4.5T168
PC2.0T168

C30/37 GK16
Betondeckung
c = 2,0 cm
Maße in cm

Stahlliste für 2 Träger									
Pos	Ø	BSt	Stk	Schnittlänge	Gesamtlängen				
					Ø6	Ø10	Ø12	Ø20	Ø26
1	6	550	106	1,87	198,22				
2	10	550	34	1,87		63,58			
3	10	550	34	2,12		72,08			
4	10	550	96	1,87		160,32			
5	10	550	20	2,12		42,40			
6	6	550	2	1,93	3,86				
7	10	550	2	1,98		3,96			
8	26	550	8	11,88					95,02
9	26	550	4	13,96					55,83
10	12	550	4	0,42			1,68		
11	26	550	8	8,08					64,64
12	20	550	4	8,08				32,32	
13	12	550	16	13,85			221,58		
14	12	550	8	13,90			111,22		
15	12	550	4	2,90			11,60		
16	26	550	4	0,29					1,16
17	10	550	36	0,20		7,20			
18	10	550	10	0,33		3,30			
Gesamtlängen/m BSt 500									
Gesamtlängen/m BSt 550					202,08	352,84	346,08	32,32	216,64
Gewicht kg/m					0,222	0,617	0,888	2,466	4,168
Ges. Gewicht kg BSt 500									
Ges. Gewicht kg BSt 550					44,9	217,5	307,3	79,7	902,9
					1552,3 kg				

Biege- und Verlegeanweisung nach DBV-Merkblatt "Betondeckungen und Bewehrung 2011-01"

Mindestbiegerollendurchmesser D_{min}

Stabkrümmungen, Haken, Bügel, Winkelhaken, Schlaufe

Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene	> 100 mm und > 7 ϕ	$D_{min} = 10 ϕ$	$D_{min} = 4 ϕ$ für $ϕ < 20$ mm $D_{min} = 7 ϕ$ für $ϕ \geq 20$ mm
	> 50 mm und > 3 ϕ	$D_{min} = 15 ϕ$	
	≤ 50 mm und ≤ 3 ϕ	$D_{min} = 20 ϕ$	

Wird von D_{min} abgewichen, (z.B. erforderlich in Sonderfällen, siehe DIN EN 1992-1-1, 8.3) Abweichungen angeben: ...

Die Gesamtlängen der Auszüge beziehen sich auf Außenmaße

Abstandhalter:	Nach dem DBV-Merkblatt "Abstandhalter": DBV-35-L1/F, Typ A Nach dem DBV-Merkblatt "Betondeckung und Bewehrung" (Tab. 4: Anordnung) Abstand in Längsrichtung: max s1 = 500 mm, in Querrichtung jeweils 2 Stk.
----------------	--

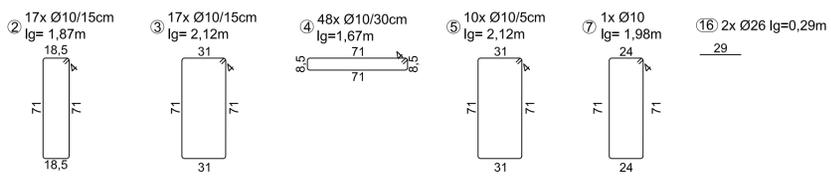
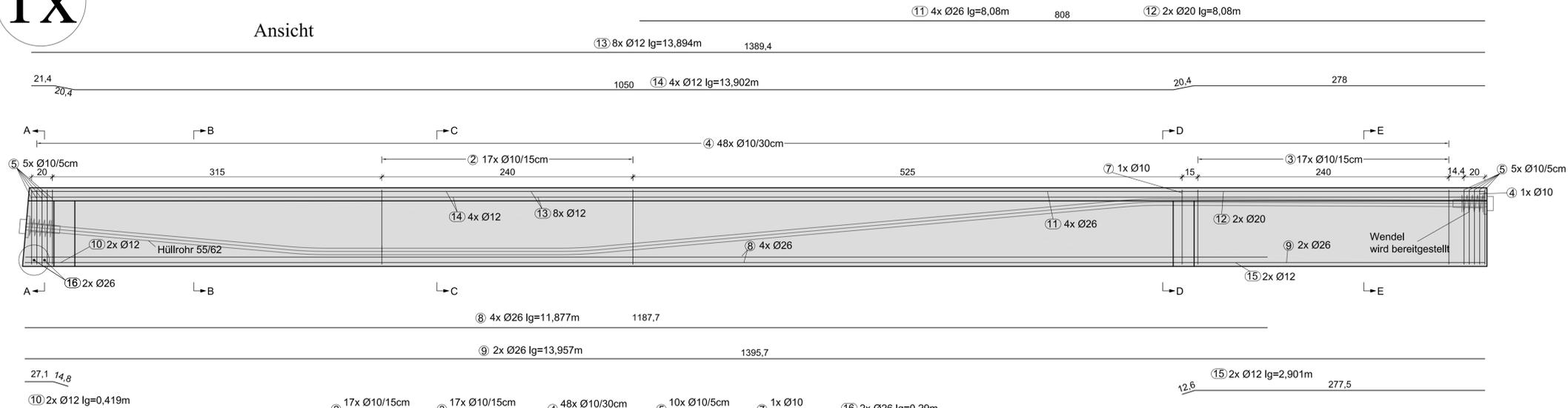
Besondere Anforderungen:

Baustoffe (Soweit nicht anders angegeben)	
letzte Stabstahlposition: 18	(Stabstahl, Matten) Betonstahl: BSt 550
letzte Mattenposition: -	Betonfestigkeitsklasse: C30/37 GK16
Betondeckung [mm]	
	Expositionsklassen Verlegemaß c_v Vorhaltemaß Δc_{dev}
innen/unten	20
außen/oben	20
seitlich	20
Änderung:	Bezeichnung: erstellt: Datum:
Maßstab: 1:25/1:10	Blattgr.: A1 Datum: 05.10.2016
zug. Pläne: Bewehrungsplan 2,4,5,6	erst.: DI T.Huber
Planart: Bewehrungsplan	gepr.:
Bauteile: PC4.5T168 PC2.0T168	
Bauherr: bl.tk Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Betonbau TU Wien	
Bauvorhaben: VIF 2015 Schub bei Mehrfeldbrücken	Projekt:
	Plan-Nr.: 3
Soficad-Dateiname:	

Fläche.:

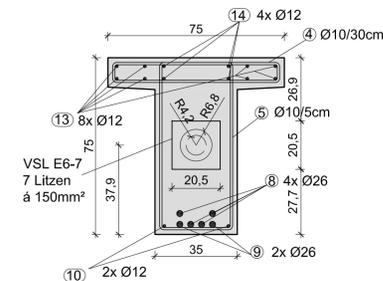
1x

Ansicht

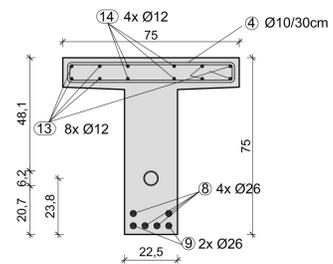


Stäbe für Spanngliedlage
NICHT schweißen:
20 ① 18x Ø10 lg=0,20m
33 ⑥ 5x Ø10 lg=0,33m

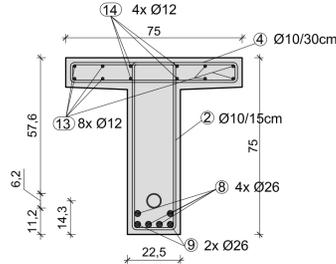
Schnitt A-A



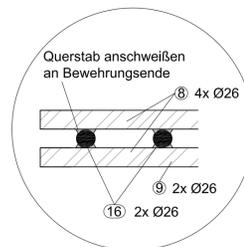
Schnitt B-B



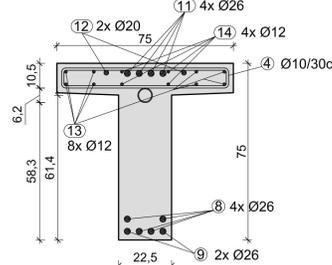
Schnitt C-C



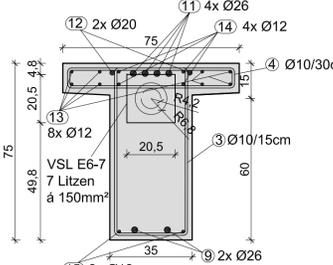
Detail A



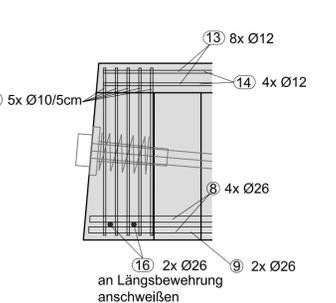
Schnitt D-D



Schnitt E-E



Detail Auflagersituation



Versuchskörper:
PC4.5T000

C30/37 GK16
Betondeckung
c = 2,0 cm
Maße in cm

Stahlliste						Gesamtlängen				
Pos	Ø	BSt	Stk	Schnittlänge		Ø6	Ø10	Ø12	Ø20	Ø26
1	10	550	18	0,20			3,60			
2	10	550	17	1,87			31,79			
3	10	550	17	2,12			36,04			
4	10	550	48	1,67			80,16			
5	10	550	10	2,12			21,20			
6	10	550	5	0,33			1,65			
7	10	550	1	1,98			1,98			
8	26	550	4	11,88						47,51
9	26	550	2	13,96						27,91
10	12	550	2	0,42				0,84		
11	26	550	4	8,08						32,32
12	20	550	2	8,08						16,16
13	12	550	8	13,85				110,79		
14	12	550	4	13,90				55,61		
15	12	550	2	2,90				5,80		
16	26	550	2	0,29						0,58
Gesamtlängen/m BSt: 500										
Gesamtlängen/m BSt: 550						0,00	176,42	173,04	16,16	108,32
Gesamtlängen/m BSt: 500						0,222	0,617	0,888	2,466	4,168
Ges. Gewicht kg BSt 500										
Ges. Gewicht kg BSt 550						0,0	108,8	153,6	39,9	451,5
						753,7 kg				

Biege- und Verlegeanweisung nach DBV-Merkblatt "Betondeckungen und Bewehrung 2011-01"

Mindestbiegerollendurchmesser D_{min}

Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene	> 100 mm und > 7 φ	$D_{min} = 10 φ$	$D_{min} = 4 φ$ für $φ < 20$ mm $D_{min} = 7 φ$ für $φ \geq 20$ mm
	> 50 mm und > 3 φ	$D_{min} = 15 φ$	
	≤ 50 mm und ≤ 3 φ	$D_{min} = 20 φ$	

Wird von D_{min} abgewichen, (z.B. erforderlich in Sonderfällen, siehe DIN EN 1992-1-1, 8.3.) Abweichungen angeben: ...

Die Gesamtlängen der Auszüge beziehen sich auf Außenmaße

Abstandhalter:	Nach dem DBV-Merkblatt "Abstandhalter": DBV-35-L1/F, Typ A Nach dem DBV-Merkblatt "Betondeckung und Bewehrung" (Tab. 4: Anordnung) Abstand in Längsrichtung: max s1 = 500 mm, in Querrichtung jeweils 2 Stck.
----------------	---

Besondere Anforderungen:

Baustoffe (Soweit nicht anders angegeben)	
letzte Stabstahlposition	16 (Stabstahl, Matten) Betonstahl: BSt 550
letzte Mattenposition	- Betonfestigkeitsklasse: C30/37 GK16
Betondeckung [mm]	
	Expositionsklassen Verlegemaß c_v Vorhaltemaß Δc_{dev}
innen/unten	20
außen/oben	20
seitlich	20

Änderung:	Bezeichnung:	erstellt:	Datum:
	Maßstab: 1:25/1:10	Blattgr.: A1	Datum: 05.10.2016
	zug. Pläne: Bewehrungsplan 2,3,5,6		erst.: DI T.Huber
	Planart: Bewehrungsplan		gepr.:
Bauteile: PC4.5T000			

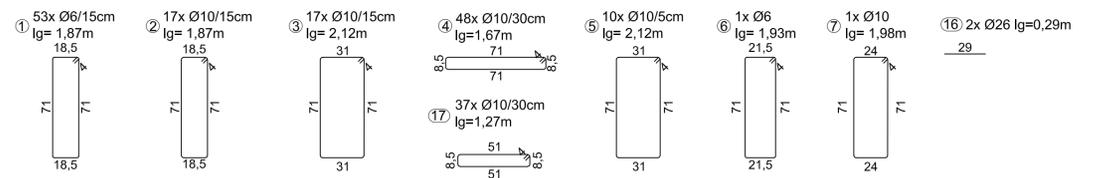
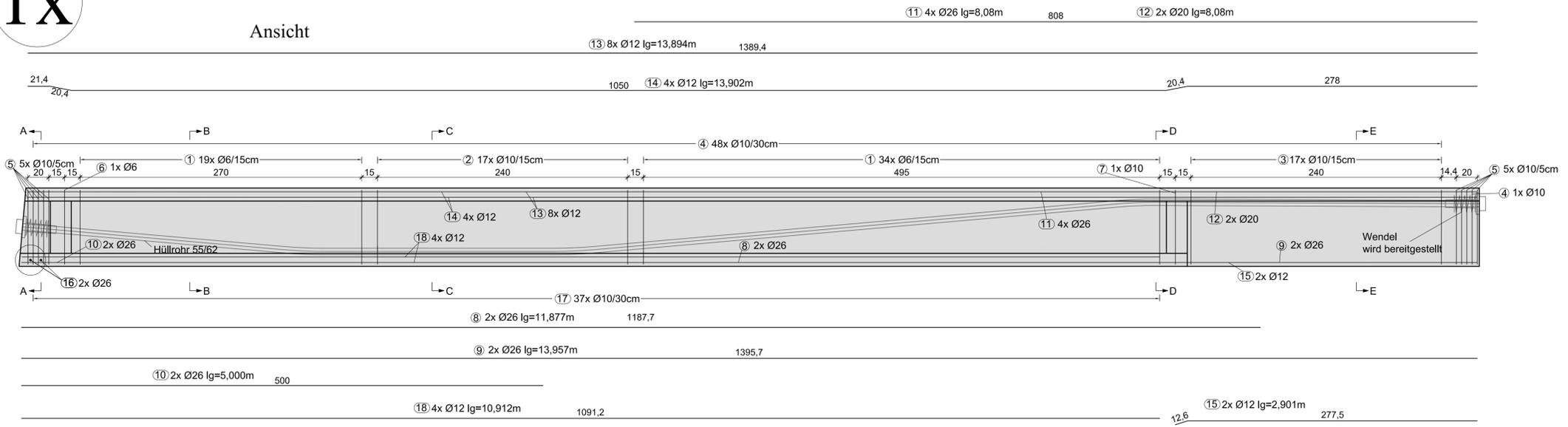
Bauherr:	bl.tk Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Betonbau TU Wien	Projekt:
Bauvorhaben:	VF 2015 Schub bei Mehrfeldbrücken	Plan-Nr.:
		4

Soficad-Dateiname:

Fläche.:

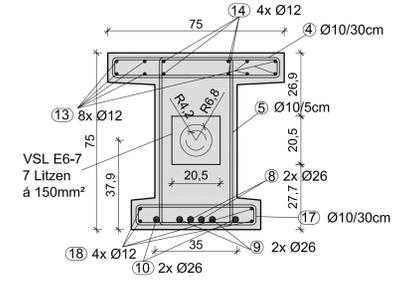
1x

Ansicht

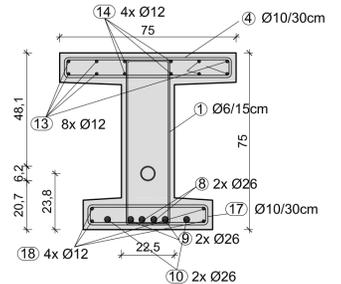


Stäbe für Spanngliedlage
NICHT schweißen:
20 19x Ø10 lg=0,20m
33 20x Ø10 lg=0,33m

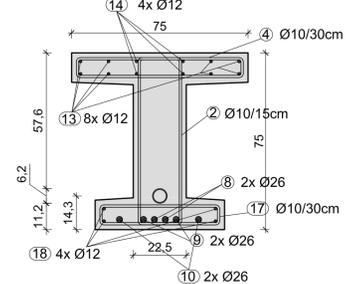
Schnitt A-A



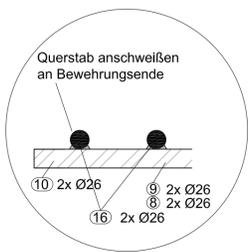
Schnitt B-B



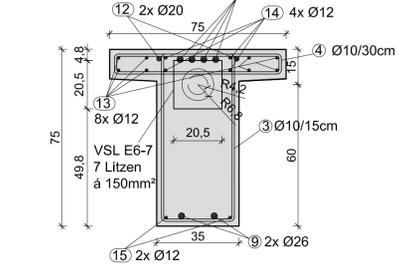
Schnitt C-C



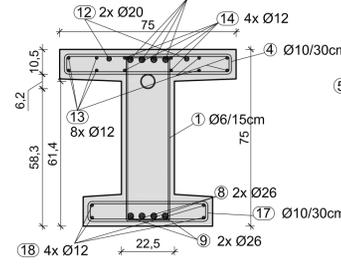
Detail A



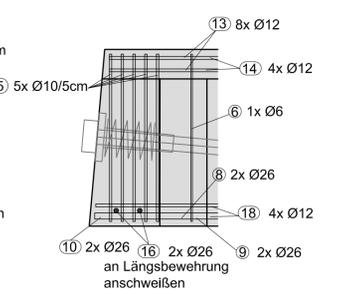
Schnitt E-E



Schnitt D-D



Detail Auflagersituation



Versuchskörper:
PC4.5I168

C30/37 GK16
Betondeckung
c = 2,0 cm
Maße in cm

Stahlliste

Pos	Ø	BSt	Stk	Schnittlänge	Gesamtlängen				
					Ø6	Ø10	Ø12	Ø20	Ø26
1	6	550	53	1,87	99,11				
2	10	550	17	1,87		31,79			23,75
3	10	550	17	2,12		36,04			27,91
4	10	550	48	1,67		80,16			10,00
5	10	550	10	2,12		21,20			32,32
6	6	550	1	1,93	1,93				
7	10	550	1	1,98		1,98			
8	26	550	2	11,88					23,75
9	26	550	2	13,96					27,91
10	26	550	2	5,00					10,00
11	26	550	4	8,08					32,32
12	20	550	2	8,08				16,16	
13	12	550	8	13,85			110,79		
14	12	550	4	13,90			55,61		
15	12	550	2	2,90			5,80		
16	26	550	2	0,29					0,58
17	10	550	37	1,27		46,99			
18	12	550	4	10,91		43,65			
19	10	550	18	0,20		3,60			
20	10	550	5	0,33		1,65			
Gesamtlängen/m BSt 500									
Gesamtlängen/m BSt 550					101,04	223,41	215,85	16,16	94,57
Gewicht kg/m					0,222	0,617	0,888	2,466	4,168
Ges. Gewicht kg BSt 500									
Ges. Gewicht kg BSt 550					22,4	137,7	191,6	39,9	394,1
					785,8 kg				

Biege- und Verlegeanweisung nach DBV-Merkblatt "Betondeckungen und Bewehrung 2011-01"

Mindestbiegerollendurchmesser D_{min}

Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene	> 100 mm und > 7 ϕ	$D_{min} = 10 \phi$	$D_{min} = 4 \phi$ für $\phi < 20$ mm $D_{min} = 7 \phi$ für $\phi \geq 20$ mm
	> 50 mm und > 3 ϕ	$D_{min} = 15 \phi$	
	≤ 50 mm und $\leq 3 \phi$	$D_{min} = 20 \phi$	

Wird von D_{min} abgewichen, (z.B. erforderlich in Sonderfällen, siehe DIN EN 1992-1-1, 8.3) Abweichungen angeben: ...

Die Gesamtlängen der Auszüge beziehen sich auf Außenmaße

Abstandhalter:	Nach dem DBV-Merkblatt "Abstandhalter": DBV-35-L1/F, Typ A Nach dem DBV-Merkblatt "Betondeckung und Bewehrung" (Tab. 4: Anordnung) Abstand in Längsrichtung: max s1 = 500 mm, in Querrichtung jeweils 2 Stk.
----------------	--

Besondere Anforderungen:

Baustoffe (Soweit nicht anders angegeben)	
letzte Stabstahlposition	20 (Stabstahl, Matten) Betonstahl: BSt 550
letzte Mattenposition	- Betonfestigkeitsklasse: C30/37 GK16
Betondeckung [mm]	
	Expositionsklassen Verlegetmaß c_v Vorhaltemaß Δc_{dev}
innen/unten	20
außen/oben	20
seitlich	20

Änderung:	Bezeichnung:	erstellt:	Datum:
Maßstab: 1:25/1:10	Blattgr.: A1	Datum: 05.10.2016	
zug. Pläne: Bewehrungsplan 2,3,4,5		erst.: DI T.Huber	
Planart: Bewehrungsplan		gepr.:	
Bauteile: PC4.5I168			

Bauherr:	bl.tk Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Betonbau TU Wien	Projekt:
Bauvorhaben:	VF 2015 Schub bei Mehrfeldbrücken	Plan-Nr.:
		6

Soficad-Dateiname:

Fläche.:

ANHANG B: Materialkennwerte Beton

Report No. SR 12757

**Fracture-mechanical parameters determination of concrete,
experiments and consequent assessment**

The focus of agreement is experimental-computational determination of material parameters based on 18 concrete specimens delivered by ordering party according to mutual agreement. Results will be a research report.

- Ordering party:** Prof. Johann Kolleger
Institut für Tragkonstruktionen
Betonbau E212-2
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich
- Head of team:** Prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc. (STM)
- Report compilers:** Prof. Ing. Zbyněk Keršner, CSc. (STM)
Assoc. Prof. Ing. David Lehký, Ph.D. (STM)
Ing. Hana Šimonová, Ph.D. (STM)
- Co-workers:** Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D. (SZK)
Ing. Petr Frantík, Ph.D. (STM)
Miroslav Friedl (STM)

In Brno: 10. 05. 2017

Prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Head of Research Group MM

Contents

1. Introduction 3

2. Testing geometry, size of specimens 3

3. Experimental/corrected load–deflection diagrams 7

4. Results of fracture tests 7

5. Results of identification 25

6. Comparison of values of selected material parameters 29

7. Conclusion 30

Appendix A – Comparison of *l–d* diagrams 31

Appendix B – Photos 32

1. Introduction

This report was prepared on the basis of an order of TU Wien from 13. 3. 2017. The report is focused on the presentation of values of mechanical fracture parameters of six series of concrete specimens (PC4.5_T000, PC4.5_T074, PC4.5_T074_2, PC4.5_T168, PC2.0_T074 and PC2.0_T168) prepared by TU Wien, which were stored in standard laboratory conditions until testing. Specimens were tested and mechanical fracture parameters were evaluated at Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology, Brno, Czech Republic.

2. Testing geometry, size of specimens

A three-point bending (3PB) test of a specimen with a central edge notch was used in effective crack approach and work-of-fracture method. The nominal size of the beam is 100×100×400 mm, the depth of the central edge notch is about 1/3 of the depth of the specimen, and the loaded span is equal to 300 mm. Details of the tested specimens are summarized in Table 1.

Table 1 Concrete specimens

span length	300 [mm]
speed of loading	0.03 [mm·min ⁻¹]
frequency	5 [Hz]
date of casting	20. 10. 2016
testing date	23. 3. 2017
age of specimens	154 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC4.5_T000 1	101.71	99.47	399.84	31.75	2.63	9 060	2 244
	101.44	99.72	399.93	32.17	2.44		
	100.83	99.76	399.79	32.53	3.15		
	101.33	99.65	399.85	32.15	2.74		
PC4.5_T000 2	99.99	99.96	399.70	32.34	2.40	9 175	2 255
	101.53	100.05	399.83	32.45	2.38		
	103.86	99.88	399.82	32.70	3.03		
	101.79	99.96	399.78	32.50	2.60		
PC4.5_T000 3	101.23	99.62	399.92	32.02	2.48	9 486	2 322
	102.84	100.00	399.95	32.30	2.48		
	103.00	99.83	399.84	32.72	3.11		
	102.36	99.82	399.90	32.35	2.69		

Mean value	2274 [kg·m ⁻³]
Standard deviation	42 [kg·m ⁻³]
CoV	1.8 [%]

date of casting

19. 10. 2016

testing date

23. 3. 2017

age of specimens

155 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC4.5_T074 1	101.26	99.69	399.69	31.45	2.49	9 168	2 302
	100.29	99.72	399.70	31.96	2.46		
	98.41	99.53	399.96	32.42	3.11		
	99.99	99.65	399.78	31.94	2.69		
PC4.5_T074 2	100.67	100.10	399.80	31.18	2.63	9 399	2 338
	100.77	100.05	399.79	32.78	2.37		
	100.05	100.01	399.99	32.80	2.79		
	100.50	100.05	399.86	32.25	2.60		
PC4.5_T074 3	100.26	99.90	400.01	32.06	2.38	9 394	2 347
	100.42	99.99	399.93	32.25	2.43		
	99.74	99.88	400.12	32.61	2.83		
	100.14	99.92	400.02	32.31	2.55		

Mean value **2329** [kg·m⁻³]Standard deviation **24** [kg·m⁻³]CoV **1.0** [%]

date of casting

21. 10. 2016

testing date

23. 3. 2017

age of specimens

153 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC4.5_T074_2 1	102.08	99.73	399.66	32.10	2.45	9 508	2 360
	101.04	99.99	399.72	32.29	2.39		
	99.51	100.02	399.75	32.97	2.96		
	100.88	99.91	399.71	32.45	2.60		
PC4.5_T074_2 2	99.27	100.35	399.73	33.24	2.45	9 609	2 379
	100.66	100.40	399.87	33.24	2.37		
	101.97	100.41	399.91	33.11	2.82		
	100.63	100.39	399.84	33.20	2.55		
PC4.5_T074_2 3	99.36	99.48	399.72	31.54	2.36	9 498	2 366
	101.18	99.76	399.86	32.35	2.36		
	101.36	100.11	399.83	32.67	2.81		
	100.63	99.78	399.80	32.19	2.51		

Mean value **2368** [kg·m⁻³]Standard deviation **10** [kg·m⁻³]CoV **0.4** [%]

date of casting 28. 10. 2016

testing date 23. 3. 2017

age of specimens 146 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC4.5_T168 1	101.68	99.79	399.89	32.72	2.90	9 185	2 269
	101.72	100.09	399.80	32.57	2.40		
	100.52	100.02	399.73	32.79	2.60		
	101.31	99.97	399.81	32.69	2.63		
PC4.5_T168 2	99.44	100.44	399.90	32.98	2.42	9 170	2 276
	100.51	100.35	399.98	32.98	2.43		
	101.11	100.28	400.02	32.65	2.88		
	100.35	100.36	399.97	32.87	2.58		
PC4.5_T168 3	101.49	99.83	399.78	32.06	2.53	9 226	2 280
	101.94	99.85	399.78	32.04	2.41		
	101.19	99.65	398.84	32.28	2.95		
	101.54	99.78	399.47	32.13	2.63		

Mean value **2275** [kg·m⁻³]

Standard deviation **6** [kg·m⁻³]

CoV **0.3** [%]

span length 300 [mm]
 speed of loading 0.03 [mm·min⁻¹]
 frequency 5 [Hz]
 date of casting 18. 10. 2016
 testing date 24. 3. 2017 age of specimens 157 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC2.0_T074 1	101.22	99.87	399.64	32.40	2.48	9 347	2 327
	100.58	99.98	399.70	32.48	2.41		
	99.97	99.88	399.70	32.64	2.96		
	100.59	99.91	399.68	32.51	2.62		
PC2.0_T074 2	103.13	99.62	399.75	32.21	2.50	9 462	2 313
	103.39	99.14	399.80	32.34	2.42		
	101.96	99.74	399.78	32.82	3.04		
	102.83	99.50	399.78	32.46	2.65		
PC2.0_T074 3	101.43	99.63	399.65	32.03	2.53	9 395	2 308
	101.85	99.88	399.70	32.16	2.45		
	102.88	99.85	399.92	32.69	2.96		
	102.05	99.79	399.76	32.29	2.65		

Mean value **2316** [kg·m⁻³]
 Standard deviation **10** [kg·m⁻³]
 CoV **0.4** [%]

date of casting 27. 10. 2016

testing date 23. 3. 2017

age of specimens 148 days

Specimen	Dimensions			Notch depth [mm]	Notch width [mm]	Weight [g]	Density [kg·m ⁻³]
	Width [mm]	Height [mm]	Length [mm]				
	mean value	mean value	mean value				
PC2.0_T168 1	101.09	100.43	400.59	33.25	2.41	9 380	2 336
	99.56	100.51	400.07	33.06	2.39		
	98.85	100.45	400.62	32.76	2.71		
	99.83	100.46	400.33	33.02	2.50		
PC2.0_T168 2	101.04	100.03	399.88	32.35	2.40	9 270	2 296
	100.58	100.05	399.89	32.60	2.35		
	101.20	100.04	399.95	33.02	2.90		
	100.94	100.04	399.91	32.66	2.55		
PC2.0_T168 3	99.53	99.78	399.84	31.68	2.52	9 331	2 323
	101.10	99.85	399.91	32.29	2.45		
	101.44	99.60	399.94	32.70	3.05		
	100.69	99.74	399.90	32.22	2.67		

Mean value **2318** [kg·m⁻³]

Standard deviation **21** [kg·m⁻³]

CoV **0.9** [%]

3. Experimental/corrected load–deflection diagrams

Specimens were tested in laboratory at Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology, Brno, Czech Republic. Testing was performed using a Heckert FPZ 100/1 mechanical press with an approximately constant rate control displacement. The deflections of the centre of the beam and the corresponding loads were registered until the beam was almost separated into two halves. The outcome of the test is a load–deflection diagram (l – d diagram), which was subsequently used for mechanical fracture parameters determination.

4. Results of fracture tests

In order to determine mechanical fracture parameters of tested series of concrete specimens, experimental l – d diagrams were treated first by standard techniques – two-parameter effective crack model and work-of-fracture method. Values of selected following parameters were obtained: modulus of elasticity, effective fracture toughness, and specific fracture energy. Compressive and splitting tensile strength values were obtained using compression tests on fractured parts of bended specimens; volume density values were also calculated. See Tables 2–16 for values of these parameters and their basic statistics.

Table 2 Compressive and splitting tensile strength values – PC4.5_T000 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T000_1_A	101.11	99.82	10092.80	589.5	58.41
PC4.5_T000_2_A	99.89	100.29	10017.97	594.5	59.34
PC4.5_T000_3_A	100.63	100.90	10153.57	636.4	62.68

Mean value **60.1** [MPa]
 Standard deviation **2.2** [MPa]
 CoV **3.7** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T000_1_B	100.51	100.06	10057.03	81.0	5.13
PC4.5_T000_2_B	102.31	101.27	10360.93	75.4	4.63
PC4.5_T000_3_B	102.14	101.20	10336.57	75.1	4.63

Mean value **4.8** [MPa]
 Standard deviation **0.3** [MPa]
 CoV **6.0** [%]

Table 3 Compressive and splitting tensile strength values – PC4.5_T074 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T074_1_A	100.47	100.99	10146.47	679.8	67.00
PC4.5_T074_2_A	99.68	100.47	10014.85	711.3	71.02
PC4.5_T074_3_A	100.77	101.07	10184.82	724.9	71.17

Mean value **69.7** [MPa]
 Standard deviation **2.4** [MPa]
 CoV **3.4** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T074_1_B	98.85	100.44	9928.49	59.9	3.84
PC4.5_T074_2_B	99.61	100.25	9985.90	77.3	4.93
PC4.5_T074_3_B	99.50	100.66	10015.67	80.4	5.11

Mean value **4.6** [MPa]
 Standard deviation **0.7** [MPa]
 CoV **14.8** [%]

Table 4 Compressive and splitting tensile strength values – PC4.5_T074_2 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T074_2_1_A	101.74	99.94	10167.90	727.2	71.52
PC4.5_T074_2_2_A	99.65	100.02	9966.99	750.4	75.29
PC4.5_T074_2_3_A	99.99	99.50	9949.01	702.7	70.63

Mean value **72.5** [MPa]
 Standard deviation **2.5** [MPa]
 CoV **3.4** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T074-2_1_B	99.99	100.12	10011.00	91.9	5.84
PC4.5_T074_2_2_B	102.74	99.77	10250.37	91.7	5.70
PC4.5_T074_2_3_B	101.33	100.55	10188.73	89.4	5.59

Mean value **5.7** [MPa]
 Standard deviation **0.1** [MPa]
 CoV **2.3** [%]

Table 5 Compressive and splitting tensile strength values – PC4.5_T168 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T168_1_A	101.02	101.09	10212.11	659.0	64.53
PC4.5_T168_2_A	99.48	101.08	10055.44	628.0	62.45
PC4.5_T168_3_A	101.40	100.54	10194.76	633.9	62.18

Mean value **63.1** [MPa]
 Standard deviation **1.3** [MPa]
 CoV **2.0** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC4.5_T168_1_B	101.61	100.31	10192.50	81.6	5.10
PC4.5_T168_2_B	101.57	100.01	10158.02	78.0	4.89
PC4.5_T168_3_B	101.99	100.00	10199.00	79.1	4.94

Mean value **5.0** [MPa]
 Standard deviation **0.1** [MPa]
 CoV **2.2** [%]

Table 6 Compressive and splitting tensile strength values – PC2.0_T074 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC2.0_T074_1_A	101.73	100.13	10186.22	677.3	66.49
PC2.0_T074_2_A	102.77	100.16	10293.44	706.2	68.61
PC2.0_T074_3_A	102.38	100.54	10293.29	755.7	73.42

Mean value **69.5** [MPa]
 Standard deviation **3.5** [MPa]
 CoV **5.1** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC2.0_T074_1_B	100.22	99.80	10001.96	78.5	5.00
PC2.0_T074_2_B	103.23	100.21	10344.68	86.0	5.29
PC2.0_T074_3_B	102.83	99.64	10245.98	88.8	5.52

Mean value **5.3** [MPa]
 Standard deviation **0.3** [MPa]
 CoV **5.0** [%]

Table 7 Compressive and splitting tensile strength values – PC2.0_T168 specimens.

Compressive strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=a \times b$	Force F_c	Compressive strength f_c
	a	b			
	[mm]	[mm]			
PC2.0_T168_1_A	101.39	100.97	10237.35	669.0	65.35
PC2.0_T168_2_A	101.48	101.31	10280.94	676.4	65.79
PC2.0_T168_3_A	100.17	101.71	10188.29	697.8	68.49

Mean value **66.5** [MPa]
 Standard deviation **1.7** [MPa]
 CoV **2.6** [%]

Tensile splitting strength – fragments after fracture tests

Specimen	Dimensions		Area $A=l \times d$	Force F_{ct}	Tensile splitting strength f_{ct}
	l	d			
	[mm]	[mm]			
PC2.0_T168_1_B	99.83	99.97	9980.01	76.1	4.85
PC2.0_T168_2_B	100.84	100.69	10153.58	89.5	5.61
PC2.0_T168_3_B	101.62	101.14	10277.85	87.7	5.43

Mean value **5.3** [MPa]
 Standard deviation **0.4** [MPa]
 CoV **7.5** [%]

Table 8 Selected results of fracture test – PC4.5_T000 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC4.5_T000

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC4.5_T000_1	28.40	31.40	2.64	8.4
			PC4.5_T000_2	32.40			
			PC4.5_T000_3	33.39			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T000_1	1.413	1.526	0.112	7.3
			PC4.5_T000_2	1.529			
			PC4.5_T000_3	1.637			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC4.5_T000_1	70.3	74.2	5.33	7.2
			PC4.5_T000_2	72.1			
			PC4.5_T000_3	80.3			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC4.5_T000_1	46.9	52.5	4.97	9.5
			PC4.5_T000_2	54.5			
			PC4.5_T000_3	56.3			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC4.5_T000_1	145.1	154.3	10.00	6.5
			PC4.5_T000_2	152.9			
			PC4.5_T000_3	164.9			

Table 9 Selected results of fracture test – PC4.5_T074 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC4.5_T074

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC4.5_T074_1	30.35	31.93	2.19	6.9
			PC4.5_T074_2	34.43			
			PC4.5_T074_3	31.00			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T074_1	1.263	1.422	0.137	9.7
			PC4.5_T074_2	1.499			
			PC4.5_T074_3	1.503			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC4.5_T074_1	52.6	63.6	10.23	16.1
			PC4.5_T074_2	65.3			
			PC4.5_T074_3	72.9			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC4.5_T074_1	47.8	47.5	2.89	6.1
			PC4.5_T074_2	50.3			
			PC4.5_T074_3	44.5			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC4.5_T000_1	109.9	131.9	22.33	16.9
			PC4.5_T000_2	131.4			
			PC4.5_T000_3	154.5			

Table 10 Selected results of fracture test – PC4.5_T074_2 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC4.5_T074_2

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC4.5_T074_2_1	33.30	32.75	0.56	1.7
			PC4.5_T074_2_2	32.18			
			PC4.5_T074_2_3	32.77			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T074_2_1	1.470	1.536	0.169	11.0
			PC4.5_T074_2_2	1.409			
			PC4.5_T074_2_3	1.728			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC4.5_T074_2_1	64.9	72.5	16.14	22.2
			PC4.5_T074_2_2	61.7			
			PC4.5_T074_2_3	91.1			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC4.5_T074_2_1	46.9	58.3	14.89	25.5
			PC4.5_T074_2_2	53.0			
			PC4.5_T074_2_3	75.2			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC4.5_T074_2_1	137.6	148.2	30.79	20.8
			PC4.5_T074_2_2	124.2			
			PC4.5_T074_2_3	183.0			

Table 11 Selected results of fracture test – PC4.5_T168 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC4.5_T168

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC4.5_T168_1	28.99	30.34	1.31	4.3
			PC4.5_T168_2	31.60			
			PC4.5_T168_3	30.42			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T168_1	1.106	1.411	0.269	19.1
			PC4.5_T168_2	1.616			
			PC4.5_T168_3	1.511			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC4.5_T168_1	42.2	66.6	21.47	32.2
			PC4.5_T168_2	82.6			
			PC4.5_T168_3	75.1			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC4.5_T168_1	34.5	80.9	67.84	83.8
			PC4.5_T168_2	158.8			
			PC4.5_T168_3	49.5			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC4.5_T168_1	92.3	136.8	38.58	28.2
			PC4.5_T168_2	158.8			
			PC4.5_T168_3	159.4			

Table 12 Selected results of fracture test – PC2.0_T074 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC2.0_T074

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC2.0_T074_1	34.32	35.90	1.42	3.9
			PC2.0_T074_2	37.06			
			PC2.0_T074_3	36.32			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC2.0_T074_1	1.468	1.403	0.076	5.4
			PC2.0_T074_2	1.320			
			PC2.0_T074_3	1.421			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC2.0_T074_1	62.8	55.2	7.90	14.3
			PC2.0_T074_2	47.0			
			PC2.0_T074_3	55.6			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC2.0_T074_1	48.8	48.9	1.13	2.3
			PC2.0_T074_2	50.1			
			PC2.0_T074_3	47.9			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC2.0_T074_1	132.6	116.2	17.02	14.6
			PC2.0_T074_2	98.6			
			PC2.0_T074_3	117.3			

Table 13 Selected results of fracture test – PC2.0_T168 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

PC2.0_T168

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC2.0_T168_1	35.01	34.46	1.47	4.3
			PC2.0_T168_2	32.79			
			PC2.0_T168_3	35.58			
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC2.0_T168_1	1.595	1.652	0.120	7.2
			PC2.0_T168_2	1.571			
			PC2.0_T168_3	1.789			
Toughness	G_{Ic}	J/m ²	PC2.0_T168_1	72.7	82.1	14.07	17.1
			PC2.0_T168_2	75.3			
			PC2.0_T168_3	98.2			
Fracture energy	$G_{F,m}$	J/m ²	PC2.0_T168_1	46.7	53.7	8.23	15.3
			PC2.0_T168_2	51.5			
			PC2.0_T168_3	62.8			
Fracture energy	G_F	J/m ²	PC2.0_T168_1	149.6	165.2	22.50	13.6
			PC2.0_T168_2	155.0			
			PC2.0_T168_3	191.0			

Table 14 Modulus of elasticity value – all specimens, PC4.5 series and PC2.0 series.

PC4.5 + PC2.0 (all specimens)

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	<i>E</i>	GPa	PC4.5_T000_1	28.40	32.80	2.42	7.4
			PC4.5_T000_2	32.40			
			PC4.5_T000_3	33.39			
			PC4.5_T074_1	30.35			
			PC4.5_T074_2	34.43			
			PC4.5_T074_3	31.00			
			PC4.5_T074_2_1	33.30			
			PC4.5_T074_2_2	32.18			
			PC4.5_T074_2_3	32.77			
			PC4.5_T168_1	28.99			
			PC4.5_T168_2	31.60			
			PC4.5_T168_3	30.42			
			PC2.0_T074_1	34.32			
			PC2.0_T074_2	37.06			
			PC2.0_T074_3	36.32			
			PC2.0_T168_1	35.01			
			PC2.0_T168_2	32.79			
PC2.0_T168_3	35.58						

PC4.5

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	<i>E</i>	GPa	PC4.5_T000_1	28.40	31.60	1.83	5.8
			PC4.5_T000_2	32.40			
			PC4.5_T000_3	33.39			
			PC4.5_T074_1	30.35			
			PC4.5_T074_2	34.43			
			PC4.5_T074_3	31.00			
			PC4.5_T074_2_1	33.30			
			PC4.5_T074_2_2	32.18			
			PC4.5_T074_2_3	32.77			
			PC4.5_T168_1	28.99			
			PC4.5_T168_2	31.60			
			PC4.5_T168_3	30.42			

PC2.0

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E	GPa	PC2.0_T074_1	34.32	35.18	1.51	4.3
			PC2.0_T074_2	37.06			
			PC2.0_T074_3	36.32			
			PC2.0_T168_1	35.01			
			PC2.0_T168_2	32.79			
			PC2.0_T168_3	35.58			

Table 15 Fracture toughness value – all specimens, PC4.5 series and PC2.0 series.

PC4.5 + PC2.0 (all specimens)

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T000_1	1.413	1.492	0.163	10.9
			PC4.5_T000_2	1.529			
			PC4.5_T000_3	1.637			
			PC4.5_T074_1	1.263			
			PC4.5_T074_2	1.499			
			PC4.5_T074_3	1.503			
			PC4.5_T074_2_1	1.470			
			PC4.5_T074_2_2	1.409			
			PC4.5_T074_2_3	1.728			
			PC4.5_T168_1	1.106			
			PC4.5_T168_2	1.616			
			PC4.5_T168_3	1.511			
			PC2.0_T074_1	1.468			
			PC2.0_T074_2	1.320			
			PC2.0_T074_3	1.421			
			PC2.0_T168_1	1.595			
			PC2.0_T168_2	1.571			
			PC2.0_T168_3	1.789			

PC4.5

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC4.5_T000_1	1.413	1.474	0.167	11.3
			PC4.5_T000_2	1.529			
			PC4.5_T000_3	1.637			
			PC4.5_T074_1	1.263			
			PC4.5_T074_2	1.499			
			PC4.5_T074_3	1.503			
			PC4.5_T074_2_1	1.470			
			PC4.5_T074_2_2	1.409			
			PC4.5_T074_2_3	1.728			
			PC4.5_T168_1	1.106			
			PC4.5_T168_2	1.616			
			PC4.5_T168_3	1.511			

PC2.0

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture toughness	K_{Ic}	MPa.m ^{1/2}	PC2.0_T074_1	1.468	1.527	0.163	10.7
			PC2.0_T074_2	1.320			
			PC2.0_T074_3	1.421			
			PC2.0_T168_1	1.595			
			PC2.0_T168_2	1.571			
			PC2.0_T168_3	1.789			

Table 16 Fracture energy value – all specimens, PC4.5 series and PC2.0 series.

PC4.5 + PC2.0 (all specimens)

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture energy	G _F	J/m ²	PC4.5_T000_1	145.1	142.1	26.8	18.9
			PC4.5_T000_2	152.9			
			PC4.5_T000_3	164.9			
			PC4.5_T074_1	109.9			
			PC4.5_T074_2	131.4			
			PC4.5_T074_3	154.5			
			PC4.5_T074_2_1	137.6			
			PC4.5_T074_2_2	124.2			
			PC4.5_T074_2_3	183.0			
			PC4.5_T168_1	92.3			
			PC4.5_T168_2	158.8			
			PC4.5_T168_3	159.4			
			PC2.0_T074_1	132.6			
			PC2.0_T074_2	98.6			
			PC2.0_T074_3	117.3			
			PC2.0_T168_1	149.6			
			PC2.0_T168_2	155.0			
PC2.0_T168_3	191.0						

PC4.5

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture energy	G _F	J/m ²	PC4.5_T000_1	145.1	142.8	25.3	17.7
			PC4.5_T000_2	152.9			
			PC4.5_T000_3	164.9			
			PC4.5_T074_1	109.9			
			PC4.5_T074_2	131.4			
			PC4.5_T074_3	154.5			
			PC4.5_T074_2_1	137.6			
			PC4.5_T074_2_2	124.2			
			PC4.5_T074_2_3	183.0			
			PC4.5_T168_1	92.3			
			PC4.5_T168_2	158.8			
			PC4.5_T168_3	159.4			

PC2.0

		Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Fracture energy	G_F	J/m^2	PC2.0_T074_1	132.6	140.7	32.24	22.9
			PC2.0_T074_2	98.6			
			PC2.0_T074_3	117.3			
			PC2.0_T168_1	149.6			
			PC2.0_T168_2	155.0			
			PC2.0_T168_3	191.0			

5. Results of identifications

Along with evaluation of mechanical fracture parameters from fracture tests using effective crack model and work-of-fracture method the parameters identification using artificial neural network method was carried out. The basis of inverse analysis is FEM computational model which is used for numerical simulation of three-point bending fracture test. FEM model was created in ATENA software; material model 3D Nonlinear Cementitious 2 was used. Subject of identification were following three parameters of concrete: modulus of elasticity, tensile strength and specific fracture energy. Other parameters of material model mentioned above, e.g. compressive strength, were omitted from identification based on sensitivity analysis. Results of material parameters identification are presented in Tables 17–24 and Fig. 1. There is a significant advantage of this procedure: Tensile strength of concrete can be determined.

Table 17 Results of parameters identification – PC4.5_T000 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC4.5_T000_1	34.45	37.05	2.26	6.1
			PC4.5_T000_2	38.13			
			PC4.5_T000_3	38.56			
Tensile strength	f_t	MPa	PC4.5_T000_1	5.05	5.35	0.53	9.9
			PC4.5_T000_2	5.95			
			PC4.5_T000_3	5.03			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC4.5_T000_1	147.6	162.2	13.0	8.0
			PC4.5_T000_2	172.2			
			PC4.5_T000_3	167.0			

Table 18 Results of parameters identification – PC4.5_T074 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC4.5_T074_1	40.82	40.61	1.64	4.0
			PC4.5_T074_2	42.13			
			PC4.5_T074_3	38.88			
Tensile strength	f_t	MPa	PC4.5_T074_1	4.30	4.87	0.87	17.8
			PC4.5_T074_2	4.44			
			PC4.5_T074_3	5.86			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC4.5_T074_1	140.8	158.6	21.0	13.2
			PC4.5_T074_2	181.8			
			PC4.5_T074_3	153.2			

Table 19 Results of parameters identification – PC4.5_T074_2 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC4.5_T074_2_1	38.20	40.30	1.88	4.7
			PC4.5_T074_2_2	41.83			
			PC4.5_T074_2_3	40.88			
Tensile strength	f_t	MPa	PC4.5_T074_2_1	5.29	4.89	0.41	8.4
			PC4.5_T074_2_2	4.47			
			PC4.5_T074_2_3	4.91			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC4.5_T074_2_1	165.1	171.2	19.4	11.3
			PC4.5_T074_2_2	155.7			
			PC4.5_T074_2_3	192.9			

Table 20 Results of parameters identification – PC4.5_T168 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC4.5_T168_1	37.00	36.81	2.35	6.4
			PC4.5_T168_2	39.06			
			PC4.5_T168_3	34.36			
Tensile strength	f_t	MPa	PC4.5_T168_1	4.86	4.85	1.33	27.4
			PC4.5_T168_2	3.51			
			PC4.5_T168_3	6.17			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC4.5_T168_1	111.8	145.4	29.1	20.0
			PC4.5_T168_2	164.0			
			PC4.5_T168_3	160.4			

Table 21 Results of parameters identification – PC2.0_T074 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC2.0_T074_1	39.29	42.83	3.10	7.2
			PC2.0_T074_2	45.01			
			PC2.0_T074_3	44.20			
Tensile strength	f_t	MPa	PC2.0_T074_1	5.62	5.19	0.41	7.9
			PC2.0_T074_2	4.80			
			PC2.0_T074_3	5.15			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC2.0_T074_1	132.4	132.0	9.6	7.3
			PC2.0_T074_2	141.4			
			PC2.0_T074_3	122.2			

Table 22 Results of parameters identification – PC2.0_T168 specimens: material parameter value, mean value, standard deviation and coefficient of variation (CoV).

	Symb.	Unit	Specimen	Value	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	PC2.0_T168_1	41.88	40.07	1.77	4.4
			PC2.0_T168_2	39.96			
			PC2.0_T168_3	38.36			
Tensile strength	f_t	MPa	PC2.0_T168_1	5.36	5.12	0.42	8.2
			PC2.0_T168_2	5.36			
			PC2.0_T168_3	4.64			
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	PC2.0_T168_1	136.2	149.4	22.2	14.9
			PC2.0_T168_2	137.0			
			PC2.0_T168_3	175.1			

Table 23 Group statistics of identified parameters – all specimens, PC4.5 series and PC2.0 series.

PC4.5 + PC2.0 (all specimens)

	Symb.	Unit	Mean value	Standard deviation	CoV [%]	Distribution
Modulus of elasticity	E_c	GPa	39.61	2.86	7.2	Normal
Tensile strength	f_t	MPa	5.0	0.7	13.0	Lognormal
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	153.2	21.3	13.9	Normal

PC4.5

	Symb.	Unit	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	38.69	2.55	6.6
Tensile strength	f_t	MPa	5.0	0.8	15.4
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	159.4	20.7	13.0

PC2.0

	Symb.	Unit	Mean value	Standard deviation	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	41.45	2.72	6.6
Tensile strength	f_t	MPa	5.2	0.4	7.3
Fracture energy	G_f^*	J/m ²	140.7	18.0	12.8

Fig. 1 Best fitted distributions of identified parameters

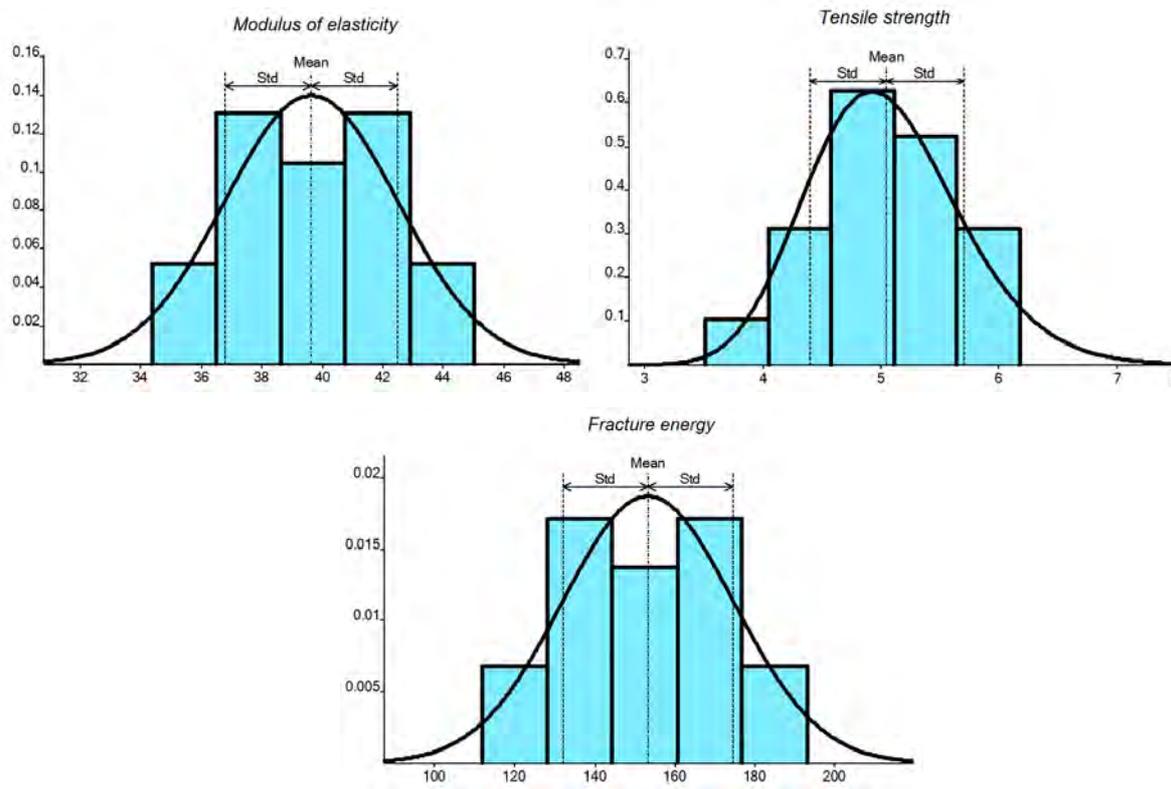


Table 24 Correlation matrix of identified parameters.

	E	f_t	G_f
E	1	-0.37	-0.15
f_t	-0.37	1	-0.18
G_f	-0.15	-0.18	1

6. Comparison of values of selected material parameters

Modulus of elasticity and specific fracture energy were obtained from both direct evaluation of fracture tests and identification. Comparison of their mean values and coefficients of variation can be seen in Table 25.

Table 25 Comparison of mean values and coefficients of variation of modulus of elasticity and specific fracture energy obtained from fracture tests and identification.

PC4.5 + PC2.0 (all specimens)

Material parameter	Fracture tests		Identification	
	mean	CoV	mean	CoV
Modulus of elasticity E [GPa, %]	32.8	7.4	39.6	7.2
Specific fracture energy G_f [N/m, %]	142.1	18.9	153.2	13.9

PC4.5

Material parameter	Fracture tests		Identification	
	mean	CoV	mean	CoV
Modulus of elasticity E [GPa, %]	31.6	5.8	38.7	6.6
Specific fracture energy G_f [N/m, %]	142.8	17.7	159.4	13.0

PC2.0

Material parameter	Fracture tests		Identification	
	mean	CoV	mean	CoV
Modulus of elasticity E [GPa, %]	35.2	4.3	41.5	6.6
Specific fracture energy G_f [N/m, %]	140.7	22.9	140.7	12.8

7. Conclusion

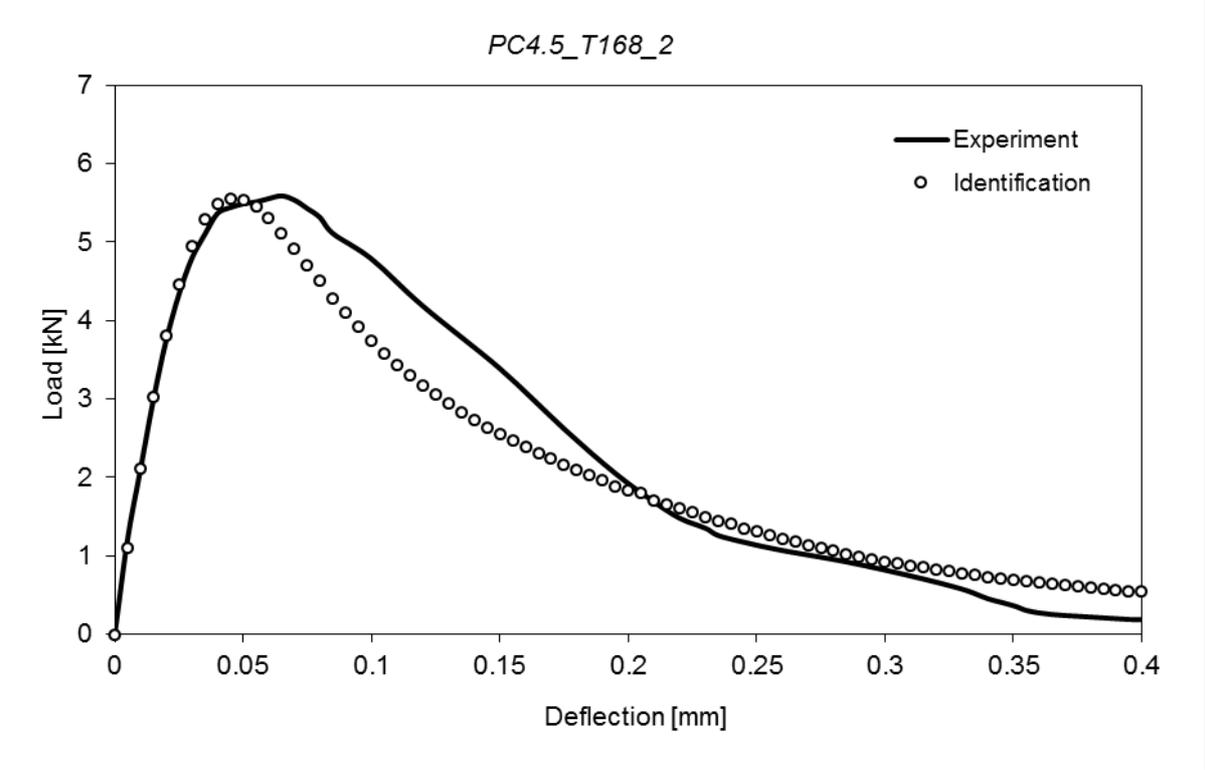
From the presented results it is possible to conclude recommended values of mechanical fracture parameters for deterministic and stochastic nonlinear FEM analyses of beam/structures made of tested concrete – see Table 26. Distribution functions are suggested based on JCSS Probabilistic Model Code recommendations and curve fitting tests carried out in FReET probabilistic software.

Table 26 Recommended values of statistics and distribution functions for stochastic nonlinear FEM analyses for beams/structures made of tested concrete

	Symb.	Unit	Distribution	Mean value	CoV [%]
Modulus of elasticity	E_c	GPa	Normal	40	8
Tensile strength	f_t	MPa	Lognormal (2 par)	5	15
Fracture energy	G_f	N/m	Normal	150	20

Appendix A – Comparison of *l*-*d* diagrams

Following figure depict comparison of *l*-*d* diagrams obtained from experiment (after correction) and from numerical simulation with identified parameters – specimen PC4.5_T168_2A



Appendix B – Photos

Fracture test illustration – Three-point bending, specimen PC4.5_T0000_1



Splitting test illustration – specimen PC2.0_T074_1B before testing



Splitting test illustration – specimen PC2.0_T074_1B after testing



Specimens after fracture test – PC4.5_T000



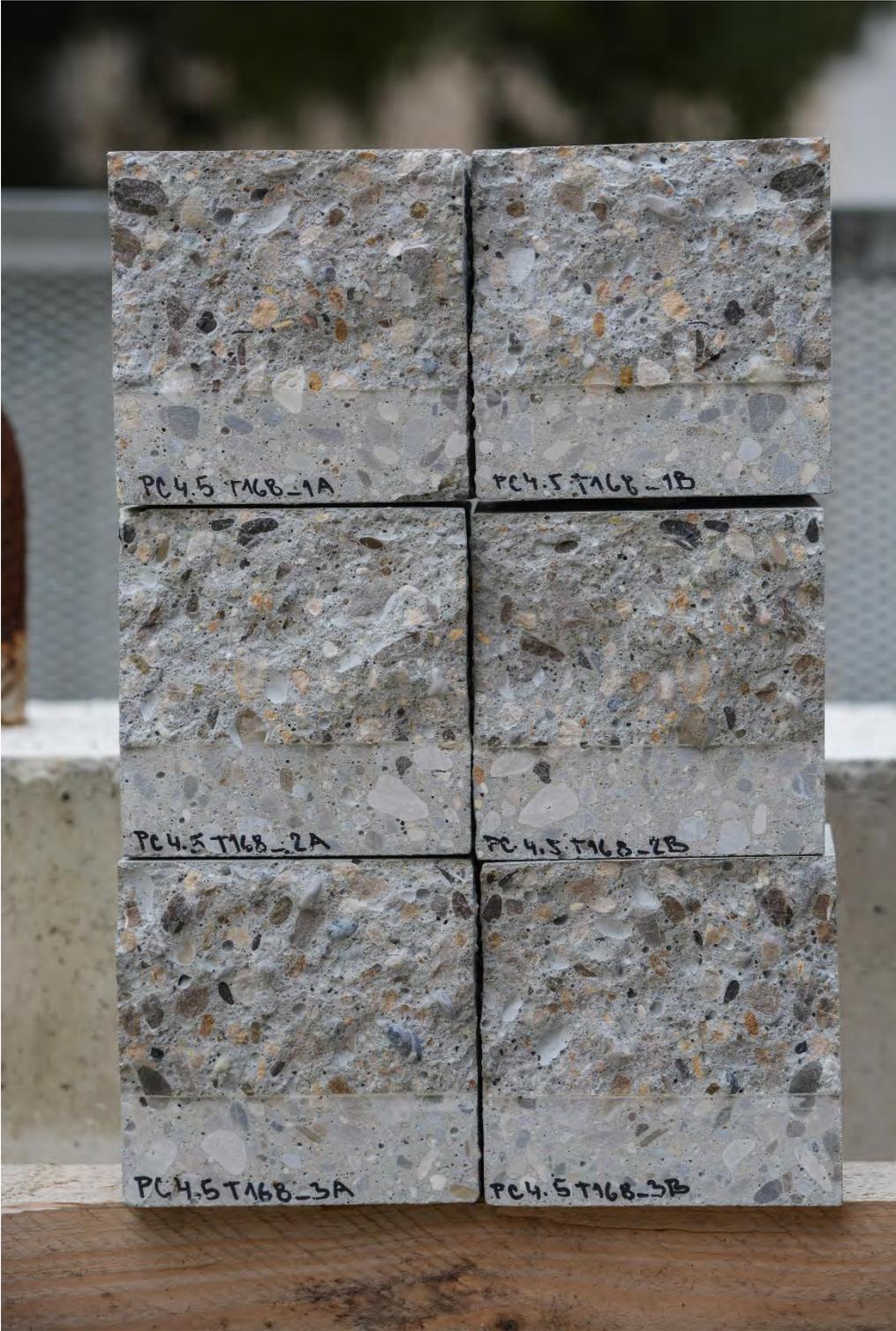
Specimens after fracture test – PC4.5_T074



Specimens after fracture test – PC4.5_T074_2



Specimens after fracture test – PC4.5_T168



Specimens after fracture test – PC2.0_T074



Specimens after fracture test – PC2.0_T168

