

INGENIEURMODELL FÜR QUERKRAFTNACHWEISE

Ingenieurmodell für Querkraftnachweise und numerische Simulation von kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Im Zuge einer statischen Nachrechnung kann mit dem in den derzeit gültigen Normenwerken verankerten Berechnungsmodellen der Nachweis gegenüber Querkraftbeanspruchung und vielfach auch bei kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung bei Spannbetonbrücken mit geringer Schubbewehrung oftmals nicht erbracht werden. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Versuche (siehe Abb.1) haben jedoch gezeigt, dass gerade Spannbetonträger mit geringer Schubbewehrung über immense Tragreserven verfügen, welche mit den derzeit verfügbaren Modellen nicht wiedergegeben werden können (siehe Abb. 2 (links)). Mit Hilfe umfangreicher numerischer Simulationen wurde das Torsionstragverhalten unter der Berücksichtigung verschiedener Einflussparameter untersucht. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen lag das Hauptaugenmerk dieses Projektes in der Entwicklung eines mit Hilfe probabilistischer Methoden abgesicherten Ingenieurmodells, mit welchem zusätzliche Tragreserven in Bezug auf die Schubtragfähigkeit mobilisiert werden können (siehe Abb. 2 (rechts)). Die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des neuartigen Nachweismodells wurde anhand von Nachrechnungen an realen bestehenden Brückenobjekten demonstriert. Dadurch können in Zukunft aufwändige Sanierungen im Bereich der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit schwacher Schubbewehrung verhindert, die Erhaltungskosten gesenkt sowie die Nutzungsdauer bei gutem Erhaltungszustand verlängert werden.

Facts:

- Laufzeit: 07/2013-8/2015
- Forschungskonsortium:
Technische Universität Wien
Technische Universität Graz
FH Campus Wien
- Umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit
- Numerische Simulationen zum Tragverhalten unter Torsions- und kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung
- Entwicklung eines neuartigen Ingenieurmodells zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit von querkraftgefährdeten Spannbetonbrücken
- Demonstration der Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des Ingenieurmodells an ausgewählten Straßen- und Eisenbahnbrücken



ABB 1. Typisches Rissbild bei einem Querkraftversagen eines Spannbetonträgers mit geringer Schubbewehrung

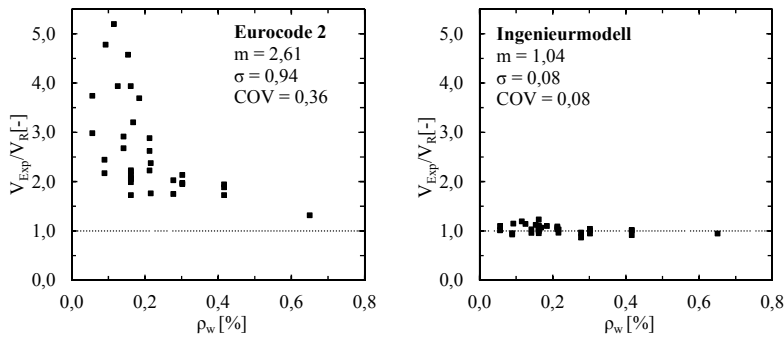


ABB 2. Verhältnis der experimentellen zur berechneten Schubtragfähigkeit für Spannbetontträger mit geringerem Schubbewehrungsgrad gemäß dem aktuellen Normenstand (links) und dem neu entwickelten Ingenieurmodell (rechts)

Kurzzusammenfassung

Problem

Die in den aktuellen Normenwerken geforderten Querkraft- und Torsionsnachweise können für bestehende Spannbetonbrücken mit geringer Schubbewehrung in vielen Fällen nicht erfüllt werden.

Gewählte Methodik

Durch den Einsatz der Photogrammetrie bei den Versuchen konnte mit Hilfe der gemessenen Risskinematik des zum Versagen führenden Schubrisses die einzelnen Querkrafttragmechanismen, welche beim Abtrag von Querkraften mitwirken, quantifiziert werden. Auf Basis der eigenen Messungen kombiniert mit Versuchsdaten aus der Literatur erfolgte die Entwicklung des ingenieurmäßigen Nachweismodelles.

Ergebnisse

Für die generelle Nachweisführung bei Spannbetonbrücken wurde ein neu aufgegriffenes Nachweiskonzept vorgeschlagen: Die Bemessung erfolgt dabei in verschiedenen Bereichen, deren Einteilung hauptsächlich von der auftretenden Rissbildung bestimmt wird. In den einzelnen Zonen findet dann ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Nachweismodell Anwendung. Das Ingenieurmodell spielt darin eine wesentliche Rolle, da es für den am meisten schubbruchgefährdeten Bereich hergeleitet wurde. Die Grundidee des Ansatzes beruht auf der Annahme, dass der Betondruckzone eine erhebliche Tragkapazität zugetraut werden kann.

Schlussfolgerungen

Die Nachrechnung an bestehenden Brückenobjekten hat gezeigt, dass das durch Versuche abgesicherte Ingenieurmodell einen wesentlich höheren Querkraftwiderstand prognostiziert als dies mit den für den Neubau ausgelegten Normenwerken der Fall ist.

English Abstract

Current design approaches significantly underestimate the shear strength of existing post-tensioned concrete bridges. Based on the findings of an extensive experimental program a new engineering model was proposed, which is able to describe the shear strength more realistic. The assessment on real bridge structures could demonstrate the applicability and practicality of the approach.

Impressum:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

DI Dr. Johann Horvatits,
Abt. IV/ST 2 Technik und
Verkehrssicherheit
johann.horvatits@bmvit.gv.at,

DI (FH) Andreas Blust,
Abt. III/14 Mobilitäts- und
Verkehrstechnologien
andreas.blust@bmvit.gv.at,
www.bmvit.gv.at

ÖBB-Infrastruktur AG

Ing. Wolfgang Zottl, ISM;
Leitung Forschung & Entwicklung
wolfgang.zottl@oebb.at,
www.oebb.at

ASFINAG

DI Eva Hackl,
Manager International Relations
und Innovation
eva.hackl@asfinag.at,

DI (FH) René Moser, Leiter Strategie,
Internationales und Innovation
rene.moser@asfinag.at,
www.asfinag.at

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH

DI Dr. Christian Pecharda,
Programmleitung Mobilität
Sensengasse 1, 1090 Wien
christian.pecharda@ffg.at,
www.ffg.at

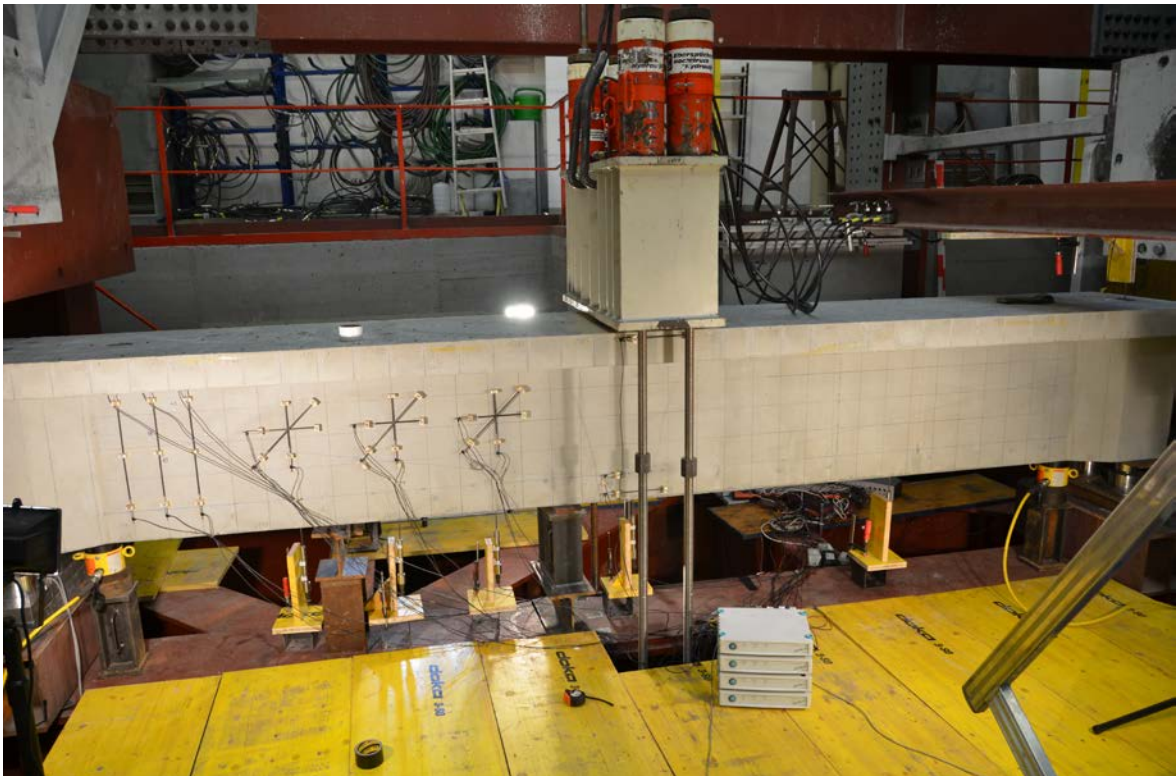
August, 2015

Ingenieurmodell für Querkraftnachweise und numerische Simulation von kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung

Ingenieurmodell

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung 2012 (VIF2012)

August 2015



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

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



ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 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
A - 1040 Wien



Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A – 8010 Graz



FH Campus Wien
Department Bautechnik
Favoritenstraße 226
A-1100 Wien



Programmmanagement:

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



Ingenieurmodell für Querkraftnachweise und numerische Simulation von kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung

Ingenieurmodell

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2012)

AutorInnen:

TU Wien

Dipl.-Ing. Patrick HUBER

Univ.-Prof. Dr.Ing. Johann KOLLEGGER

TU Graz

Univ.-Prof. Dr.Ing. Viet Tue NGUYEN

Dr.-Ing. Duc Tung NGUYEN

FH Campus Wien

Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus VILL

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Wien

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

Technische Universität Graz

Institut für Betonbau

FH Campus Wien

Department Bautechnik

INHALT

1	Einleitung	8
1.1	Problemstellung	8
1.2	Zielsetzung	9
2	Zur Bemessung bei Torsion und kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung.....	12
2.1	Allgemeines	12
2.2	Tragverhalten im ungerissenen Zustand.....	12
2.3	Tragverhalten im gerissenen Zustand.....	13
2.4	Relevante Versuche	14
2.5	Versagensarten	14
2.6	Torsionstragfähigkeit auf Basis des räumlichen Fachwerkmodells.....	16
2.6.1	Ansatz nach Rausch [5].....	17
2.6.2	Ansatz nach Lampert und Thürlimann [2-4]	18
2.6.3	Modell mit zusätzlichem Betontraganteil.....	18
2.7	Normenvergleich	18
2.8	Zur Abminderung der Torsionssteifigkeit G_I_T	21
3	Nichtlineare finite elemente simulationen bei torsion und kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung.....	24
3.1	Zur Wahl des FE-Modells und der Materialgesetze.....	24
3.1.1	Vorbemerkung	24
3.1.2	Vorhandene Torsionsversuche	24
3.1.3	FE-Simulation und Materialgesetze	25
3.1.4	Eignung des FE-Modells.....	27
3.1.4.1	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	27
3.1.4.2	Bauteile mit Querkraftbewehrung.....	29
3.1.5	Zusammenfassung	30
3.2	Bauteilen unter kombinierter Torsion/Querkraft-beanspruchung	32
3.2.1	Bauteilen mit Rechteckquerschnitten.....	32
3.2.1.1	Vorhandene Versuchsdaten	32
3.2.1.2	Beschreibung des FE-Modells	34
3.2.1.3	Ergebnisse der FE-Simulation	34
3.2.1.4	Parameterstudie	41

3.2.1.5	Schlussfolgerung	45
3.2.2	Bauteilen mit Plattenbalkenquerschnitten	46
3.2.2.1	Vorhandene Versuchsdaten	46
3.2.2.2	Beschreibung des FE-Modells	47
3.2.2.3	Ergebnisse der FE-Simulation	47
3.2.2.4	Schlussfolgerung	52
3.3	Einflusses der Vorspannung	53
3.3.1	Vorhandene Versuchsdaten	53
3.3.2	Beschreibung des FE-Modells	54
3.3.3	Ergebnisse der FE-Simulation	56
3.3.3.1	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	56
3.3.3.2	Bauteile mit Querkraftbewehrung.....	58
3.3.4	Zusammenfassung	60
4	Experimentelle Untersuchungen zum Thema der Querkrafttragfähigkeit	61
4.1	Allgemeines	61
4.2	Versuchsreihe Stahlbeton.....	61
4.2.1	Versuchskörper	61
4.2.1.1	Abmessungen und Bewehrungsführung	61
4.2.1.2	Materialkennwerte	64
4.2.2	Versuchsdurchführung.....	66
4.2.2.1	Versuchsaufbau.....	66
4.2.2.2	Messkonzept	67
4.2.3	Versuchsergebnisse	69
4.2.3.1	Versagensarten und Auswirkungen der gewählten Einflussparameter.....	69
4.2.3.2	Messung der Risskinematik.....	72
4.2.4	Vergleich mit normativen Schubmodellen	76
4.2.4.1	Querkraftversuche an STB – Trägern ohne Schubbewehrung.....	76
4.2.4.2	Querkraftversuche an STB – Trägern mit geringer Schubbewehrung ..	77
4.3	Versuchsreihe Spannbeton.....	79
4.3.1	Versuchskörper	79
4.3.1.1	Abmessungen, Bewehrungsführung und Vorspannkräfte	79
4.3.1.2	Materialkennwerte	81
4.3.2	Versuchsdurchführung.....	82
4.3.2.1	Versuchsaufbau.....	82
4.3.2.2	Messkonzept	83

4.3.3	Versuchsergebnisse	84
4.3.3.1	Messung der Risskinematik	85
4.3.4	Vergleich von normativen Schubmodellen und dem Ingenieurmodell	87
4.3.4.1	Eurocode 2	88
4.3.4.2	fib Model Code 2010 LoA III	88
4.3.4.3	Ingenieurmodell	88
5	Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes von schubgefährdeten Betonbrücken.....	90
5.1	Abgrenzung der verschiedenen Zonen	90
5.1.1	Zone A.....	90
5.1.2	Zone B.....	90
5.1.3	Zone C.....	91
5.1.4	Zone D.....	91
5.2	Bemessungskonzept	91
5.2.1	Hauptzugspannungsnachweis Zone A und B.....	92
5.2.2	Ansatz eines Querkraftanteils des Druckbogens im überdrückten Bereich .	94
5.2.3	Nachweismodell für den Bereich C	97
5.2.3.1	Allgemeines Querkraftmodell für den Bereich C	97
5.2.3.2	Herleitung des Ingenieurmodells für den Bereich C	103
5.3	Verifizierung des neuentwickelten Nachweismodells für den Bereich C anhand von Versuchsdaten	106
5.4	Anwendungsgrenzen	113
6	Absicherung des Ingenieurmodells durch probabilistische Untersuchungen.....	115
6.1	Allgemeines und Zielsetzung	115
6.2	Ermittlung der Grenzzustandsfunktion	116
6.3	Ermittlung der Basisvariablen	118
6.4	Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex β und Ergebnisdarstellung	121
7	Sensitivitätsanalyse des entwickelten Ingenieurmodells.....	124
7.1	Ergebnis der Sensitivitätsanalyse gemäß Freet	124
7.2	Ergebnis der manuellen Sensitivitätsanalyse mit geänderten Mittelwerten	127
7.3	Schlussfolgerung	129
8	Nachrechnung von bestandsbrücken – Anwendung des neu entwickelten ingenieurmodells.....	131
8.1	Allgemeines	131
8.2	ASFINAG - Sparchenbachbrücke	131
8.2.1	Materialkennwerte	131

8.2.2	Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder	132
8.2.3	Querkraftbemessung gemäß Originalstatik	136
8.2.4	Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1	136
8.2.4.1	Belastung und Schnittgrößenermittlung	136
8.2.4.2	Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2	137
8.2.5	Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells	139
8.2.6	Vergleich mit anderen Normen	144
8.3	ASFINAG - Objekt G63	147
8.3.1	Materialkennwerte	147
8.3.2	Bewehrung und Spannglieder	148
8.3.3	Querkraftbemessung gemäß Originalstatik	152
8.3.4	Nachrechnung gemäß ONR 24008	152
8.3.4.1	Belastung und Schnittgrößenermittlung	152
8.3.4.2	Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2	154
8.3.5	Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells	156
8.3.5.1	Endauflagerbereich	156
8.3.5.2	Mittelstütze	161
8.3.6	Vergleich mit anderen Normen	164
8.4	ÖBB – Murbrücke Peggau	167
8.4.1	Materialkennwerte	167
8.4.2	Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder	167
8.4.3	Querkraftbemessung gemäß Originalstatik	170
8.4.4	Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1	170
8.4.4.1	Belastung und Schnittgrößenermittlung	170
8.4.4.2	Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2	171
8.4.5	Anwendung des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes	173
8.4.6	Vergleich mit anderen Normen	177
8.5	ÖBB - Schwechatbrücke	179
8.5.1	Materialkennwerte	179
8.5.2	Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder	180
8.5.3	Querkraftbemessung gemäß Originalstatik	183
8.5.4	Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1	183
8.5.4.1	Belastung und Schnittgrößenermittlung	183
8.5.4.2	Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2	184
8.5.5	Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells	185

8.5.6 Vergleich mit anderen Normen188
 9 Zusammenfassung.....191

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Die Zustandserfassung und –bewertung bestehender Brückentragwerke gewinnt an Bedeutung und wird immer mehr zum Kerngeschäft der täglichen Ingenieurpraxis. Das bestehende Brückennetz wird zusehends älter (siehe Abbildung 1.1), wodurch der Unterhaltungsaufwand in den nächsten Jahrzehnten noch weiter ansteigen wird. Neben der Brückenüberwachung und Brückenprüfung am Bauwerk selbst, stellt eine statische Nachrechnung ebenso einen wesentlichen Kernpunkt im Zuge der Bewertung der Tragfähigkeit eines bestehenden Brückenobjektes dar. Der Ablauf einer rechnerischen Tragfähigkeitsbewertung ist in Österreich gemäß österreichischer Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [33] geregelt. Wenn aufgrund von Nutzungsänderungen, der Feststellung von Bauschäden, aufgrund von Eingriffen in die Tragstruktur oder beim Auftreten von neuen Erkenntnissen, die die Tragfähigkeit betreffen, eine Neu beurteilung der Tragsicherheit erforderlich wird, wird gemäß ONR 24008 [33] eine stufenförmige Vorgehensweise vorgeschlagen. In der ersten Stufe erfolgt die Bewertung gemäß letztgültigem Normenstand inklusive der darin festgelegten Verkehrslastmodelle. In der zweiten Stufe darf zum einen auf Basis aktualisierter Daten auf der Einwirkungsseite der Teilsicherheitsfaktor für Eigengewichtslasten reduziert werden und zum anderen mit tatsächlichen am Bauwerk festgestellten Materialkennwerten auf der Widerstandsseite gerechnet werden.

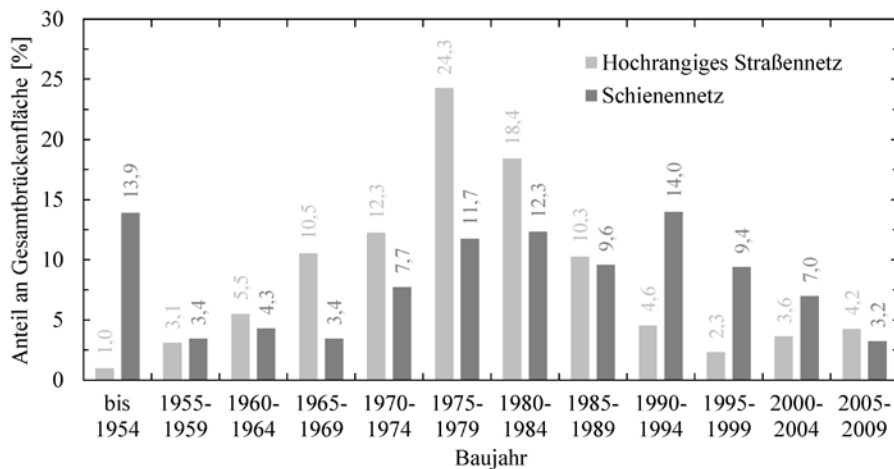
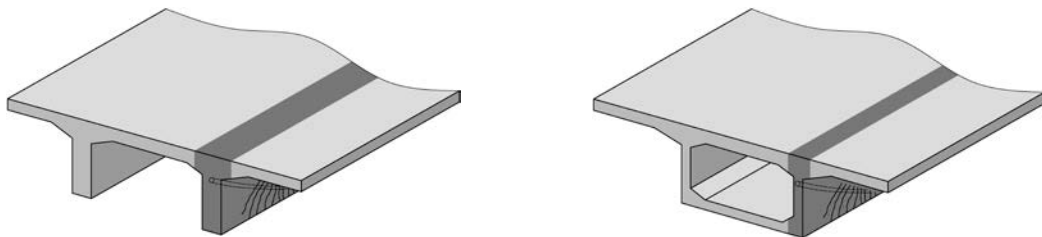


Abbildung 1.1: Altersstruktur österreichischer Eisenbahn- und hochrangiger Straßenbrücken

Bei Anwendung des letztgültigen Normenstandes kann es dabei immer wieder vorkommen, dass gerade beim Tragsicherheitsnachweis gegenüber Querkraftbeanspruchung und eventuell auch bei kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung rechnerische Defizite auftreten. Dies beruht im Wesentlichen auf dem gestiegenen Verkehrsaufkommen und den Zunahmen im Transit- und Güterverkehr sowie den permanenten Modifikationen der Bemessungsnormen, wobei die Regeln zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit besonders betroffen waren. Die derzeit gültigen und für den Neubau angedachten Bemessungsregeln sind dabei zum Teil erheblich konservativer angesetzt als die Regelwerke, welche bei der Errichtung der Brückenobjekte den Stand der Technik darstellten. Dies betrifft zum einen die Ansätze für die Bestimmung der Querkraftbewehrung für vorgespannte Brückentragwerke (siehe Abbildung 1.2 (a)) und zum anderen die Querkraftbemessungsregeln für Plattenbrücken und Fahrbahnplatten in Querrichtung ohne Schubbewehrung (siehe Abbildung 1.2 (b)).

(a)



(b)

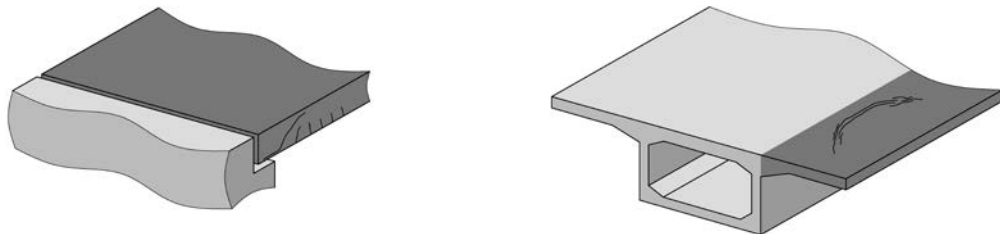


Abbildung 1.2: Querkraftgefährdete Brückentypen: (a) vorgespannte Plattenbalken- und Hohlkastenbrücken mit geringer Schubbewehrung vor 1989 erbaut (b) Plattenbrücke und Fahrbahnplatten in Querrichtung ohne Querkraftbewehrung vor 1968 erbaut

1.2 Zielsetzung

Da es sich bei Spannbetonbrücken meist um Brückentragwerke mit mehreren Feldern und längeren Stützweiten handelt, stellen sie einen Großteil der vorhandenen Brückenfläche dar (z.B. sind über 60 % der Brückenfläche des hochrangigen Straßennetzes Spannbetonbrücken). Die meisten dieser Tragwerke wurden in den Fünfziger- bis Siebzigerjahren erbaut und verfügen aufgrund der damals gültigen Regelwerke meist nur über einen sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalt. Bei Anwendung des letztgültigen Normenstandes

können die aktuell geforderten Querkraft- und zum Teil auch Torsionsnachweise oftmals nicht erfüllt werden.

Im Zuge dieser Forschungsarbeit wurde daher eine Versuchsserie an 9 Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung, 11 Stahlbetonbalken mit schwacher Schubbewehrung sowie 4 Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt durchgeführt, um so einen tieferen Einblick in die Komplexität des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne und mit geringer Bügelbewehrung zu erlangen. Bei der Konzipierung der Versuchsbalken stand die Anlehnung an reale Brückentragwerke im Vordergrund. Das Hauptaugenmerk in dieser Versuchsreihe wurde auf photogrammetrische Messungen unter Zugrundelegung der digitalen Bildkorrelation gelegt. Auf Basis dieser Aufzeichnungen konnte eine exakte und kontinuierliche Vermessung der Risskinematik des „kritischen“ Schubrisses vorgenommen werden. Diese Daten erlauben eine Quantifizierung der einzelnen Traganteile, welche im Bruchzustand wesentlich am Abtrag der Querkräfte beteiligt sind. Die Versuchsergebnisse werden des Weiteren zur Überprüfung und Validierung bestehender normativer Bemessungsansätze herangezogen.

Neben den umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Thema des Schubtragverhaltens wird darüber hinaus mit Hilfe der nichtlinearen Finite-Elemente Methode das Tragverhalten unter Torsionsbeanspruchung bzw. kombinierter Beanspruchung mit Beteiligung von Torsionsmomenten analysiert. Dabei werden aus der Literatur entnommene Bauteilversuche herangezogen und somit die Anwendbarkeit der nichtlinearen Finiten – Elemente Methode zur Beschreibung des Torsionstragverhaltens demonstriert.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aufgrund der gemessenen Risskinematik und des Rissverlaufs des maßgebenden Schubrisses stand das Hauptaugenmerk dieses Forschungsvorhabens in der Erstellung eines ingenieurmäßigen Nachmodells zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrückentragwerken mit sehr schwacher Bügelbewehrung. Gegenüber der derzeitigen Normenlage wird ein bereits bekanntes Nachweiskonzept neu aufgegriffen: die Bemessung soll dabei in verschiedenen Bereichen erfolgen, welche von der auftretenden Rissbildung hauptsächlich bestimmt werden. In den einzelnen Zonen findet dann ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Nachweismodell Anwendung. Durch Vergleiche mit den eigenen Experimenten sowie mit Versuchsdaten aus der Literatur wird die Tauglichkeit des neuartigen Ansatzes für den unter Biegung gerissenen Bereich gezeigt. Um die geforderte Zuverlässigkeit gemäß Eurocode einhalten zu können und die Richtigkeit der implementierten Teilsicherheitsbeiwerte zu verifizieren, werden zusätzlich Untersuchungen mit probabilistischen Methoden gemäß

ÖNORM EN 1990 [53] durchgeführt und mit den Grenzwerten für die Zuverlässigkeit für normale Bauwerke bzw. übliche Brücken der Schadensfolgeklasse 2 und der Reliability Class 2 verglichen.

Schlussendlich wird die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes mit dem darin enthaltenen Ingenieurmodell an realen Straßen- und Eisenbahnbrücken gezeigt. Dadurch sollen in Zukunft aufwändige Sanierungen im Bereich der Schubtragfähigkeit verhindert, die Erhaltungskosten gesenkt sowie die Nutzungsdauer verlängert werden.

2 ZUR BEMESSUNG BEI TORSION UND KOMBINIRTER QUERKRAFT- UND TORSIONSBEANSPRUCHUNG

2.1 Allgemeines

Torsionsbeanspruchungen entstehen in Brückentragwerken, wenn die Wirkungslinien der Radlasten nicht durch den Schubmittelpunkt des Querschnitts verlaufen (siehe Abbildung 2.1).

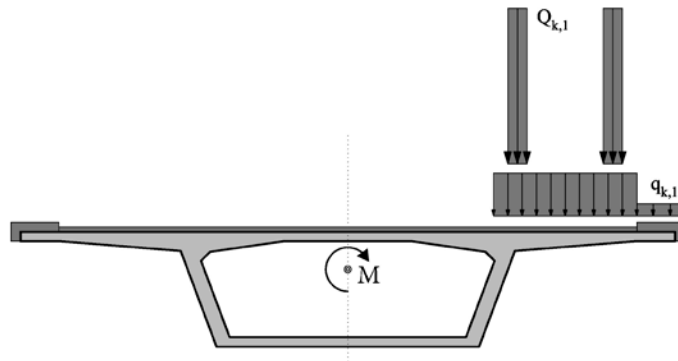


Abbildung 2.1: Torsionsbeanspruchung wegen exzentrischer Belastung

Dadurch entsteht neben einer Verwindung um den Schubmittelpunkt auch eine Verwölbung des ursprünglich ebenen Querschnitts zu einer gekrümmten Fläche. Wird diese Verwölbung aufgrund von Einspannungen, entlang der Stabachse veränderlicher Torsionsbeanspruchungen oder aus Änderung der Querschnittsform behindert, entstehen zusätzliche Längs- und Schubspannungen (Wölbkrafttorsion). In sämtlichen Bemessungsregeln wird diese auch als sekundäre Torsion bezeichnete Beanspruchung vernachlässigt, weshalb im Rahmen dieses Berichts ausschließlich die reine oder primäre Torsion (St. Venant'sche Torsion) behandelt wird.

2.2 Tragverhalten im ungerissenen Zustand

Im ungerissenen Zustand entsteht infolge Torsionsbeanspruchung ein reiner Schubspannungszustand, welcher wie auch bei Querkraftbeanspruchung jedoch nur eine Rechenhilfe darstellt. Tatsächlich entsteht eine Kombination aus Hauptzug- und Hauptdruckspannungen σ_1 und σ_2 , die unter 45° bzw. 135° geneigt sind. Im Allgemeinen lässt sich das Verhalten von Bauteilen, welche durch ein Torsionsmoment T belastet werden, durch das Torsionsträgheitsmoment I_T und dem Widerstandsmoment W_T beschreiben:

$$g = \frac{T}{G \cdot I_T} \quad (2.1)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{W_T} \quad (2.2)$$

Für dünnwandige geschlossene Querschnitte, zu denen zum Beispiel der Hohlkastenquerschnitt gehört, können die Schubspannungen τ innerhalb des umlaufenden Schubflusses t gemäß der Bredt'schen Formeln [1] zusammengefasst werden:

$$t = \frac{T}{2 \cdot A_k} \quad (2.3)$$

$$I_T = \frac{4 \cdot A_k^2}{\oint \frac{d_s}{t}} \quad (2.4)$$

2.3 Tragverhalten im gerissenen Zustand

Erreichen die Hauptzugspannungen σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ des Betons, setzt Rissbildung ein, wodurch die freiwerdenden Zugkräfte auf die Bewehrung umgelagert werden. Die entstandenen Risse orientieren sich dabei an den Zugspannungstrajektorien und verlaufen somit wellenförmig um das Bauteil. Üblicherweise wird daher ein orthogonaler Bewehrungskorb, bestehend aus Torsionslängs- und Torsionsbügelbewehrung, angeordnet, um die Zugspannungen aufnehmen zu können. Die Rissbildung geht einher mit einer rapiden Abnahme der Torsionssteifigkeit, welche gegenüber der Biegesteifigkeit deutlich stärker abnimmt (siehe Abbildung 2.2 (b)).

Versuche von Lampert und Thürlimann [2] zeigten, dass Vollquerschnitte im Vergleich zu Hohlkästen mit identischer Bewehrungsanordnung, im gerissenen Zustand in etwa dieselben Verformungen und Bruchlasten aufweisen (siehe Abbildung 2.2 (a)). Den Versuchsbeobachtungen zufolge, tragen somit Kompaktquerschnitte im gerissenen Zustand die Torsionsbeanspruchung weitgehend über den bewehrten äußeren Bereich ab, weshalb für die Berechnung des Widerstandes gegenüber Torsionsmomenten der Vollquerschnitt durch einen fiktiven, dünnwandigen Hohlkasten ersetzt werden kann (siehe Abbildung 2.2 (c)).

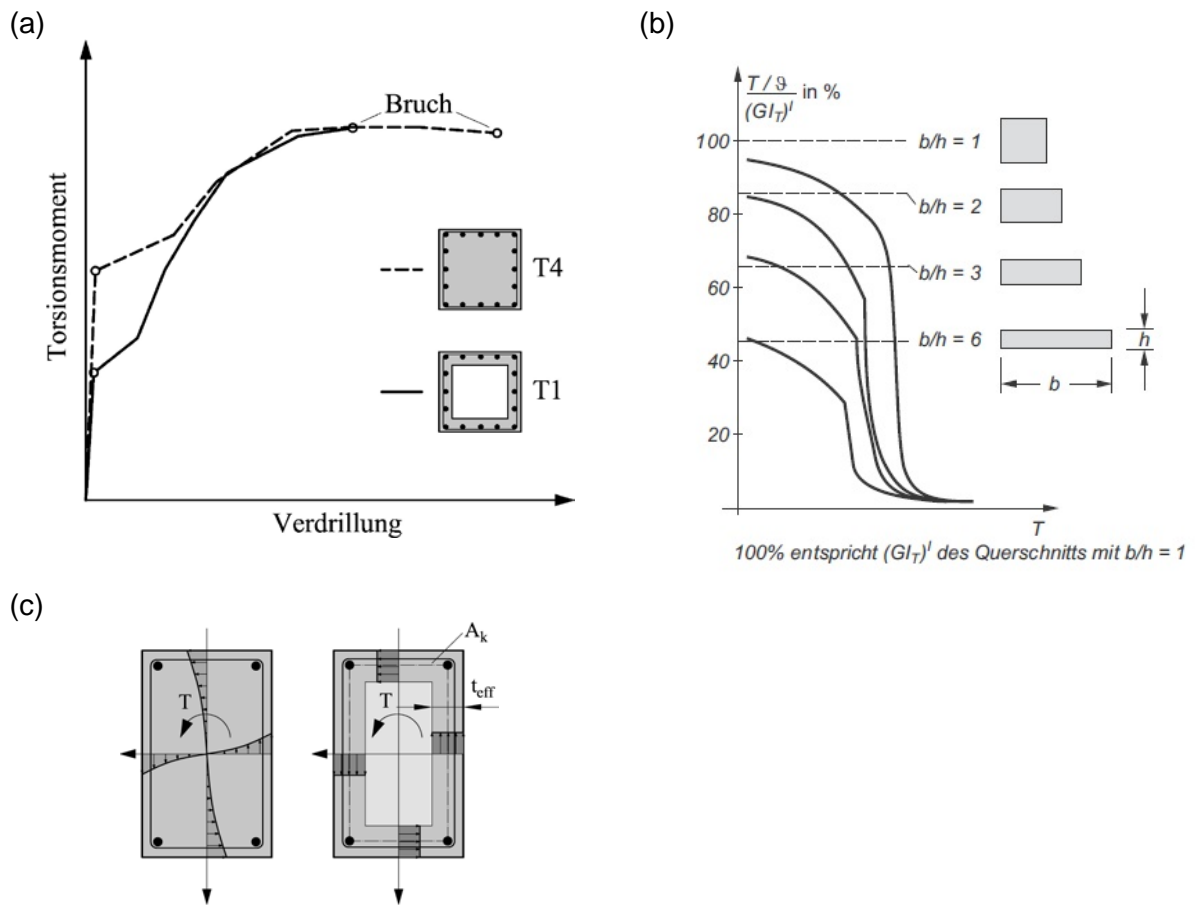


Abbildung 2.2: Torsionstragverhalten: (a) Torsionsmoment – Verdrillungsbeziehung für verschiedene Querschnittstypen (b) Abnahme der Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit des Torsionsmomentes für verschiedene Querschnittstypen (entnommen aus [6]) (c) effektiver Betonkern zur Abtrag der Torsionsbeanspruchung

2.4 Relevante Versuche

Die wohl bekanntesten und zugleich umfangreichsten Versuchsreihen wurden von Leonhardt und Schelling [14], Lampert und Thürlimann [2-4] und Hsu [19] durchgeführt. Die Ergebnisse der insgesamt etwa 100 getesteten Versuchsbalken stellten die grundlegende Datenbasis für die derzeit gültigen Bemessungsmodelle dar. Die Versuche, welche für die nichtlinearen Finiten – Elemente Berechnungen herangezogen wurden, werden in Kapitel 3 näher beschrieben.

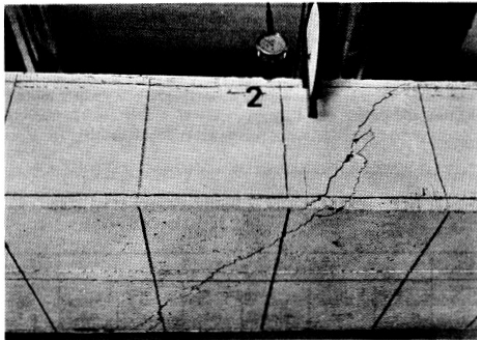
2.5 Versagensarten

Im Falle einer Torsionsbeanspruchung ergeben sich in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades folgende verschiedene Versagensarten:

- Sprödes Torsionsversagen: Bei Bauteilen ohne oder mit zu geringer Torsionslängs- oder Bügelbewehrung führt die Überschreitung des Torsionsrissmomentes zu einem schlagartigen Torsionsversagen (siehe Abbildung 2.3 (a)). Darüber hinaus

kann ein zu großer Abstand der Bügel einen Trennriss zwischen ihnen hervorrufen, welcher ebenso zu einem sofortigen Versagen des Bauteils führt (siehe Abbildung 2.3 (b)). Bei Einhaltung konstruktiver Vorgaben bezüglich der Bewehrungsführung sowie bei Einhaltung von Mindestbewehrungsgraden kann dieser Versagensmechanismus jedoch weitgehend ausgeschlossen werden.

(a)



(b)

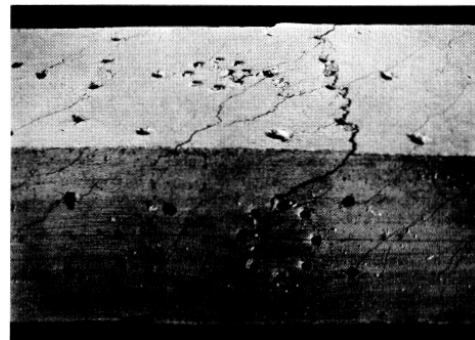


Abbildung 2.3: Schlagartiges Versagen infolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons (a) infolge unzureichender Bewehrungsmengen (b) infolge zu großen Abstand der Bügelbewehrung (entnommen aus [41])

- Zugversagen der Torsionslängs- oder Torsionsbügelbewehrung: Nach Erreichen des Torsionsrissmomentes kann aufgrund der ausreichenden Bewehrungsmenge noch eine deutliche Laststeigerung erzielt werden. Durch Lokalisierung der Rissöffnung in einem oder mehreren Torsionsrissen erreicht die Torsionslängs- oder Bügelbewehrung die Streckgrenze und in weiterer Folge die Zugfestigkeit. Durch Abreißen der Bewehrung wird ein deutlich duktileres Torsionsversagen eingeleitet.

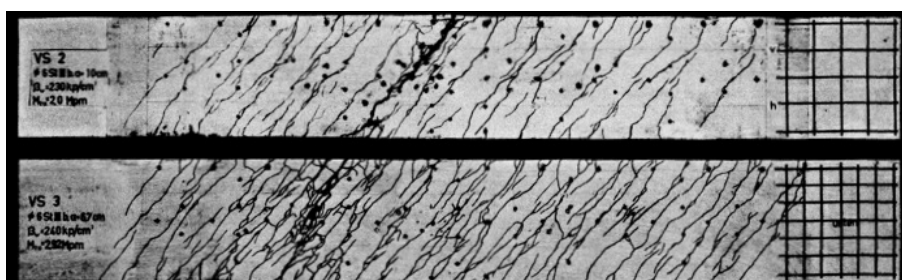


Abbildung 2.4: Zugversagen der Torsionslängs- oder Torsionsbügelbewehrung (entnommen aus [41])

- Druckstrebenversagen: Ähnlich wie bei rein auf querkraftbeanspruchten Trägerstegen kann zwischen den Torsionsrissen, die aufgrund der Querkraftbeanspruchung der Bewehrung reduzierte Druckfestigkeit $f_{c,eff}$ erreicht werden ohne dass die Bewehrung voll ausgenutzt wird.

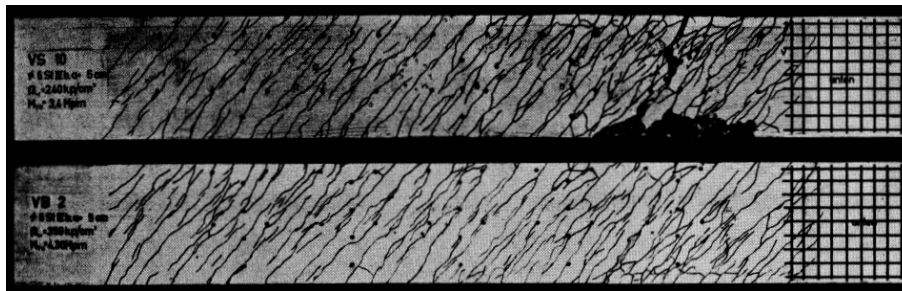


Abbildung 2.5: Versagen der Druckstreben zwischen den Rissen (entnommen aus [41])

- Kantenausbruch: Wenn die Umlenkkräfte der Betondruckstreben an den Querschnittsecken nicht durch eng verlegte Bügel oder steife Längsbewehrungsstäbe aufgenommen werden können, kann dies zu einem Ausbruch der Kanten führen.

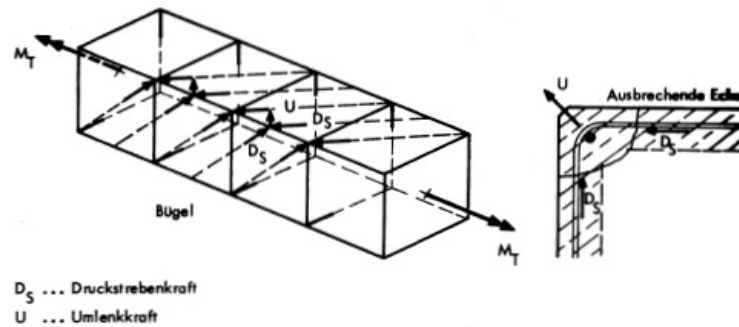


Abbildung 2.6: Kantenausbruch aufgrund der wirkenden Umlenkkräfte in den Ecken (entnommen aus [41])

2.6 Torsionstragfähigkeit auf Basis des räumlichen Fachwerkmodells

Ähnlich wie bei Querkraftbeanspruchung lässt sich der Kraftfluss in den Trägerstegen infolge einer Torsionslast durch Zug- und Druckstäbe abbilden, was bereits 1929 Rausch [5] dazu veranlasste, die Abtragung von Torsion mit Hilfe eines räumlichen Fachwerks zu beschreiben (siehe Abbildung 2.7).

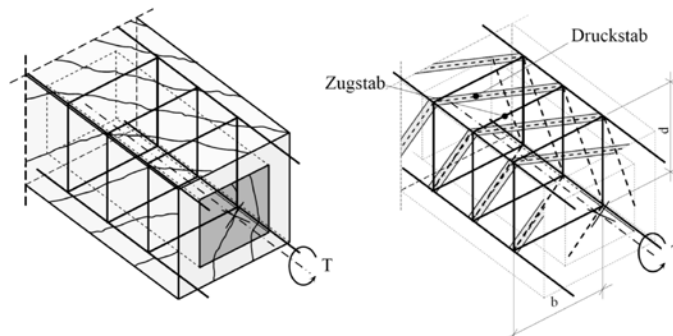


Abbildung 2.7: Fachwerkmodell bei Torsionsbeanspruchung mit vertikalen Zugstreben

Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Voll- oder Kastenquerschnitt tragen im gerissenen Zustand nach den zuvor angeführten Erläuterungen die Torsionslast weitestgehend durch den bewehrten äußeren Betonkern ab. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit wird daher ein fiktiver dünnwandiger Hohlkasten mit der Stegbreite t_{eff} angenommen. Der Theorie nach Bredt [1] stellt sich unter Torsionseinwirkung für diesen ein umlaufend konstanter Schubfluss ein, dessen Wirkungslinie den Kernquerschnitt A_k einschließt (siehe Abbildung 2.2 (c)). Den Schubspannungen nach Bredt'scher Theorie entsprechen im gerissenen Zustand des betrachteten Balkens geneigte Betondruckspannungen, die zu Strebenkräften zusammengefasst werden können und mit den durch die Bewehrung gebildeten Zugpfosten im Gleichgewicht stehen. Das sich dadurch gegebene räumliche Fachwerk mit umlaufend unter dem Winkel θ geneigten Betondruckstreben und durch die Bügel- und Längsbewehrung gebildeten Stahlzugstreben zeigt Abbildung 2.7.

Anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen an einem einzelnen Fachwerkknoten und anhand der zuvor genannten Annahmen lassen sich die folgenden bekannten Beziehungen herleiten:

$$T_w = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad (2.5)$$

$$T_l = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yl} \cdot \tan \theta \quad (2.6)$$

$$T_{\max} = 2 \cdot A_k \cdot t_{\text{eff}} \cdot \frac{\alpha_c \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.7)$$

Die wesentlichsten Unterschiede in den diversen Ansätzen ergeben sich somit für die Neigung der Druckstreben θ , für die effektive Breite des Ersatzquerschnitts t_{eff} und für die Reduktion der Druckfestigkeit α_c infolge Querszugbeanspruchung. An dieser Stelle wird ein kurzer Überblick über bestehende Modellansätze gegeben:

2.6.1 Ansatz nach Rausch [5]

Rausch [5] adaptierte das von Mörsch vorgeschlagene Fachwerkmodell für die Beschreibung des Torsionstragverhaltens von Stahlbetonbauteilen. Er ging wie Mörsch davon aus, dass die vom Beton ausgebildeten Druckstreben unter 45° geneigt sind. Die aus der Bewehrung bestehenden Zugstreben ergeben sich durch Einsetzen von $\theta = 45^\circ$ in Gleichung 2.5 und 2.6 somit zu

$$T_w = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yw} \quad (2.8)$$

$$T_l = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yl} \quad (2.9)$$

Den Kernquerschnitt A_k bezog er als Vereinfachung auf die Achse der Bügelschenkel.

2.6.2 Ansatz nach Lampert und Thürlimann [2-4]

Aufbauend auf ihren eigenen umfangreichen experimentellen Untersuchungen gehen Lampert und Thürlimann [3-5] von einem räumlichen Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ (siehe Gleichungen 2.5-2.7) auf Basis des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie aus. Da eine unbegrenzte Rotation der Druckstrebenneigung θ im Bruchzustand nicht gegeben ist, geben sie folgende Grenzen an:

$$27^\circ < \theta_{pl} < 63^\circ \Leftrightarrow 0,5 < \tan \theta_{pl} < 2,0 \quad (2.10)$$

Den Ersatzquerschnitt A_k definieren sie über die Achsen der Eck-Längsbewehrung.

2.6.3 Modell mit zusätzlichem Betontraganteil

Neben den klassischen Fachwerkmodellen existiert auch eine Vielzahl von Modellansätzen, welche dem Beton eine Tragkapazität bei der Aufnahme von Torsionsmomenten zugesteht. Stellvertretend wird an dieser Stelle das Modell von Hsu [19] und das Modell von Cowan [7] angeführt.

2.7 Normenvergleich

Im Rahmen des Arbeitspaketes 2 wurde der Fokus auf die Unterschiede in der Torsionsbemessung der folgenden internationalen Normenwerke gelegt:

- EN 1992-1-1:2011 (Europa)
- ÖNORM B 1992-1-1:2011 (Österreich)
- DIN EN 1992-1-1/NA:2013 (Deutschland)
- SIA 262:2013 (Schweiz)
- ACI 318:2011 (USA)
- CSA A23.03:2004 (Kanada)
- fib Model Code 2010 (International)

In allen untersuchten Normenwerken bildet ein räumliches Fachwerkmodell die Basis der Torsionsbemessung (siehe Abschnitt 2.6). Nichtsdestotrotz ergeben sich bei den Bemessungsregeln gegenüber Torsion zum Teil erhebliche Unterschiede in der Berücksichtigung der einzelnen Einflussparameter, wobei folgende am stärksten betroffen sind:

- Druckstrebenneigung θ
- Effektive Kernquerschnittsfläche A_k , u_k

- Effektive Druckstrebenbreite t_{eff}
- Abminderung der Druckstrebenfestigkeit aufgrund des Querkzugs α_c

Auf eine Auflistung der einzelnen Rechenapparate der jeweiligen Normen wird verzichtet. Um einen übersichtlichen Vergleich der einzelnen Normenwerke vorzunehmen, werden die wesentlichen Unterschiede daher tabellarisch gegenübergestellt (siehe Tabelle 2.1).

Abbildung 2.8 (a) zeigt das bezogene Widerstandsmoment W_T in Abhängigkeit der bezogenen Betondeckung c_{nom} für einen Rechteckquerschnitt gemäß der Vorgaben der oben genannten internationalen Normenwerke. Wie man erkennen kann, ergeben sich bei der Betrachtung des Ersatzquerschnittes A_k zum Teil massive Unterschiede, die sogar so weitreichend sind, dass der Einfluss der Bauteilbreite gemäß Eurocode 2 und den nordamerikanischen Normen ACI 318 und CSA 23.03 gegenläufige Tendenzen aufweist. Abweichungen treten auch bei der Reduktion der Druckfestigkeit infolge Querkzugbeanspruchung der Bewehrung auf. Während sich der Abminderungsfaktor α_c in Abhängigkeit der Druckfestigkeit für den Großteil der Ansätze zwischen 0,4 und 0,6 einpendelt, zeigt sich gemäß ACI 318 ein deutlich geringerer Faktor (siehe Abbildung 2.8 (b)). Diese stark abgeminderte Druckfestigkeit gemäß ACI 318 wird jedoch aufgrund des größeren Widerstandsmoment W_T wieder zum Teil wettgemacht.

Bezüglich der Neigung der Druckstreben θ des räumlichen Fachwerkes herrscht ebenso eine Uneinigkeit in den einzelnen Normenwerken, wie man anhand von Tabelle 2.8 erkennen kann. Während gemäß Eurocode 2, ÖNORM B 1992-1-1, SIA 262, MC 2010 und ACI 318 die Druckstrebenneigung θ zwischen vorgegebenen Grenzen frei gewählt werden darf, wird dieser gemäß CSA 23.03 in Abhängigkeit des Dehnungszustandes ϵ_x (M-N-V-T Interaktion) analytisch ermittelt. Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA wird der Druckstrebenwinkel in Abhängigkeit der Querkraft- und Torsionsbelastung (V-T) berechnet. Die Schweizer Norm SIA 262, welche die Querkraft- und Torsionsbemessung des Model Code 2010 LoA II aufgegriffen hat, legt hingegen die untere Grenze der Druckstrebenneigung θ_{min} in Abhängigkeit des Dehnungszustandes ϵ_x fest.

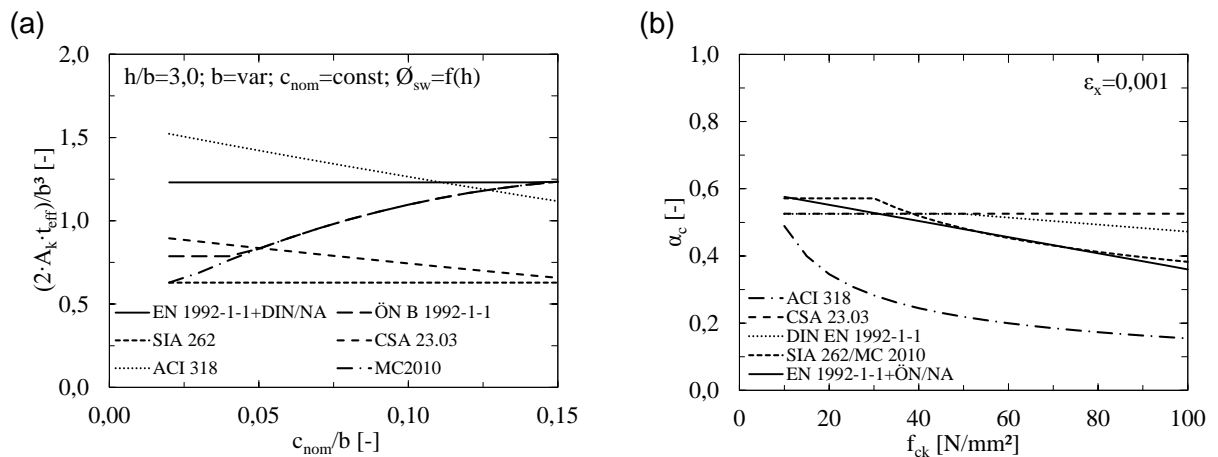


Abbildung 2.8: Normenvergleich - Bezogenes Widerstandsmoment WT in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Betondeckung c_{nom} und Bauteilbreite b (links); Abminderungsfaktor α_c aufgrund Querkzugbeanspruchung in Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} (rechts)

Tabelle 2.1 Übersicht über Berücksichtigung der verschiedenen Parameter gemäß den verschiedenen internationalen Normenwerken

Norm	u_k	A_k	θ	t_{eff}	α_c
EN 1992-1-1 (2011)	$f(t_{eff})$	$f(t_{eff})$	frei wählbar $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$\max \left\{ \frac{A_c}{u_c}; 2 \cdot \delta_{s,l} \right\}$	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot \alpha_{cw}$ $\alpha_{cw} = f(\sigma_{cp})$
ÖNORM B 1992-1-1 (2011)	$f(t_{eff})$	$f(t_{eff})$	frei wählbar $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$ $\theta_{min}=f(\sigma_{sd})$ $\sigma_{sd}=0 \rightarrow \theta_{min}=21,8^\circ$ $\sigma_{sd}=f_{yd} \rightarrow \theta_{min}=31^\circ$	$\max \left\{ \min \left\{ \frac{A_c}{u_c}; \frac{D_0}{6} \right\}; 2 \cdot \delta_{s,l} \right\}$ $D_0 = \text{größtmöglicher eingeschriebener Kreis}$	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot \alpha_{cw}$ $\alpha_{cw} = f(\sigma_{cp})$
DIN EN 1992-1-1/NA (2013)	$f(t_{eff})$	$f(t_{eff})$	$18,4^\circ < \theta = f(V_{Ed,Q+T}) < 45^\circ$ vereinfacht: $\theta=45^\circ$	$\max \left\{ \frac{A_c}{u_c}; 2 \cdot \delta_{s,l} \right\}$	$0,525 \cdot v_2$ für $f_{ck} > 50 N/mm^2$: $v_2 = \left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500} \right)$ 0,75 bei beidseitiger Bewehrung Hohlkasten
SIA 262 (2013)	-	$f(t_{eff})$	frei wählbar $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$ $\theta_{min}=f(\epsilon_x)$	$\frac{d_k}{8}$ $d_k = \text{kleinstmögli-}$	$\alpha_c = k_\epsilon \cdot \eta_{fc}$ $k_\epsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \epsilon_1} \leq 0,65$

			$\theta_{\min}=20^{\circ}+10000\varepsilon_x$	cher eingeschriebener Kreis	$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$
ACI 318 (2011)	$u_{k,sw}$	$A_{k,sw}$	frei wählbar $30^{\circ} - 60^{\circ}$	$\frac{A_{k,sw}}{u_{k,sw}}$	$\sigma_c \leq \frac{0,67 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\sin \theta \cdot \cos \theta}$
CSA A23.03 (2004)	$u_{k,sw}$	$A_{k,sw}$	$\theta=29^{\circ}+7000\varepsilon_x$	$\frac{0,5}{0,85} \cdot \frac{A_{k,sw}}{u_{k,sw}}$	$\sigma_c \leq \frac{0,25 \cdot f_{ck}}{\sin \theta \cdot \cos \theta}$
Model Code (2010)	-	$f(t_{eff})$	frei wählbar $\theta_{\min} \leq \theta \leq 45^{\circ}$ $\theta_{\min}=f(\varepsilon_x)$ $\theta_{\min}=20^{\circ}+10000 \varepsilon_x$	$\max \left\{ \frac{d_k}{8}; 2 \cdot \delta_{s,l} \right\}$ $d_k =$ kleinstmöglicher eingeschriebener Kreis	$\alpha_c = k_{\varepsilon} \cdot \eta_{fc}$ $k_{\varepsilon} = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65$ $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$

2.8 Zur Abminderung der Torsionssteifigkeit GI_T .

Wie in Abbildung 2.2 (b) ersichtlich, zeigten die Torsionsversuche von Leonhardt et al. [14], dass bei einsetzender Rissbildung die Torsionssteifigkeit GI_T sehr rasch abfällt. Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton, welches der Mikrorissbildung geschuldet ist, konnte bei den Experimenten bereits im ungerissenen Zustand (Zustand I) ein Abfall der Torsionssteifigkeit auf 50 bis 80 % der Steifigkeit nach Elastizitätstheorie beobachtet werden. Im Bruchzustand konnten sogar nur mehr Torsionssteifigkeiten im Bereich von 10-20% des Ausgangswertes erzielt werden. Bei diesen Werten muss man jedoch beachten, dass in den Versuchen die Torsionsbelastung meist dominiert. Dadurch kommt es zu einer sehr ausgeprägten Rissbildung (große Rissweiten) über die gesamte Länge des Versuchsbalkens, wodurch die Torsionssteifigkeit noch weiter reduziert wird. Bei den üblichen Brückentragwerken handelt es jedoch meist um vorwiegend biege- und schubbeanspruchte Bauteile, bei welchen die Torsionsbelastung eher eine untergeordnete Rolle zukommt. Dennoch kann es vorkommen, dass im Zuge einer Nachrechnung infolge der erhöhten Verkehrslasten und der geänderten Normensituation ein rechnerisches Defizit hinsichtlich der Torsionbewehrung (Längs- und Bügelbewehrung) bzw. der Druckstrebentragfähigkeit bei kombinierter Torsions- und Querkraftbeanspruchung auftritt.

In statisch unbestimmten Tragwerken ist die Schnittgrößenermittlung von den Steifigkeitsverhältnissen abhängig. Dadurch kann es im Zuge einer Nachrechnung, aber auch Neubemessung von Vorteil sein, die Torsionssteifigkeiten abzumindern und so die Torsionsbeanspruchung im Stützbereich zu verringern.

In den oben angeführten Normenwerken wird keine Auskunft über die Abminderung der Torsionssteifigkeit im gerissenen Zustand gegeben. Lediglich im CEB/FIP Model Code 1990 [8] (Vorgänger des fib Model Code 2010) werden Grenzwerte für die Reduktion der Torsionssteifigkeit angeführt. Die Torsionssteifigkeit darf demnach für eine Berechnung im Zustand I auf

$$(GI_T)^I = 0,72 \cdot GI_T \cdot \frac{1}{1 + 1,0 \cdot \phi}$$

abgemindert werden.

Die reduzierte Torsionssteifigkeit im Zustand II wird darin mit

$$(GI_T)^{II} = 0,24 \cdot GI_T \cdot \frac{1}{1 + 0,3 \cdot \phi}$$

angegeben.

Bei Vorhandensein von Torsions- und Schubrisen darf die Torsionssteifigkeit noch zusätzlich abgemindert werden:

$$(GI_T)^{III} = 0,12 \cdot GI_T \cdot \frac{1}{1 + 0,3 \cdot \phi}$$

Die Werte dürfen für die gesamte Bauteillänge als konstant angenommen werden. Darüber hinaus kann bei Dauerbeanspruchung der Einfluss des Betonkriechens über den Kriechbeiwert Φ berücksichtigt werden. Die Grenzwerte dürfen ohne weiteren Nachweis jedoch nicht für Hohlkastenquerschnitt angewendet werden.

Im Betonkalender 2015 Teil 2 [9] ist folgende Empfehlung für die Nachrechnung angeführt: *Bei der Schnittgrößenermittlung von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken darf die Torsionssteifigkeit GI_T für die Nachweise im GZT unter Annahme des gerissenen Zustands II auf 40 % des linear elastischen Wertes abgemindert werden.*

Wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit über die Hauptzugspannungen geführt, sodass die Bereiche an den Auflagern weitgehend im Zustand I verbleiben, ist lediglich eine Abminderung der Torsionssteifigkeit auf 70 % des linear elastischen Wertes infolge Mikrorissbildung zulässig.

Diese Festlegungen gelten sowohl für Stahlbeton- wie auch Spannbetonbrücken.

Dieser Vorschlag könnte auch im Rahmen der nächsten Überarbeitung der ONR 24008 [33] aufgegriffen werden und würde mit dem in Abschnitt 5 vorgeschlagenen Nachweiskonzept harmonieren.

3 NICHTLINEARE FINITE ELEMENTE SIMULATIONEN BEI TORSION UND KOMBINIERTER QUERKRAFT- UND TORSIONSBEANSPRUCHUNG

3.1 Zur Wahl des FE-Modells und der Materialgesetze

3.1.1 Vorbemerkung

In diesem Kapitel werden vorhandene Versuche an Rechteckbalken unter reiner Torsionsbeanspruchung durch nichtlineare FE-Berechnungen mit unterschiedlichen FE-Programmen und Materialmodellen nachgerechnet, um geeignete Werkstoffparameter und FE-Programme für die numerischen Simulationen in den nächsten Kapiteln zu wählen. Um den räumlichen Spannungszustand bei Torsionsbeanspruchung zu erfassen, wird für die Untersuchung ein 3D-FE-Modell erstellt. Die prinzipielle Eignung des 3D-Modells sollte durch Nachrechnung einiger Torsionsversuche überprüft werden.

3.1.2 Vorhandene Torsionsversuche

In den Literaturstellen [10-15] sind Versuche an Stahlbetonbalken unter Torsionsbeanspruchung beschrieben. Versuche aus [14; 13; 15] wurden für die Nachrechnung nicht weiter berücksichtigt, da in diesen Versuchen entweder hohe Querkraftbewehrungsmengen oder niedrige Betonfestigkeiten (kleiner als C25/30) verwendet wurden. Die Versuchsparameter aus [10] bis [12] sind in Tabelle 3.1 dargestellt.

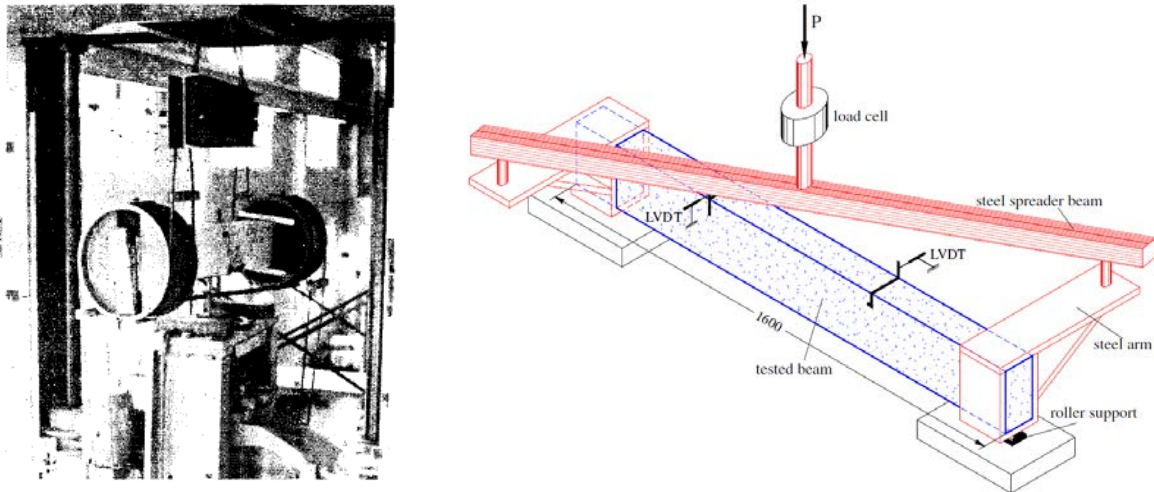


Abb. 3.1: Versuchsaufbau (links: aus [10], rechts: aus [11])

In Abb. 3.1 sind die Versuchsaufbauten für die Testprogramme [10] und [11] dargestellt. Die Versuchskörper aus [10] besitzen an den Enden je eine Klammer, welche mit einem Kräftepaar tordiert wird. In den Versuchen [11] hat der jeweilige Versuchskörper an seinen

Enden eine vertikale Lagerung und einen Lastarm. Das Torsionsmoment wird durch Belastung der Lastarme erzeugt. Bei den Versuchen in [12] wurden die Versuchskörper als Kragträger ausgebildet, deren freies Ende mit einem Kräftepaar tordiert wird.

Tabelle 3.1: Wesentliche Parameter der ausgewählten Versuchsbalken aus [10-12]

Ref.	Ver- suchs- körper	f_c [MPa]	Quer- schnitt [mm]	Länge [mm]	Längs-be- wehrung	ρ_{sl} [%]	Querkraft-be- wehrung	ρ_{st} [%]
(Ernst, 1957)	3TR-0	27,1	152 x 304	1422	4 Φ 9,5 $f_{ysl} = 370$ MPa	0,31		0
	3TR-15	27,1	152 x 304	1422	4 Φ 9,5 $f_{ysl} = 370$ MPa	0,31	Φ 6,35 e=102 mm $f_{yst} = 383$ MPa	0,41
[11]	Rb-c	28,8	150 x 300	1600	4 Φ 8 $f_{ysl} = 560$ MPa	0,22	-	0
	Rb-S5.5/160	28,8	150 x 300	1600	4 Φ 8 $f_{ysl} = 560$ MPa	0,22	Φ 5,5 e=160 mm $f_{yst} = 350$ MPa	0,20
[12]	RC	39,0	150 x 350	1600	4 Φ 16 $f_{ysl} = 502$ MPa	0,77	Φ 6 e=80 mm $f_{yst} = 251$ MPa	0,47

In den Literaturstellen [10-12] sind Torsionsmoment-Verwindungskurven nur für einen Teil der Versuche dargestellt. Bei einigen Versuchen sind lediglich das maximale Torsionsmoment und die zugehörige Balkenverdrehung dokumentiert. Sofern in den Versuchsergebnissen Last-Verformungskurven angegeben wurden, wurden diese mit den anschließenden FE-Simulationen verglichen. Da die Verdrehungen der Versuchskörper unter Torsion im Allgemeinen klein sind und die Messgenauigkeit begrenzt ist, sollte bei der Bewertung der Daten aus [10-12] diese Einschränkung berücksichtigt werden.

3.1.3 FE-Simulation und Materialgesetze

In den numerischen Berechnungen wird der Beton mit 3-D Volumenelementen, und die Bewehrung mit Stabelementen modelliert. Bei der Nachrechnung der Versuche [10] wurden die beiden FE-Programme ATENA und SOFiSTiK verwendet.

Für die Bewehrung wird ein elastisch-ideal-plastisches Materialverhalten mit einem E-Modul von 200.000 MPa und der Fließgrenze entsprechend den Angaben im Versuchsbericht zugrunde gelegt. Vereinfachend wird hierbei voller Verbund zwischen Bewehrung und Beton angesetzt. Für den Beton wird zur Berücksichtigung des Unterschiedes zwischen Zylinder- und Bauteilfestigkeit die Zylinderdruckfestigkeit mit dem Faktor 0.9 reduziert. Weiterhin

wird für den Beton ein nichtlineares Materialverhalten angenommen, wobei in ATENA das Fracture-Plastic Modell [16], während in SOFiSTiK das eigene Modell M4L [17; 18], das auf Grundlage des Microplane Modells vor kurzem an der Universität Leipzig entwickelt und an der TU Graz weiter verbessert wurde, verwendet wurde. Das Modell M4L wurde durch Nachrechnungen von zahlreichen Modell- und Bauteilversuchen verifiziert. Da es sich um ein eigenes Modell handelt, können Modifikationen bei Unstimmigkeiten zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen vorgenommen werden, um die Ergebnisse schrittweise zu verbessern. Weiterhin ist in Hinblick auf die Weiterentwicklung des Materialmodells zur Verbesserung der Kompetenz des Instituts eine Anwendung des Modells M4L sinnvoll. Für weitere Simulationen wird daher das Materialmodell M4L verwendet.

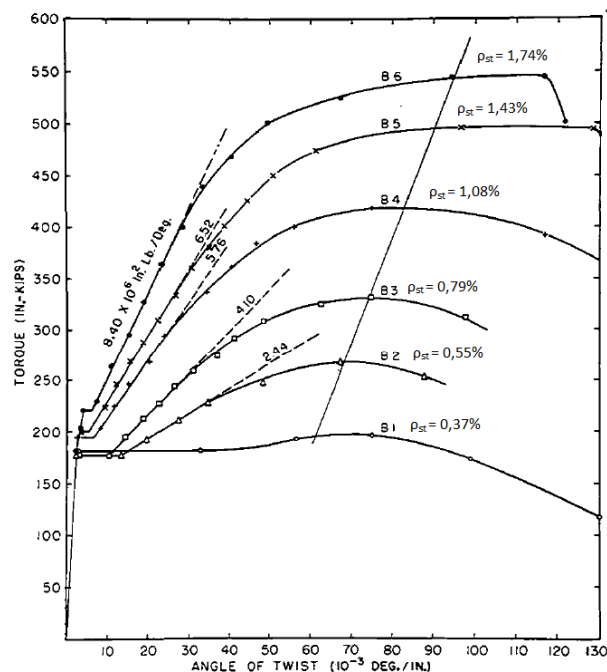


Abb. 3.2: Torsionsmoment-Verwindungskurven für Balken mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden von Hsu [19]

Bei der Aufbringung der Torsionsbeanspruchung in der numerischen Simulation ist die aus experimentellen Untersuchungen gewonnene Erkenntnis zu beachten, dass die Verwindung eines Balkens mit geringer Querkraftbewehrung nach der Rissbildung sehr stark zunimmt, siehe Abb. 3.2. Obwohl mit weggesteuerter Berechnung die Torsionsmoment-Verwindungskurve bis zur Bruchlast bzw. im Nachbruchbereich sehr gut verfolgt werden kann, ist die FE-Berechnung sehr zeitintensiv. Bei der numerischen Simulation wurde die Torsionsbeanspruchung für den Versuchskörper RC von Ameli et al. [12] weggesteuert aufgebracht. Die Rechenzeit für diesen Balken betrug ein Mehrfaches der Rechenzeit als für die anderen Versuchsbalken (3TR von Ernst [10] und Rb von Chalioris [11]), bei denen die

Torsionsbeanspruchung lastgesteuert aufgebracht wurde. Darüber hinaus ist für die Nachrechnung von Versuchen mit kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung in den nächsten Kapiteln eine lastgesteuerte Aufbringung der Last erforderlich, um die T/V-Verhältnisse von Versuchen genau abzubilden. Aus diesen Gründen wird die Beanspruchung in der numerischen Simulation generell lastgesteuert aufgebracht.

3.1.4 Eignung des FE-Modells

3.1.4.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

In Abbildung 3.3 sind die verformten FE-Modelle für den Versuchskörper 3TR-0 aus [10] mit ATENA bzw. SOFiSTiK dargestellt.

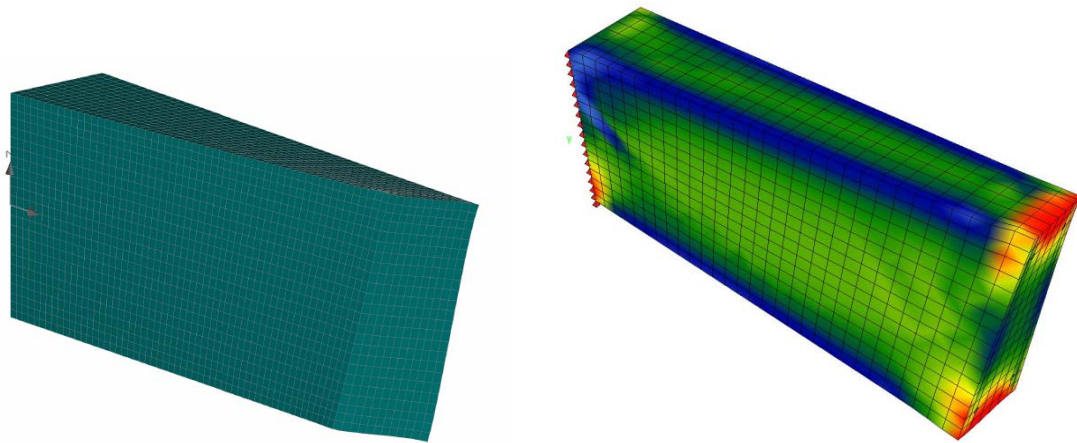
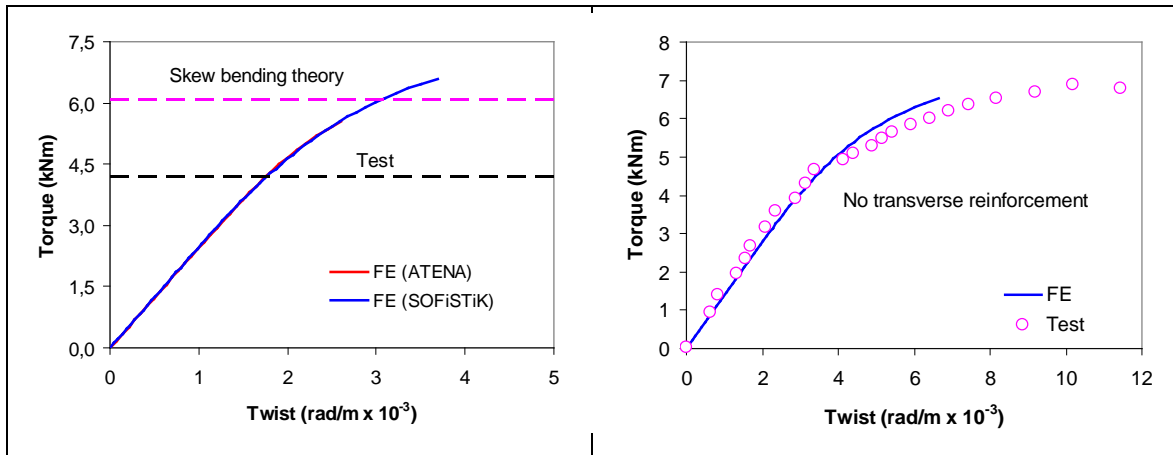


Abbildung 3.3: Verformtes Modell beim Erreichen der Bruchlast bei Körper 3TR-0 aus [1] (links: ATENA, rechts: SOFiSTiK)

In Abbildung 3.4 (links) sind die Ergebnisse beider FE Programme für den Probekörpers 3TR-0 aus [10] dargestellt. Im Versuchsbericht fehlt eine vollständige Torsionsmoment-Verwindungskurve, sodass der Vergleich der Verformungen nicht geführt werden kann. Es kann festgestellt werden, dass die beiden Programme die Torsionssteifigkeit ähnlich gut abbilden. Die Bruchmomente (ATENA: 5,55kNm, SOFiSTiK: 6,52kNm) für den Versuchskörper 3TR-0 sind jedoch wesentlich höher als das beobachtete maximale Torsionsmoment im Versuch (4,2kNm).



Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers 3TR-0 aus [10]

Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers Rb-c aus [11]

Abbildung 3.4: Vergleich zwischen Simulation und Versuch für Balken ohne Querkraftbewehrung

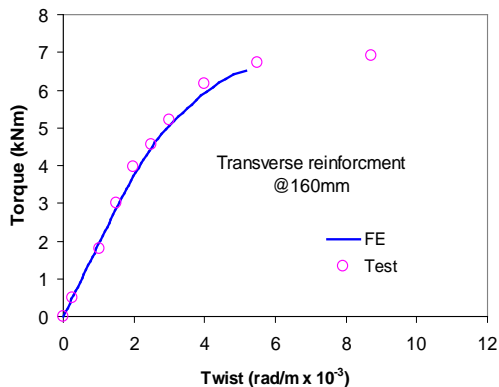
Das Risstorsionsmoment der Simulation beider FE Programme liegt bei ungefähr 4,3 kNm. Die Verwindung bei maximalem Torsionsmoment im Versuch ist $3,94 \times 10^{-3}$ rad/m. Die rechnerische Verwindung bei Bruchlast beträgt bei Berechnung mit ATENA $2,60 \times 10^{-3}$ rad/m, und mit SOFiSTiK $3,70 \times 10^{-3}$ rad/m. Die Verwindung kann mit SOFiSTiK deutlich besser als mit ATENA simuliert werden. Da bei allen anderen Berechnungen eine sehr gute Übereinstimmung der Traglast erreicht wurde, wird angenommen, dass das niedrigere beobachtete Torsionsmoment im Versuch aus dem sehr spröden Versagen und der dadurch erschwerten Versuchsdurchführung stammt, da das rechnerische Rissmoment etwa dem Bruchmoment des Versuchs entspricht.

In Abbildung 3.4 (rechts) wird die Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers Rb-c aus [11] dem Ergebnis der FE-Simulation gegenübergestellt. Die Graphik zeigt, dass das rechnerische maximale Torsionsmoment sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Die im Versuch festgestellte große Verformung kann jedoch in der Berechnung nicht nachgefahren werden. Die Stabilität der lastgesteuerten Simulation muss für den Bereich mit großer Verformung noch verbessert werden. In diesem Zusammenhang muss die Beschreibung der Verformung des Betons unter kombinierter Zug/Schubbeanspruchung durch weitere Untersuchungen verifiziert werden.

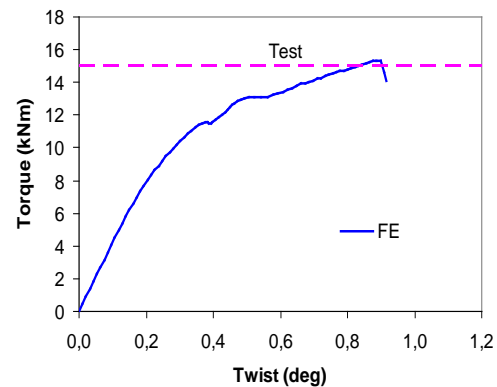
Maßgebend für das Versagen ist das Überschreiten der Zugtragfähigkeit des Betons in diagonaler Tragrichtung an den Seitenzonen des Querschnitts nach Erreichen des Risstorsionsmoments (vergleiche hierzu Abbildung 3.3 (rechts)).

3.1.4.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

In Abbildung 3.5 (links) ist der Vergleich zwischen Simulation und Versuch für den Probekörper Rb-S5.5/160 aus [11] dargestellt. Die Übereinstimmung bezüglich der Traglast ist als sehr gut zu bewerten. Das Versagen dieses Versuchskörpers tritt in den numerischen Berechnungen, ähnlich wie bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, durch Überschreiten der Zugtragfähigkeit des Betons in diagonaler Tragrichtung an den Seitenflächen des Querschnitts ein. Bei Erreichen des maximalen Torsionsmomentes ist die Spannung in der Querkraftbewehrungen noch deutlich kleiner als die angegebene Fließgrenze der Bewehrung im Versuchsbericht. Die geringe Querkraftbewehrung in diesem Versuchskörper hat somit keinen Einfluss auf die Traglast.



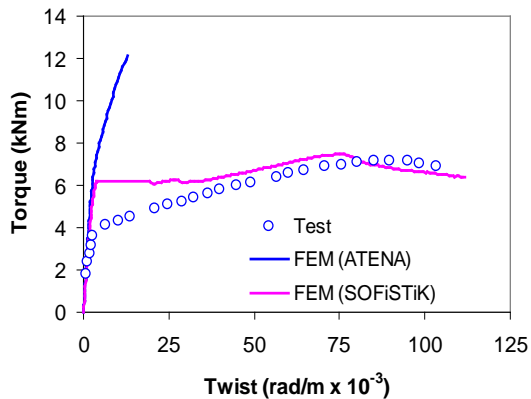
Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers Rb-S5.5/160 aus [11]



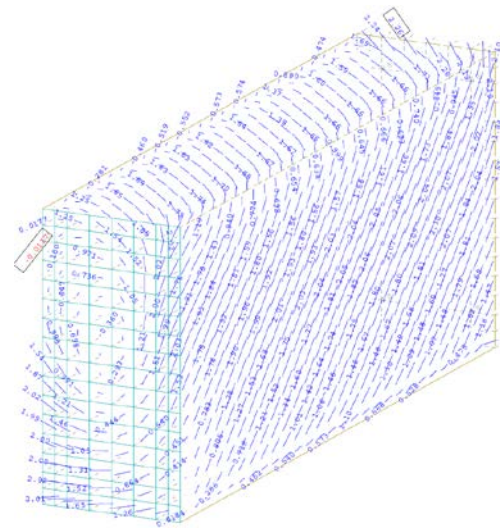
Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers RC aus [12]

Abbildung 3.5: Vergleich zwischen Simulation und Versuch für Balken mit Querkraftbewehrung

In Abbildung 3.5 (rechts) ist die Nachrechnung des Versuches RC aus [12] dargestellt. Die Übereinstimmung der Traglast ist auch hier sehr gut. Das Versagen des Versuchskörpers wird durch das Fließen der Querkraftbewehrung bestimmt. Die vorhandene Querkraftbewehrung beträgt in diesem Fall bereits das ca. 4-fache der geforderten Mindestbewehrung gemäß EC2. Im Versuchsbericht fehlen die Daten der zugehörigen Verformungen, sodass ein Vergleich der Verformungen nicht geführt werden kann. Die Ergebnisse der FE Simulation des Versuchskörpers 3TR-15 aus [10] sind den Versuchsergebnissen in Abbildung 3.6 (links) gegenübergestellt. Es kann festgestellt werden, dass die Torsionsmoment-Verwindungskurve und das maximale Torsionsmoment mit SOFiSTiK deutlich besser als mit ATENA simuliert werden können.



Torsionsmoment-Verwindungskurve des Versuchskörpers 3TR-15 aus [10]



Hauptzugspannungen bei Erreichen des Risstorsionsmoment für den Versuchskörper 3TR-15 aus [10] (Simulation mit SOFiSTiK)

Abbildung 3.6: FE Simulationsergebnisse eines Stahlbetonbalkens mit Querkraftbewehrung aus [10]

Das Versagen wird in diesem Fall durch das Fließen der Querkraftbewehrung bestimmt. Dies entspricht der Versuchsbeschreibung. In Abbildung 3.6 (rechts) sind die Hauptzugspannungen bei Erreichen des Risstorsionsmomentes gemäß der Simulation mit SOFiSTiK dargestellt. Die größten Zugspannungen treten an der Oberfläche der halben Bauteilhöhe auf. An dieser Stelle tritt letztendlich das Versagen des Versuchskörpers ohne Querkraftbewehrung auf.

3.1.5 Zusammenfassung

Die vorgenommenen numerischen Nachrechnungen zeigen, dass die Traglast des Bauteiles mit und ohne Querkraftbewehrung mit Hilfe des eigenen entwickelten Materialmodells M4L und SOFiSTiK sehr gut abgebildet wird. Ebenfalls kann das Verformungsverhalten von Bauteilen, bei denen das Fließen der Querkraftbewehrung für das Versagen verantwortlich ist, gut abgebildet werden (siehe hierzu Abbildung 3.6 (links)). Wird jedoch der Beton maßgebend für das Bauteilversagen sein, bilden die FE-Modelle das Verformungsverhalten des Bauteils etwas zu steif ab (siehe hierzu Abbildung 3.4 (rechts) und Abbildung 3.5 (links)). Weiterhin kann hierbei das Verformungsvermögen nicht ganz erfasst werden. Im Bereich der Höchstlast konnte oft keine Konvergenz gefunden werden. An dieser Stelle soll nicht unerwähnt bleiben, dass bei kleinen Verformungen in Verbindung mit sprödem Ver-

sagen die Genauigkeit der Messwerte und die Angabe zu der Lage der Messungen besonders wichtig für den Vergleich mit der Nachrechnung sind. Leider sind hierzu die Dokumentationen der vorhandenen Versuche in der Literatur nicht ausreichend. Für ein abgesichertes Modell wären daher eigene Torsionsversuche sehr hilfreich.

3.2 Bauteilen unter kombinierter Torsion/Querkraft-beanspruchung

3.2.1 Bauteilen mit Rechteckquerschnitten

3.2.1.1 Vorhandene Versuchsdaten

Versuchsdaten für kombinierte Torsions- und Querkraftbeanspruchung von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung sind kaum zu finden. In diesem Forschungsvorhaben wurden Versuche von Liu et al. [20] an Balken ohne Querkraftbewehrung und Versuchen von Rahal und Collins [21], sowie von Badawy et al. [22] mit Querkraftbewehrung durch nichtlineare 3D-FE-Modelle simuliert. Die Parameter der Einzelversuchsbalken sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt. Abbildung 3.7 zeigt den Versuchsaufbau für die Versuchsbalken aus [20-22].

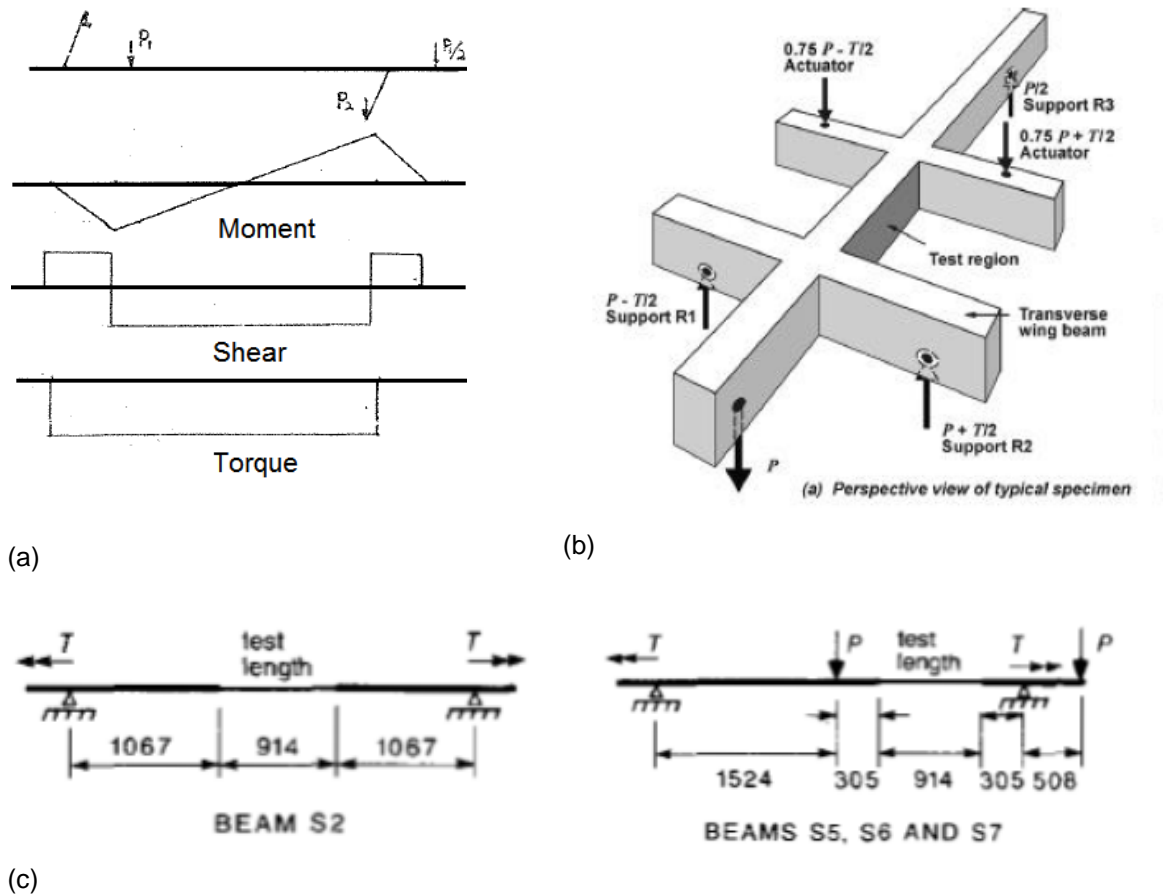


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau: (a) aus [20], (b) aus [21] und (c) aus [22]

Tabelle 3.2: Wesentliche Parameter der ausgewählten Versuchsbalken aus der Literatur [20-22]

Ref.	Ver-such-s-körper	f_c [MPa]	Quer-schnitt [mm]	Längs-be-wehrung	ρ_{sl} [%]	Quer-kraft-be-wehrung	ρ_{st} [%]	T/V [m]
[20]	HN-1	40,9	152 × 306	12 Φ 12 $f_{ysl} = 554$ MPa	1,46	-	0	∞
	HN-2	45,9	160 × 312	12 Φ 12 $f_{ysl} = 554$ MPa	1,36	-	0	0,110
	HN-3	45,9	150 × 305	12 Φ 12 $f_{ysl} = 561$ MPa	1,48	-	0	0,160
	HN-4	45,9	160 × 310	12 Φ 12 $f_{ysl} = 563$ MPa	1,37	-	0	1,000
	HN-5	49,7	160 × 310	12 Φ 12 $f_{ysl} = 561$ MPa	1,37	-	0	0,053
	HN-6	38,3	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 567$ MPa	1,51	-	0	0,033
	HN-7	38,3	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 563$ MPa	1,51	-	0	0,450
	HN-8	38,3	150 × 310	12 Φ 12 $f_{ysl} = 570$ MPa	1,46	-	0	0,000
[21]	RC2-2	38,0	340 × 640	15 Φ 25,2 $f_{ysl} = 480$ MPa	2,29	Φ 11,3 e=125 mm $f_{yst} = 466$ MPa	0,47	0,000
	RC2-4	49,0	340 × 640	15 Φ 25,2 $f_{ysl} = 480$ MPa	2,29	Φ 11,3 e=125 mm $f_{yst} = 466$ MPa	0,47	0,076
	RC2-1	54,0	340 × 640	15 Φ 25,2 $f_{ysl} = 480$ MPa	2,29	Φ 11,3 e=125 mm $f_{yst} = 466$ MPa	0,47	0,156
	RC2-3	42,0	340 × 640	15 Φ 25,2 $f_{ysl} = 480$ MPa	2,29	Φ 11,3 e=125 mm $f_{yst} = 466$ MPa	0,47	1,216
[22]	S2	30,1	152 × 305	4 Φ 19 $f_{ysl} = 475$ MPa	1,22	Φ 7,1 e=102 mm $f_{yst} = 300$ MPa	0,51	∞
	S6	30,1	152 × 305	4 Φ 19 $f_{ysl} = 475$ MPa	1,22	Φ 7,1 e=102 mm $f_{yst} = 300$ MPa	0,51	0,096
	S7	30,1	152 × 305	4 Φ 19 $f_{ysl} = 475$ MPa	1,22	Φ 7,1 e=102 mm $f_{yst} = 300$ MPa	0,51	0,238
	S5	30,1	152 × 305	4 Φ 19 $f_{ysl} = 475$ MPa	1,22	Φ 7,1 e=102 mm $f_{yst} = 300$ MPa	0,51	0,000

3.2.1.2 Beschreibung des FE-Modells

Abbildung 3.8 zeigt die FE-Modelle für die jeweiligen Versuchsbalken aus [20-22]. Um den Rechenaufwand zu minimieren, wurde das nichtlineare Materialverhalten nur für den Untersuchungsbereich zugrunde gelegt. Außerhalb dieses Bereich ist das Material linear. Da das Verhältnis zwischen dem Torsionsmoment und der Querkraft bei allen Versuchen aus der Literatur konstant gehalten wurde, erfolgten die FE-Berechnungen lastgesteuert.

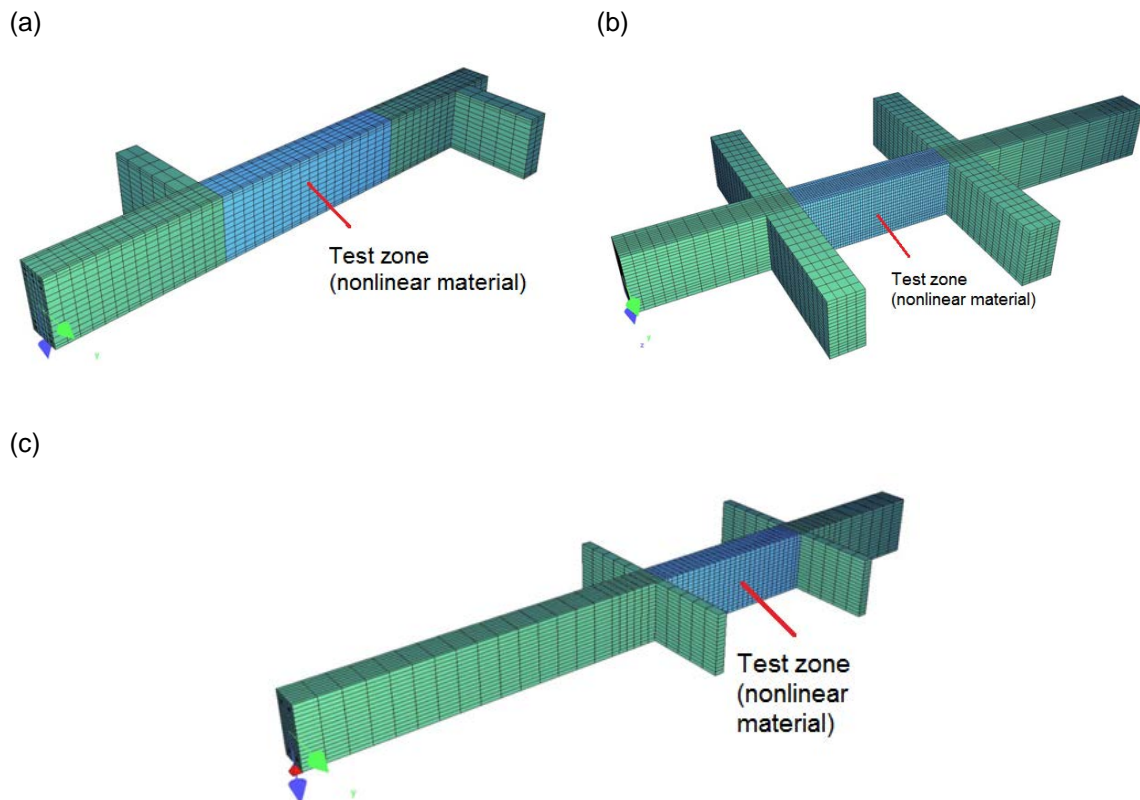
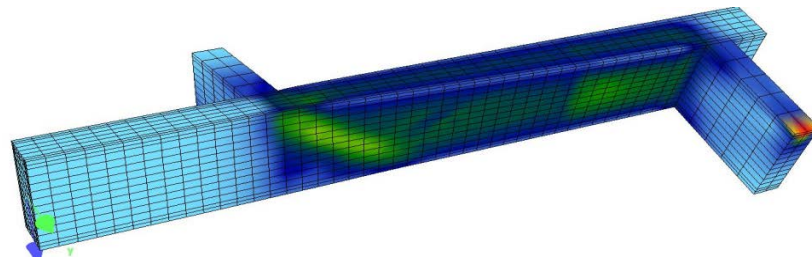


Abbildung 3.8: FE-Modelle für die Versuchskörper: (a) aus [20], (b) aus [21] und (c) aus [22]

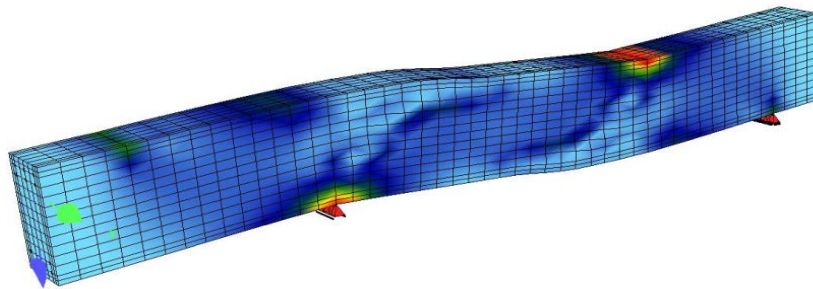
3.2.1.3 Ergebnisse der FE-Simulation

Bauteile ohne Querkraftbewehrung

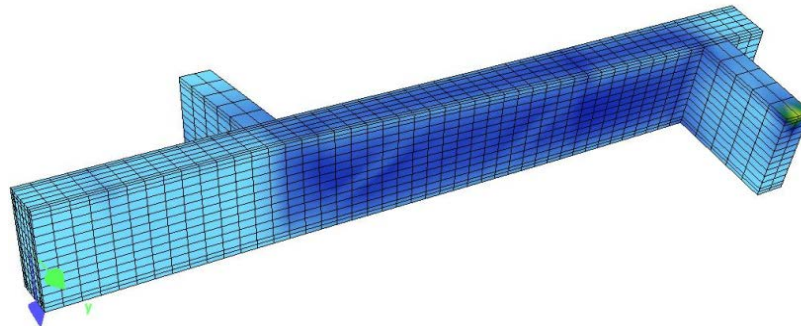
Abbildung 3.9 zeigt das verformte FE-Modell bei Erreichen der Bruchlast für drei Balken mit unterschiedlichen T/V-Verhältnissen aus dem Versuchsprogramm von Liu et al. [20].



(a) Versuch HN-1: $T/V = \infty$ (reine Torsion)



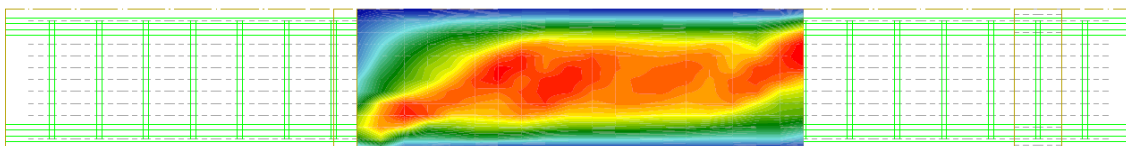
(b) Versuch HN-8: $T/V = 0$ (reine Querkraft)

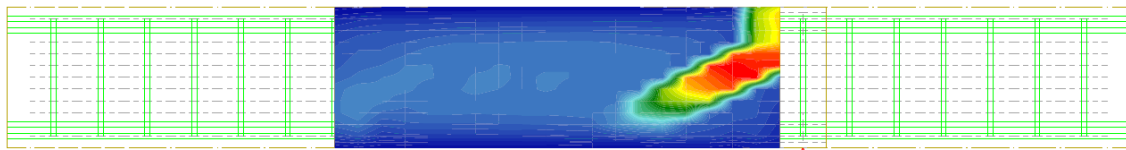


(c) Versuch HN-4: $T/V = 1$ (Kombination aus Querkraft und Torsion)

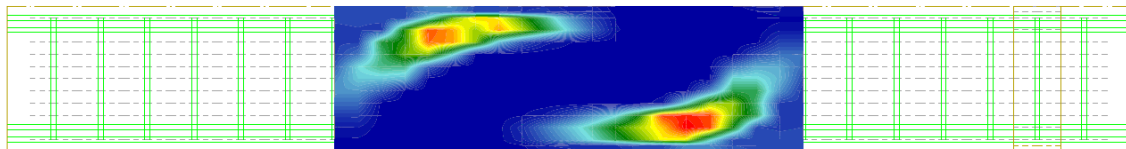
Abbildung 3.9: Simulierte Versagensarten von Balken unterschiedlicher T/V-Kombinationen

Das Versagen tritt bei den betrachteten Balken aufgrund der geneigten Schubrissbildung auf. Die Längsbewehrung kommt hierbei nicht zum Fließen. Diese Versagensart wird auch bei allen anderen Balken ohne Querkraftbewehrung ermittelt, und stimmt mit den Versuchsergebnissen überein. Die Betonzugfestigkeit bestimmt somit entscheidend die Torsions- und Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung.

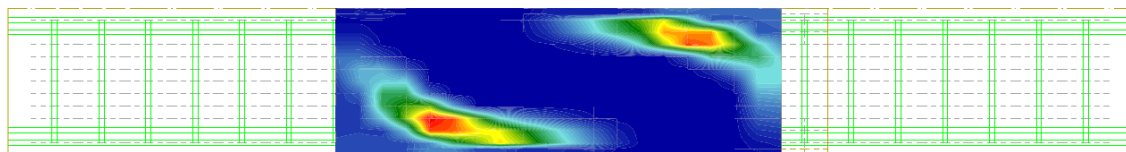




(a) Versuch HN-1: $T/V = \infty$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(b) Versuch HN-8: $T/V = 0$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(c) Versuch HN-4: $T/V = 1$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)

Abbildung 3.10: Verformungslokalisierung nach Rissbildung von Balken unterschiedlicher T/V-Kombinationen

Abbildung 3.10 zeigt anschaulich die Verformungslokalisierung (simulierte Rissbildung) auf beiden Vorder- und Rückseiten für diese Balken. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Rissbildung beim Balken unter reiner Torsionsbeanspruchung (Balken HN-1, Abbildung 3.10(a)) über das gesamte Torsionsfeld auftritt. Dies geht mit einer deutlichen Reduzierung der Steifigkeit einher, und stimmt mit den Versuchsbeobachtungen überein (vergleiche hierzu Abb. 3.2). Beim Balken unter reiner Querkraftbeanspruchung (Balken HN-8, Abbildung 3.10(b)) konzentriert sich die Verformung in zwei Rissen, jeweils links und rechts des Schubfelds. Aufgrund der starken Verformungslokalisierung ist das Schubversagen von einem Bauteil ohne Querkraftbewehrung sehr spröde. Das Versagen von Balken unter kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung ist durch eine Überlagerung von den oben erwähnten

Versagensarten an der Seite, wobei die Schub- und Torsionsrissbildungen in gleicher Richtung entstehen, gekennzeichnet. An der Seite, wo die Schub- und Torsionsrissbildungen senkrecht zu einander entstehen, ist die Verformungslokalisierung weniger ausgeprägt, siehe Abbildung 3.10(b), Balken HN-4.

Da die Torsionsmoment-Verwindungskurve in [20] nicht dokumentiert wurde, wird ein Vergleich zwischen FE-Simulation und Versuchsergebnissen nur auf Grundlage der Bruchlasten geführt.

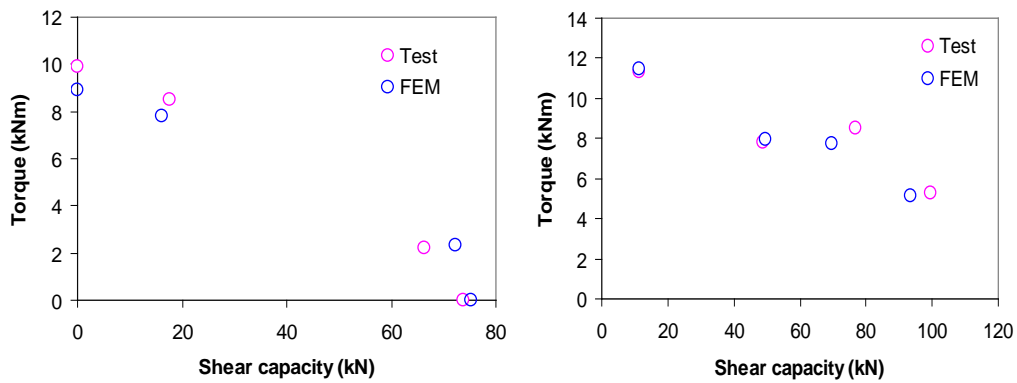
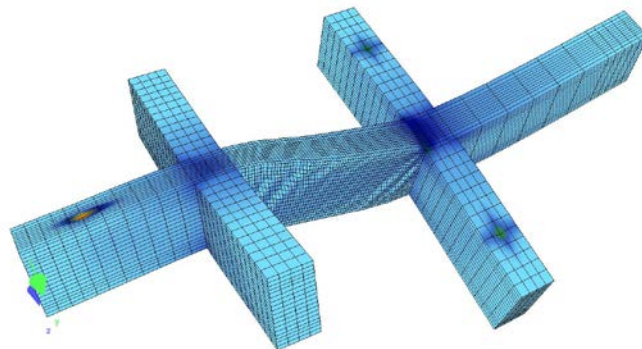


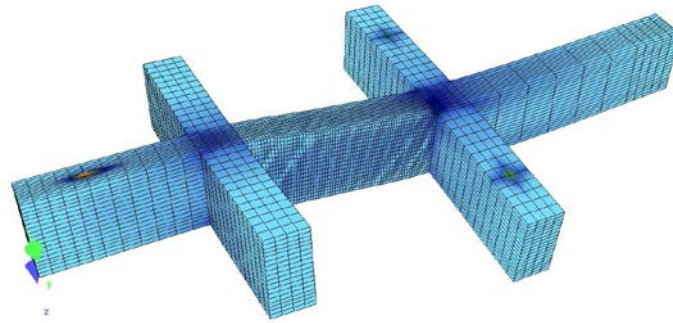
Abb. 3.11: Vergleich Versuch/Rechnung (Links: $f_c = 38,3-40,9$ MPa; Rechts: $f_c = 45,9 - 49,7$ MPa)

Abb. 3.11 zeigt den Vergleich zwischen Versuch und Rechnung. Es kann von sehr guter Übereinstimmung gesprochen werden. Die gegenseitige Beeinflussung von Querkraft und Torsion wird durch die FE-Simulation zutreffend erfasst.

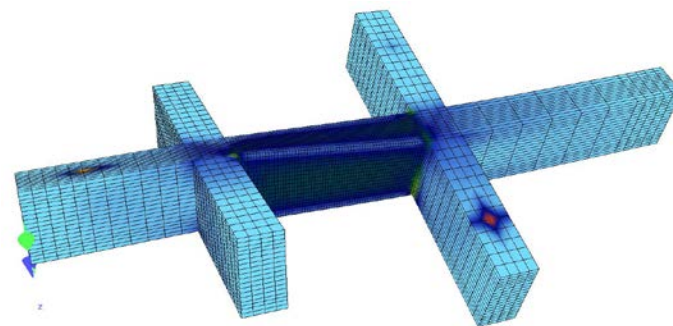
Bauteile mit Querkraftbewehrung



(a) RC2-4 ($T/V = 0,076$)



(b) RC2-1 ($T/V = 0,156$)



(c) RC2-3 ($T/V = 1,216$)

Abb. 3.12: Numerische Modelle für Balken unterschiedlicher T/V-Verhältnisse

Abb. 3.12 zeigt das verformte FE-Modell bei Erreichen der Bruchlast von drei Balken mit Querkraftbewehrung unterschiedlicher T/V-Verhältnisse aus dem Versuchsprogramm von Rahal und Collins [21]. Unterschiede bei der Verformungslokalisierung zwischen Balken unter vorwiegender Querkraftbeanspruchung (RC2-4, Abb. 3.12(a)) und Balken unter vorwiegender Torsionsbeanspruchung (RC2-3, Abb. 3.12(c)) können sehr deutlich festgestellt werden. Bei Balken unter vorwiegender Querkraftbeanspruchung verursacht das Fließen der Querkraftbewehrung das Versagen. Dies stimmt mit den Versuchsbeobachtungen überein und bedeutet, die Betonzugfestigkeit hat bei Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung im Gegensatz zu Balken ohne Querkraftbewehrung nur einen untergeordneten Einfluss.

Die Ergebnisse für die Versuche von Rahal und Collins [21] sind in Abb. 3.13 dargestellt. Der Vergleich Versuch/Rechnung zeigt, dass die Bruchlast realitätsnahe für alle Beanspruchungsarten ermittelt werden können. Die Wechselwirkung zwischen Querkraft und Torsion kann somit sehr gut erfasst werden.

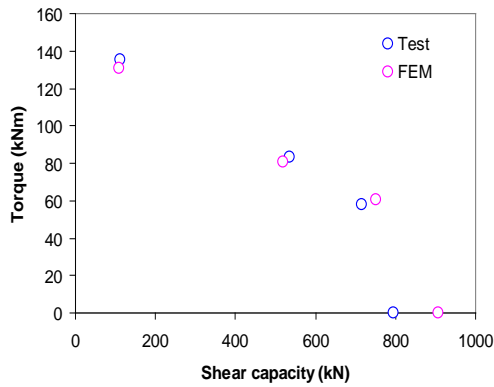
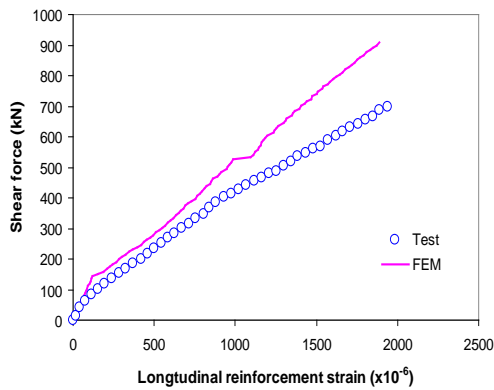
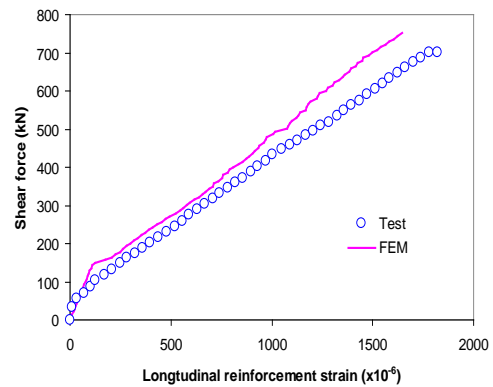


Abb. 3.13: Vergleich Rechnung/Versuch für die Versuche in [21]

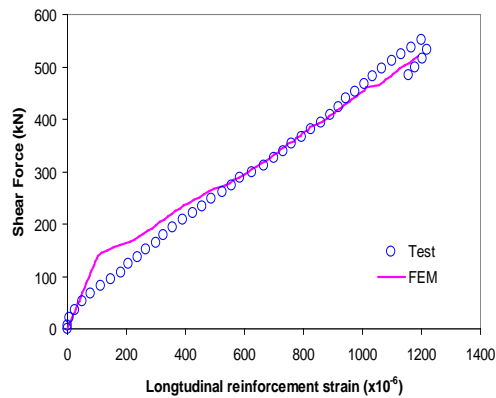
Eine Auswertung der Dehnung in der Längsbewehrung von ausgewählten Balken ist in Abb. 3.14 zu sehen. Die Risslast bei der FE-Simulation ist höher als die entsprechende Last in den Versuchen. Dies ist offensichtlich auf die Annahme der Betonzugfestigkeit in der FE-Simulation zurückzuführen; die Betonzugfestigkeit in der FE-Simulation wurde anhand der Druckfestigkeit nach Ansatz von Eurocode 2 ermittelt, da in den Versuchsberichten die Zugfestigkeit nicht angegeben wurde. Die höhere Zugfestigkeit führt ebenfalls zu einem steiferen Verhalten im FE-Modell. Der Einfluss der Zugfestigkeit auf die Traglast wird in Abschnitt 2.1.4 untersucht.



(a) RC2-2



(b) RC2-4



(c) RC2-1

Abb. 3.14: Dehnung in Längsbewehrung für ausgewählte Balken von Rahal und Collins [21]

Infolge der fehlenden Dokumentation der Torsionsmoment-Verwindungskurve von Badawy et al. [22], konnten nur die Traglasten untereinander verglichen werden. Die Ergebnisse für die Einzelbalken sind in Abb. 3.15 dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Wechselwirkung zwischen Querkraft und Torsion mit der FE-Simulation qualitativ gut erfasst wird. Quantitativ sind die Ergebnisse der FE-Simulation im Allgemeinen geringer als die entsprechenden Versuchsergebnisse. Der Grund hierfür könnte in der Angabe der Betondruckfestigkeit in den Versuchen sein. In [22] wurde nur die 28-Tage Betondruckfestigkeit angegeben. Dieser Wert kann, je nach genauem Testdatum, von der Betonfestigkeit zum Versuchsbeginn wesentlich abweichen.

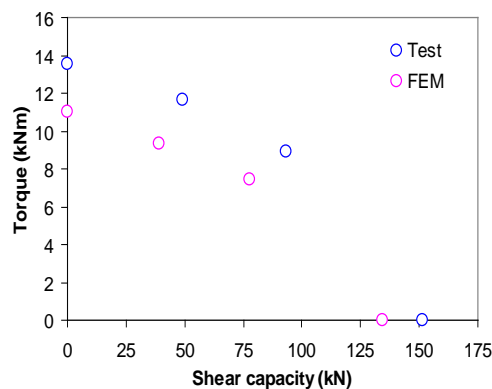


Abb. 3.15: Vergleich Versuch/Rechnung für die Versuche von Badawy et al. [22]

Die Versagensart stimmt jedoch bei allen Balken mit den Versuchsergebnissen gut überein. Das Versagen wird durch das Fließen der Querkraftbewehrung bestimmt.

3.2.1.4 Parameterstudie

Um das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter kombinierter Querkraft und Torsionsbeanspruchung besser zu verstehen, wird eine Parameterstudie mittels FE-Simulation durchgeführt. Bei der Parameterstudie werden die Einflüsse der Betonzugfestigkeit und des Bewehrungsgrads der Querkraftbewehrung sowie dessen Anordnung auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit oder ohne Querkraftbewehrung näher untersucht.

Zur Untersuchung des Einflusses der Betonzugfestigkeit wurden insgesamt acht FE-Modelle generiert. Diese Modelle sind geometrisch ähnlich wie die Versuchsbalken von Liu et al. [20]. Die Betonzugfestigkeit wurde zum einem mit dem Mittelwert f_{ctm} und zum anderen mit dem 5%-Fraktilwert $f_{ctk,0.05}$ (entspricht $0,7f_{ctm}$) angesetzt. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung wurde die Geometrie der FE-Modelle an die Abmessung der Versuchsbalken von Rahal und Collins [21] angepasst. Bei der numerischen Simulation wurden die folgenden Grenzfälle untersucht:

- Der Abstand der Bügelbewehrung in Längsrichtung entspricht der Breite des Querschnitts und wurde nicht verändert. Hingegen wurde der Querkraftbewehrungsgrad mit 0,5-, 1,0- und 2,0-Fach der Mindestbewehrung ρ_{min} variiert. Die Mindestquerkraftbewehrung ρ_{min} berechnet sich nach dem Ansatz von Eurocode 2 zu:

$$\rho_{min} = (0,15 f_{ctm})/f_{yk}$$

- Die Mindestquerkraftbewehrung ρ_{min} wurde für alle Balken gleich gehalten, während der Abstand zwischen den Bügelbewehrungsreihen mit 1/3, 2/3 und 1,0 mal der Querschnittsbreite variiert wurde.

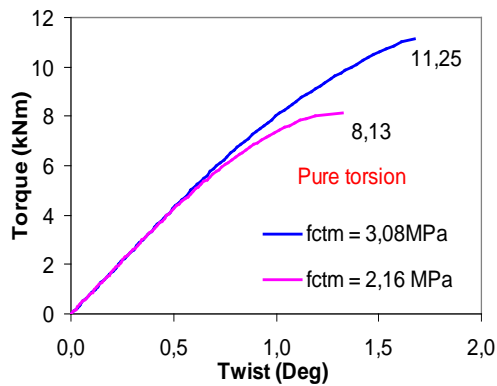
Tabelle 3.3: Hauptparameter der FE-Modelle

No.	f_c [MPa]	Querschnitt [mm]	Längs-bewehrung	ρ_{sl} [%]	Querkraft-bewehrung	ρ_{st} [%]	T/V [m]
S-1	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550$ MPa	1,51	e=50, 100, 150mm $f_{ysl} = 550$ MPa	0,5 ρ_{min} 1,0 ρ_{min} 2,0 ρ_{min}	∞
S-2	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550$ MPa	1,51	e=50, 100, 150mm $f_{ysl} = 550$ MPa	0,5 ρ_{min} 1,0 ρ_{min} 2,0 ρ_{min}	0,110
S-3	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550$ MPa	1,51	e=50, 100, 150mm $f_{ysl} = 550$ MPa	0,5 ρ_{min} 1,0 ρ_{min} 2,0 ρ_{min}	0,160

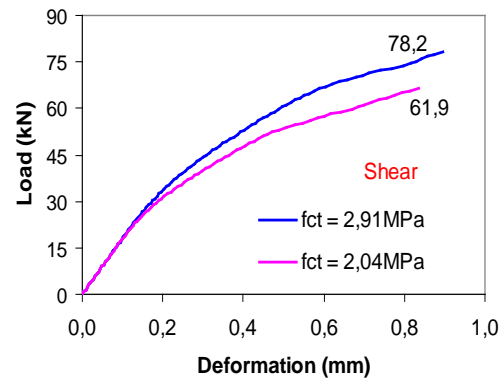
S-4	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,51	$e=50, 100, 150\text{mm}$ $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	$0,5\rho_{\min}$ $1,0\rho_{\min}$ $2,0\rho_{\min}$	1,000
S-5	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,51	$e=50, 100, 150\text{mm}$ $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	$0,5\rho_{\min}$ $1,0\rho_{\min}$ $2,0\rho_{\min}$	0,053
S-6	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,51	$e=50, 100, 150\text{mm}$ $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	$0,5\rho_{\min}$ $1,0\rho_{\min}$ $2,0\rho_{\min}$	0,033
S-7	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,51	$e=50, 100, 150\text{mm}$ $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	$0,5\rho_{\min}$ $1,0\rho_{\min}$ $2,0\rho_{\min}$	0,450
S-8	38,0	150 × 300	12 Φ 12 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,51	$e=50, 100, 150\text{mm}$ $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	$0,5\rho_{\min}$ $1,0\rho_{\min}$ $2,0\rho_{\min}$	0,000

Einfluss der Betonzugfestigkeit

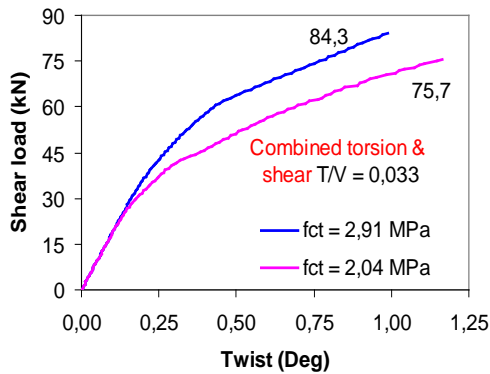
Die rechnerischen Torsionsmoment-Verdrehungskurven für einige ausgewählte Balken ohne Querkraftbewehrung sind in Abb. 3.16 dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Betonzugfestigkeit einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten der untersuchten Balken hat. Bei reiner Torsion nimmt die Traglast annähernd linear mit der Zugfestigkeit. Bei reiner Querkraft ist der Einfluss der Betonzugfestigkeit etwas geringer. Dementsprechend nimmt der Einfluss der Betonzugfestigkeit mit zunehmendem Verhältnis T/V zu.



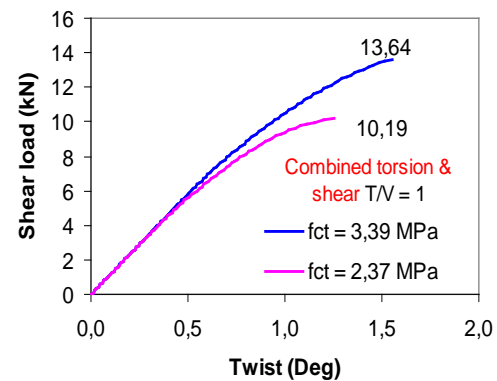
(a) $T/V = \infty$ (Pure torsion)



(b) $T/V = 0$ (Shear)



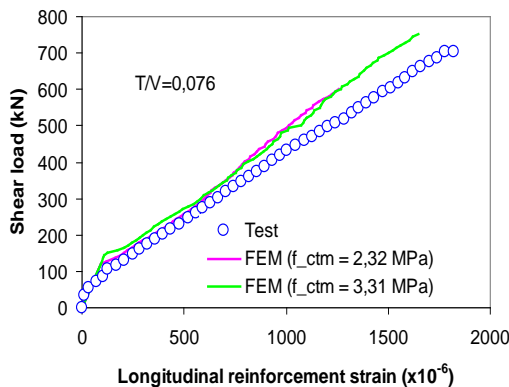
(c) $T/V = 0,033$



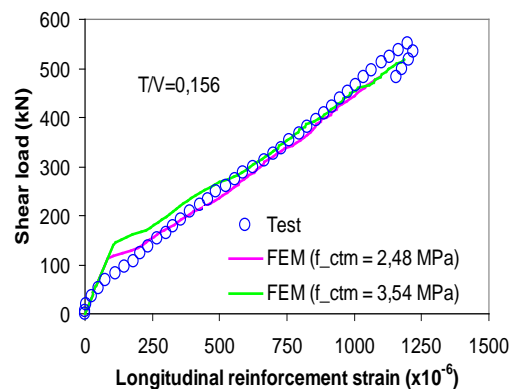
(d) $T/V = 1,0$

Abb. 3.16: Einfluss der Betonzugfestigkeit bei Balken ohne Querkraftbewehrung

Die rechnerischen Dehnungen in der Längsbewehrung für einige ausgewählte Balken mit Querkraftbewehrung sind in Abbildung 3.17 dargestellt. Die mitdargestellten Versuchsergebnisse deuten darauf hin, dass die Zugfestigkeit in Versuchen geringer als die mittlere Zugfestigkeit war. Die restlichen Balken mit Querkraftbewehrung weisen ein ähnliches Verhalten auf. Im Vergleich zu den Balken ohne Querkraftbewehrung hat die Betonzugfestigkeit einen untergeordneten Einfluss auf die Tragfähigkeit von Balken mit Querkraftbewehrung. Der geringe Einfluss der Betonzugfestigkeit kann gut mit Hilfe der FE-Simulation erklärt werden, da das Versagen von diesen Balken durch das Fließen der Querkraftbewehrung verursacht wird.



(a) $T/V = 0,076$



(b) $T/V = 0,156$

Abbildung 3.17: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf das Verhalten von Balken mit Querkraftbewehrung

Einfluss des Bewehrungsgrads und des Bügelabstands

Der Einfluss des Bewehrungsgrads und der Anordnung der Querkraftbewehrung auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung unter Schub-, Torsions- und kombinierter Schub- und Torsionsbeanspruchung ist mit der numerischen Simulation in den Abb. 3.18 und Abb. 3.19 dargestellt. Abb. 3.18 zeigt den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads (0, 0,5-, 1,0-, und 2,0-Fach von ρ_{\min}) auf die Tragfähigkeit von Balken mit unterschiedlichen T/V-Verhältnissen. Hiernach beeinflusst die Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit von Balken unter reiner Querkraftbeanspruchung entscheidend. Der günstige Einfluss der Querkraftbewehrung kann bereits bei einem Bewehrungsgrad, der geringer als die erforderliche Mindestbewehrung nach EC 2 ist, beobachtet werden. Der Grund hierfür ist die sofortige Aktivierung der Querkraftbewehrung nach der Schubrissbildung bei einer Verformungslokalisierung in einem oder zwei Schubrissen, siehe hierzu Abbildung 3.10(b) und Abb. 3.12(a)). Bei Balken unter reiner Torsionsbeanspruchung kann dagegen für einen Querkraftbewehrungsgrad im Bereich 0,5- bis 2,0-Fach von ρ_{\min} keine wesentliche Steigerung der Tragfähigkeit festgestellt werden. Diese Ergebnisse stimmen mit den Versuchsergebnissen von Hsu [19] (Abb. 3.2) gut überein. Hiernach ist die Bruchlast bei Balken mit einem Querkraftbewehrungsgrad bis zu 0,37% (etwa 3-Fache von ρ_{\min}) nicht deutlich höher als die Risslast. In diesem Zusammenhang sollte jedoch auch erwähnt werden, dass eine mögliche Laststeigerung nach der Torsionsrissbildung mit der lastgesteuerten Torsionsbeanspruchung bei der numerischen Simulation nicht befriedigend abgebildet werden kann, wenn in Wirklichkeit ein leichter Lastabfall der Torsionsmoment-Verwindungskurven nach der Rissbildung vorhanden ist, wie bereits in Abs. 3.1.3 diskutiert wurde. Mit der Abnahme des T/V-Verhältnisses kann der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads wieder deutlich festgestellt werden.

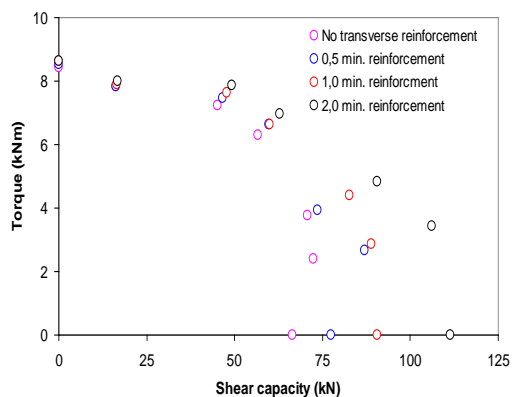


Abb. 3.18: Einfluss des Bewehrungsgrads bei Balken mit Querkraftbewehrung (Bügelabstand = 150mm)

Der Einfluss des Bügelabstands auf das Verhalten von Balken mit Mindestquerkraftbewehrung ist in Abb. 3.19 dargestellt, wobei die Querkraftbewehrung dem 1,0-Fach der Mindestbewehrung entspricht. Die Ergebnisse zeigen, dass für die gewählte Variation der Bügelabstand keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit für verschiedene Beanspruchungskombinationen aus Querkraft und Torsion hat.

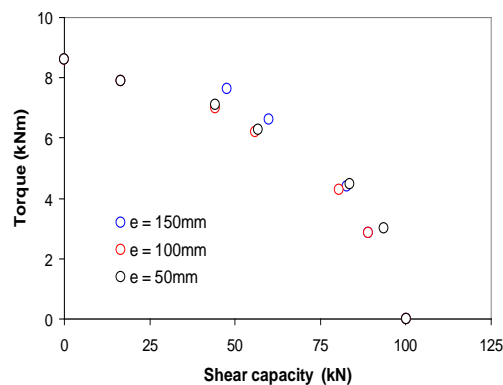


Abb. 3.19: Einfluss des Bügelabstands bei Balken mit Mindestquerkraftbewehrung

3.2.1.5 Schlussfolgerung

In diesem Kapitel wurden mittels 3D FE-Simulationen das Verhalten von Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitten unter kombinierter Schub/Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Zuerst wurde das numerische Modell mit Versuchsergebnissen von Balken ohne und mit Querkraftbewehrung validiert. Mittels einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Betonzugfestigkeit und der Querkraftbewehrung (Menge und Anordnung) auf die Tragfähigkeit untersucht. Basierend auf den Ergebnissen der numerischen Simulation können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Das im Rahmen dieses Forschungsvorhabens entwickelte FE-Modell ist für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitten unter Schub-, Torsions- und kombinierter Schub/Torsionsbeanspruchung geeignet;
- Das Versagen von Balken ohne Querkraftbewehrung unter Schub-, Torsions- und kombinierter Schub/Torsionsbeanspruchung wird durch eine geneigte Schubrissbildung verursacht. Der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Tragfähigkeit von Balken ohne Querkraftbewehrung ist bei Torsionsbeanspruchung deutlicher als bei Querkraftbeanspruchung;
- Das Versagen von Balken mit Querkraftbewehrung wird im Allgemeinen durch das Fließen der Querkraftbewehrung eingeleitet. Bei querkraftbewehrten Balken nimmt der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Tragfähigkeit ab;

- Der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads nimmt mit der Abnahme des T/V-Verhältnisses für Balken mit einem Bewehrungsgrad im Bereich von 0,5 bis $2,0\rho_{\min}$ zu; Bei reiner Querkraftbeanspruchung scheint die Festlegung einer Mindestbewehrung nicht erforderlich zu sein. Bei reiner Torsion ist die derzeit geltende Mindestbewehrung jedoch nicht ausreichend.
- Der Bügelabstand hat nur einen untergeordneten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Balken.

3.2.2 Bauteilen mit Plattenbalkenquerschnitten

3.2.2.1 Vorhandene Versuchsdaten

Versuche von Stahlbetonbalken mit T-Querschnitten unter Torsions- bzw. kombinierter Torsions- und Querkraftbelastung sind kaum vorhanden. In diesem Projekt wurden die Versuchsdaten von Chalioris [11] für Stahlbetonbalken unter reiner Torsion, sowie die Versuchsdaten von Farmer und Ferguson [24] verwendet, um das Berechnungsmodell zu verifizieren. In Tabelle 3.4 sind die Parameter der durchgeführten Versuchsserien enthalten.

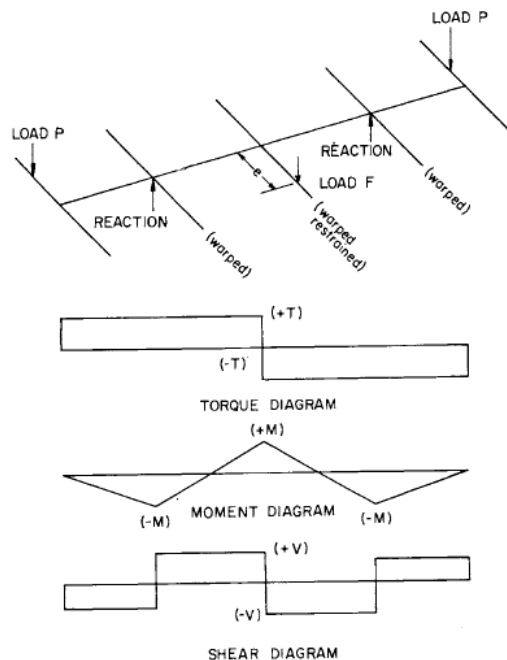


Abb. 3.20: Versuchsaufbau von [24] für Balken mit T-Querschnitten

Der Versuchsaufbau von Versuchskörper „T-c“ von Chalioris [11] ist bereits in Abb. 3.1 (rechts) dargestellt. Die Versuchsaufbauten der Testreihe „TW-1“ bis „TW-3“ von Farmer und Ferguson [24] können Abb. 3.20 entnommen werden.

Tabelle 3.4 Parameter der Versuchsbalken in [11] und [24]

Ref.	No.	f_c [MPa]	Querschnitt [mm]	Längsbewehrung	ρ_{sl} [%]	ρ_{st} [%]	T/V [m]	M/V [m]
[11]	T-c	26,5	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 150 x 250 x 300 x 50	4 Φ 8+ 2 Φ 8 $f_{ysl} = 560$ MPa	0,19	-	∞	
[24]	TW-1	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x 51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 424$ MPa	0,72	-	0,19	3,0
	TW-2	24,3	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x 51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 424$ MPa	0,72	-	0,20	1,5
	TW-3	23,2	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x 51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 424$ MPa	0,72	-	0,32	3,0

3.2.2.2 Beschreibung des FE-Modells

Abb. 3.21 zeigt die generierten FE-Modelle für die Nachrechnung der Versuchskörper T-c von Chalioris [11] (links) und der Versuchsreihe TW-1 bis TW-3 von Farmer und Ferguson [24] (rechts). Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wurde jeweils nur eine Hälfte des Stahlbetonbalkens modelliert. Für den Untersuchungsbereich wurde ein nichtlineares Materialverhalten und für den restlichen Bereich ein lineares Verhalten zugrunde gelegt. Diese Vorgehensweise sollte die Rechenzeit begrenzen. Die Berechnungen wurden last-gesteuert durchgeführt.

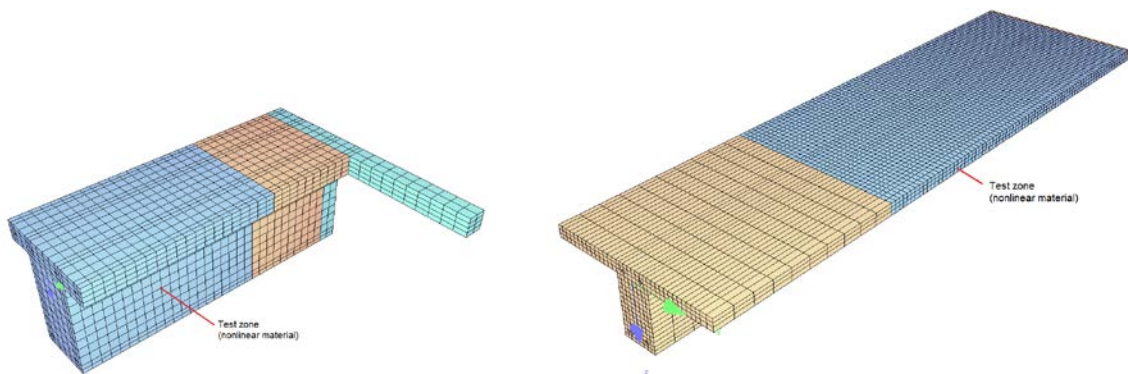
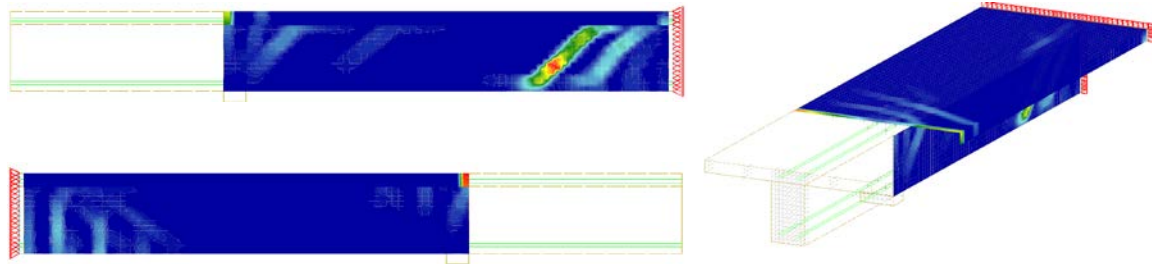


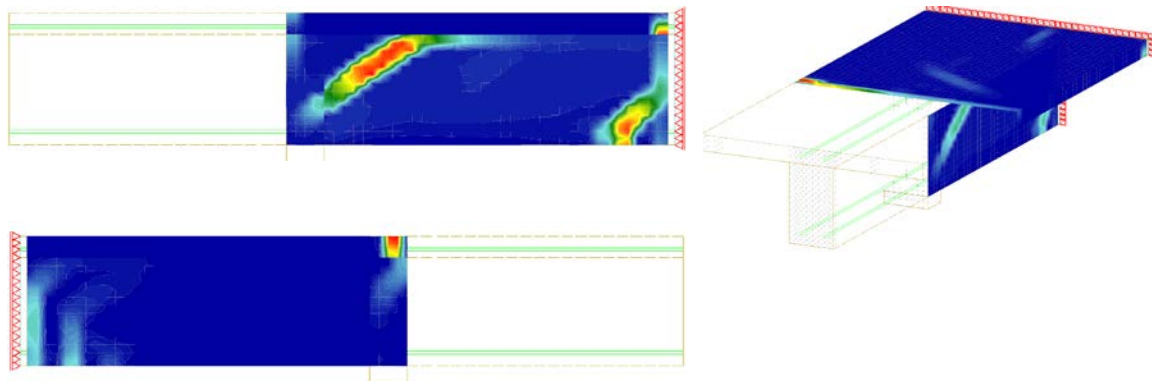
Abb. 3.21: Finite-Elemente-Modelle der Versuchskörper (links: [2]; rechts: [13])

3.2.2.3 Ergebnisse der FE-Simulation

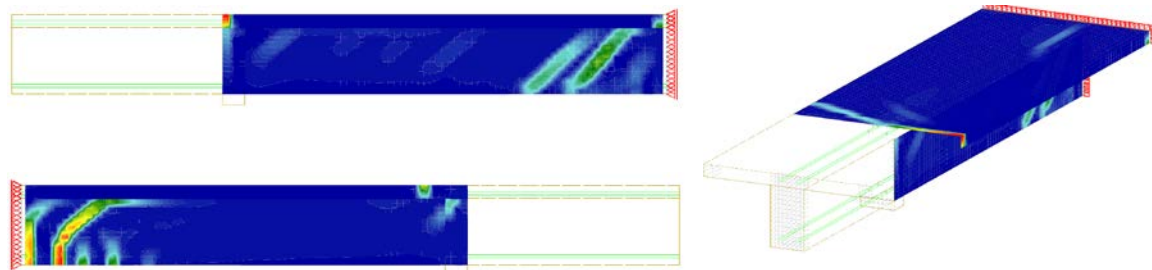
Das rechnerische Versagen tritt durch diagonale Risse im Steg der Versuchskörper sowohl bei reiner Torsionsbeanspruchung als auch bei einer kombinierten Querkraft- und Torsionsbeanspruchung auf. Ein Fließen der Längsbewehrung wurde nicht festgestellt. Dies stimmt mit den Versuchsergebnissen überein.



(a) Versuch TW-1 (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(b) Versuch TW-2 (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(c) Versuch TW-3 (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)

Abb. 3.22: Rissbild bei Bruchlast für den Versuchskörper TW-1

Abb. 3.22 zeigt anschaulich die Verformungslokalisierung (simulierte Rissbildung) auf beiden Vorder- und Rückseiten für drei Balken von Farmer und Ferguson [24]. Unter kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung ist die Rissbildung bei den gegenüberliegenden Seiten der simulierten Balken unterschiedlich und unterscheidet sich zwischen der Seite, wobei die Schub- und Torsionsrissbildungen in gleicher Richtung entstehen, und der Seite, wobei die Schub- und Torsionsrissbildungen senkrecht zu einander entstehen. Eine Gegenüberstellung der berechneten bzw. gemessenen Last-Verformungskurven in Form eines Torsions-Verdrehungsdiagrammes für Versuchskörper T-c zeigt eine sehr gute

Übereinstimmung des FE-Modells mit den Versuchsergebnissen, sowohl für die Verdrehung als auch für die Bruchlast (Abb. 2.17).

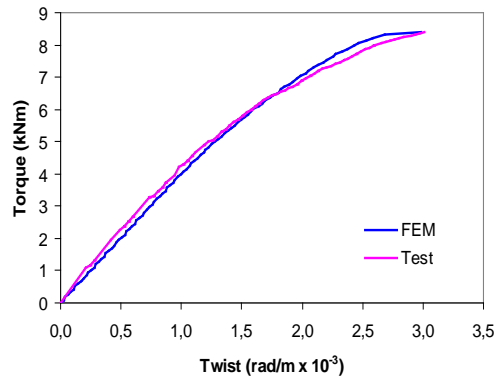


Abb. 3.23: Vergleich Versuch/Rechnung für den Versuchskörper T-c aus [11]

Farmer und Ferguson [24] geben in ihrer Versuchsdokumentation keine vollständige Last-Verformungskurve für die Versuchskörper TW-1 bis TW-3 an. Für diese Versuchskörper werden deshalb die Bruchlasten verglichen und in Tabelle 3.5 dargestellt. Es kann insgesamt festgestellt werden, dass eine gute Übereinstimmung vorliegt. Ein Vergleich zwischen den Versuchskörpern TW-1 und TW-2 lässt darauf schließen, dass ein geringes M/V-Verhältnis (siehe Tabelle 3.4) zu einer höheren Bruchlast aus Torsion und Querkraft führt.

Tabelle 3.5: Vergleich der Bruchlasten mit den Versuchsergebnissen aus [24]

Ver- suchs- körper	Test		FEM	
	Torsion (kNm)	Querkraft (kN)	Torsion (kNm)	Querkraft (kN)
TW-1	5,4	30,5	6,7	33,9
TW-2	6,0	30,2	7,5	37,8
TW-3	6,4	22,3	7,1	21,7

Werden die Versuchskörper TW-1 und TW-3 miteinander verglichen, so kann ein negativer Effekt auf die Bruchlast bei Erhöhung des T/V Verhältnisses festgestellt werden. Dieses Verhalten kann ebenfalls durch die Versuchsauswertung bestätigt werden. Bei näherer Betrachtung können kleinere Unterschiede zwischen den rechnerischen und den in [24] dokumentierten Bruchlasten festgestellt werden. Dies kann unter anderem auf die Lastaufbringung und die Vereinfachung mit einem linearelastischen Bereich im FE-Modell zurückgeführt werden. Im elastischen Bereich kommt es zu keiner Rissbildung.

Um die gegenseitige Beeinflussung von Torsion und Querkraft bei bewehrten Stahlbetonbalken mit T-Querschnitt näher zu untersuchen, wurden 5 weitere FE-Modelle, basierend auf dem Versuchskörper TW-1 erstellt. Der Versuchsaufbau ist Abbildung 3.7 zu entnehmen, die Querschnittsabmessungen des Berechnungsmodells, sowie die Bewehrungsführungen stimmen mit dem Versuchskörper TW-1 überein. Die Fließgrenze der Längsbewehrung wurde jedoch auf 550 MPa angehoben.

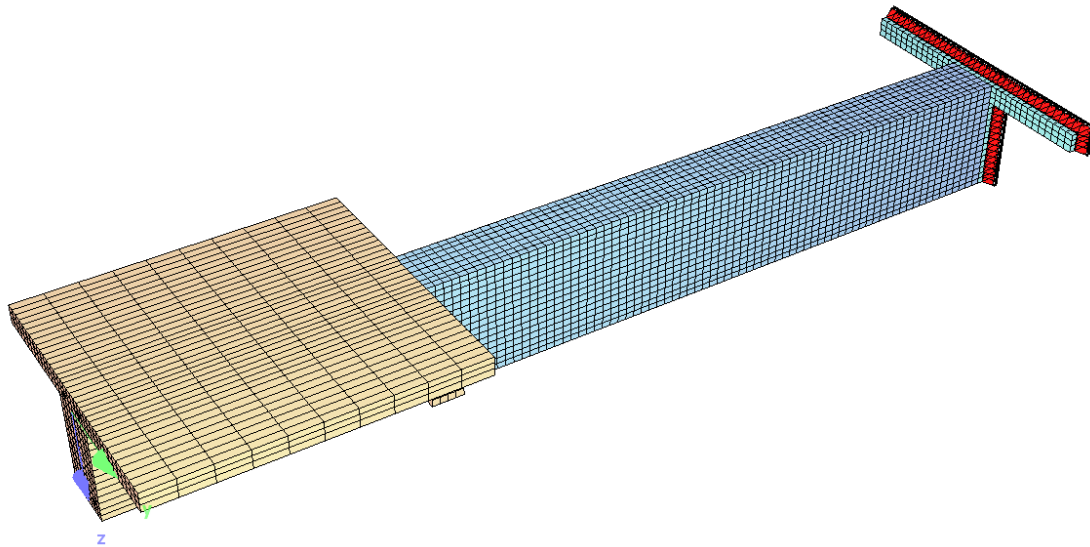


Abb. 3.24: Modell eines Stahlbetonbalkens mit rechteckigem Querschnitt zum Vergleich

Um den Einfluss der Flansche des T-Querschnitts auf die Verformung und Bruchlast zu quantifizieren wurden ebenfalls 5 FE-Modelle generiert. Dazu wurden im Vergleich zu den oben durchgeführten Berechnungen die Flansche im Bereich der Untersuchungszone entfernt. Die Flansche im Bereich der Lasteinleitung (linear-elastisches Materialmodell) wurden nicht verändert, um eine identische Lasteinleitung wie in den vorhergegangenen Berechnungen zu garantieren. Abb. 3.24 zeigt das so entstandene FE-Modell.

Tabelle 3.6: Parameter der FE-Modelle zur Quantifizierung des Einflusses der Beanspruchungskombination bzw. des Querschnitts

No.	f_c [MPa]	Querschnitt [mm]	Längsbewehrung	ρ_{sl} [%]	ρ_{st} [%]	T/V [m]	M/V [m]
TS-1	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x 51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550$ MPa	0,72	-	∞	3,0
TS-2	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x 51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550$ MPa	0,72	-	0,100	3,0
TS-3	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$	2 Φ 19+ 2 Φ 19	0,72	-	0,200	3,0

		152 x 260 x 762 x51	$f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$				
TS-4	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	0,72	-	0,300	3,0
TS-5	24,8	$b_w \times h_w \times b_f \times h_f =$ 152 x 260 x 762 x51	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	0,72	-	0	3,0
RS-1	24,8	$b \times h =$ 152 x 311	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,20	-	∞	3,0
RS-2	24,8	$b \times h =$ 152 x 311	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,20	-	0,100	3,0
RS-3	24,8	$b \times h =$ 152 x 311	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,20	-	0,200	3,0
RS-4	24,8	$b \times h =$ 152 x 311	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,20	-	0,300	3,0
RS-5	24,8	$b \times h =$ 152 x 311	2 Φ 19+ 2 Φ 19 $f_{ysl} = 550 \text{ MPa}$	1,20	-	0	3,0

Abb. 3.25 zeigt die berechneten Bruchlasten von T- bzw. Rechteckquerschnitten unter Kombinationsbeanspruchungen aus Torsion und Querkraft. Bei T-Querschnitten treten mit allen T/V-Kombinationen höhere Bruchlasten auf. Beim Balken unter reiner Querkraftbeanspruchung ist der Einfluss der Flansche deutlich geringer.

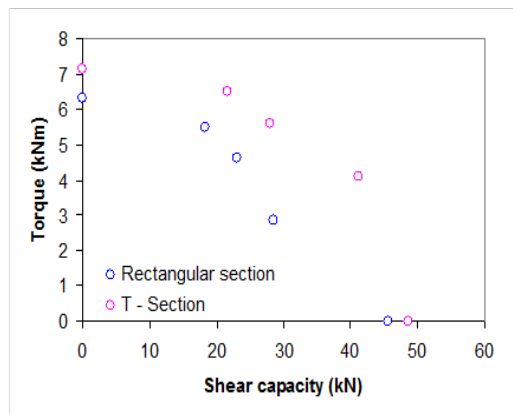
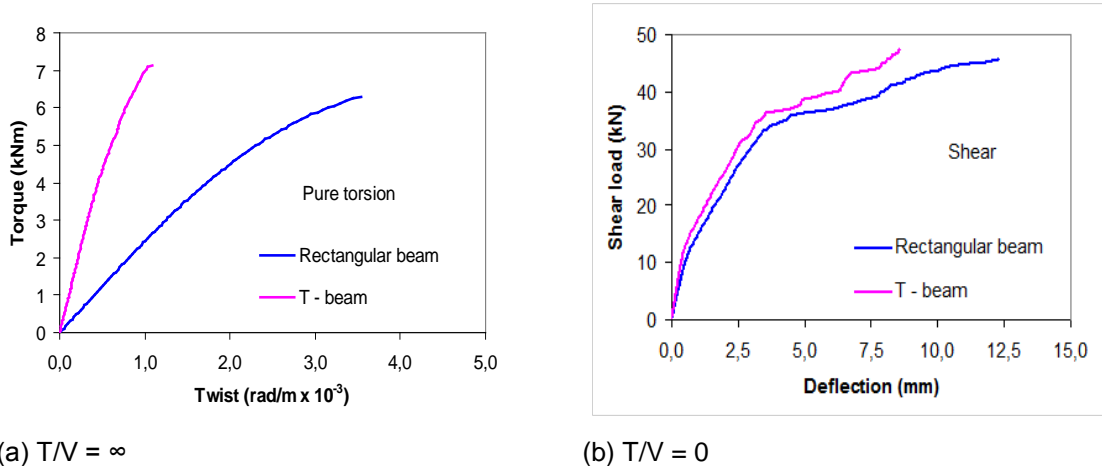


Abb. 3.25: Vergleich zwischen T- und Rechteckquerschnitt

Die berechneten Last-Verformungskurven der unterschiedlichen Querschnittsformen für die beiden Grenzfälle der reinen Torsion bzw. der reinen Querkraftbelastung sind in Abbildung 3.26 dargestellt. Der Einfluss der unterschiedlichen Anfangssteifigkeit des T- bzw. Rechteckquerschnitts ist im Falle der reinen Torsion deutlich zu erkennen. Der T-Querschnitt besitzt eine deutlich höhere Steifigkeit. Dies kann durch die Versuchsdaten von [11] belegt

werden. Bei reiner Querkraftbelastung ist die Anfangssteifigkeit des T-Balkens jedoch nur geringfügig höher.



(a) $T/V = \infty$

(b) $T/V = 0$

Abbildung 3.26: Last-Verformungskurven von Stahlbetonbalken mit T- bzw. Rechteckquerschnitt unter reiner Torsion bzw. Querkraft

3.2.2.4 Schlussfolgerung

Es wurden 3D-Finite-Elemente-Berechnungen unter Einbeziehung von realitätsnahen Materialmodellen für bewehrte Stahlbetonbalken mit T-Querschnitten durchgeführt, um deren Verhalten unter einer Kombinationsbeanspruchung aus Torsion und Querkraft zu quantifizieren. Zusammenfassend ergeben sich durch die Berechnungen folgende Erkenntnisse:

- Die generierten FE-Modelle sind in der Lage das Verhalten von bewehrten Stahlbetonbalken mit T-Querschnitten unter Kombinationsbeanspruchungen aus Torsion und Querkraft realitätsnahe abzubilden;
- Durch den Einfluss der Flansche bei T-Querschnitten kommt es bei reinen Torsionsbelastungen zu deutlich höheren Anfangssteifigkeiten im Vergleich zu Rechteckquerschnitten. Der Einfluss der Flansche bei einer reinen Querkraftbeanspruchung ist jedoch gering;
- Die Bruchlasten von Stahlbetonbalken mit T-Querschnitten unter Kombinationsbeanspruchungen aus Torsion und Querkraft sind höher als jene von vergleichbaren Balken mit Rechteckquerschnitten;
- Unter reiner Querkraftbeanspruchung ist der Einfluss der Flansche auf den Querkraftwiderstand nicht nennenswert ;

3.3 Einflusses der Vorspannung

3.3.1 Vorhandene Versuchsdaten

Zur Verifikation des 3D-FE-Modells wurden die Versuche von Wen [23] für bewehrte und unbewehrte Bauteile mit rechteckigem Querschnitt herangezogen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 3.27 dargestellt. Getestet wurde hierbei der 700mm lange Balkenabschnitt. Das Versagen trat ausschließlich in diesem Bereich auf.

Die Balken wurden zentrisch durch zwei Spannglieder mit Durchmesser von 18 mm vorgespannt. Die effektive Vorspannung nach Abzug der Spannkraftverluste betrug 322 MPa, welche einer Druckspannung von 4,36 MPa im Betonquerschnitt entsprach. Einen Überblick über die Versuchskörper gibt

Tabelle 3.7.

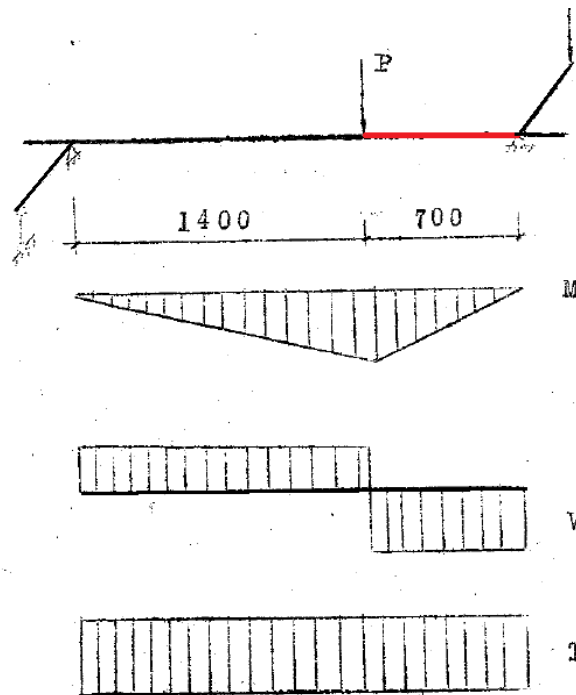


Abb. 3.27: Versuchsaufbau und zugehörige Schnittgrößen [23]

Tabelle 3.7: Maßgebende Werte der Versuche aus [23]

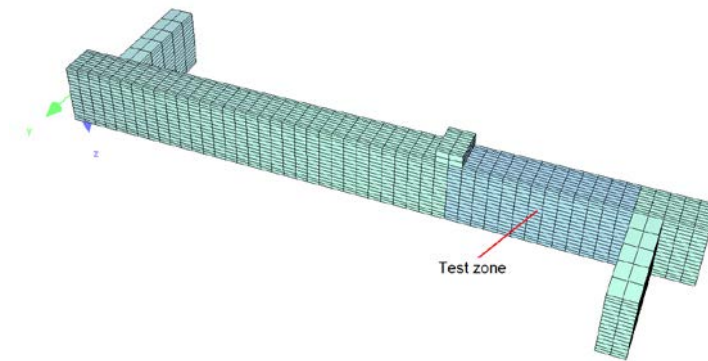
Ver-such-s-körper	f_c [MPa]	Quer-schnitt [mm]	Längsbeweh-rung	ρ_{sl} [%]	Querkraftbe-wehrung	ρ_{st} [%]	T/V [m]
NWP-1	20,7	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18* $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	-	0	∞

NWP-2	20,7	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	-	0	0,075
NWP-3	21,4	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	-	0	0,050
NWP-4	21,4	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	-	0	0,025
NWP-5	21,4	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	-	0	0,000
WP-1	21,4	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	Φ 6,5 e=150 mm $f_{yst} = 260$ MPa	0,29	∞
WP-2	22,0	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	Φ 6,5 e=150 mm $f_{yst} = 260$ MPa	0,29	0,075
WP-3	18,1	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	Φ 6,5 e=150 mm $f_{yst} = 260$ MPa	0,29	0,050
WP-4	22,0	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	Φ 6,5 e=150 mm $f_{yst} = 260$ MPa	0,29	0,025
WP-5	18,1	150 x 250	2 Φ 8+4 Φ 18 $f_{ysl} = 438$ MPa	2,03	Φ 6,5 e=150 mm $f_{yst} = 260$ MPa	0,29	0,000

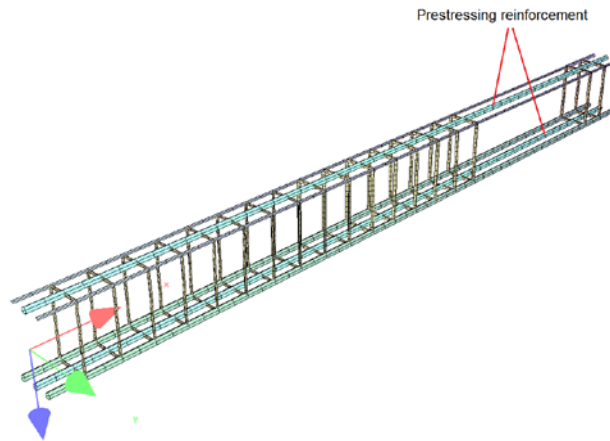
* Bewehrung in Druckzone: 2 Φ 8+1 Φ 18 (Vorspannung), in der Zugzone: 2 Φ 18+1 Φ 18 (Vorspannung). Die Fließgrenze der Φ 8 Bewehrungsstäbe beträgt 334 MPa, jene der Φ 18 649 MPa.

3.3.2 Beschreibung des FE-Modells

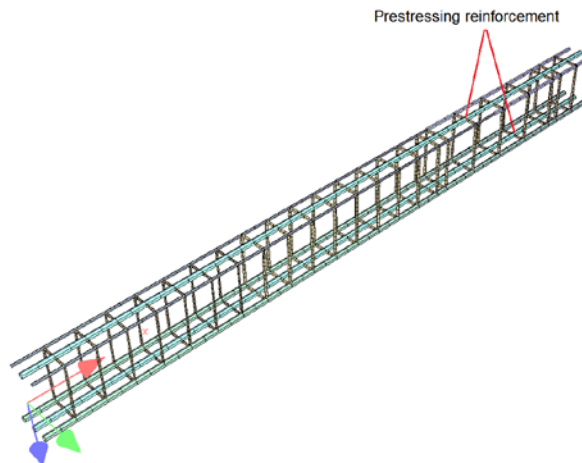
Ähnlich zu den Berechnungen der nicht vorgespannten Stahlbetonbalken in den vorangegangenen Kapiteln, wurde auch hier lediglich der Untersuchungsbereich mit dem nichtlinearen Materialmodell (M4L) modelliert. Außerhalb dieses Bereichs wurde das Materialverhalten linear-elastisch angenommen. Die Einleitungslänge der Vorspannung wurde daher vernachlässigt. Abb. 3.28 zeigt das FE-Modell der Versuchskörper sowie die Modellierung der Bewehrung.



(a) Finite-Elemente-Netz des Versuchsbalkens



(b) Bewehrungsführung der Versuchsbalken ohne Querkraftbewehrung



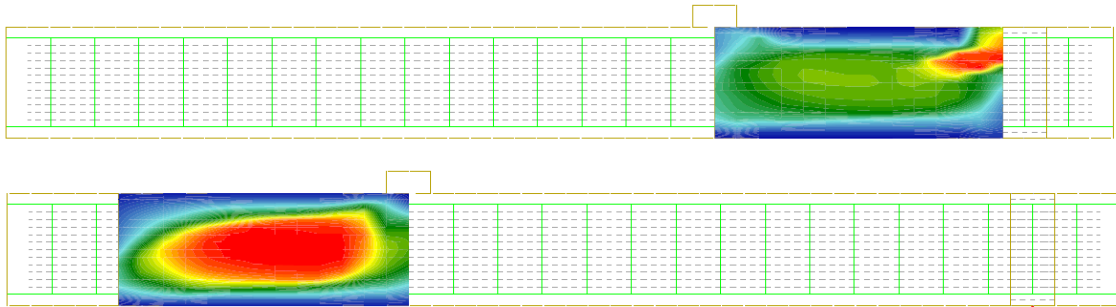
(c) Bewehrungsführung der Versuchsbalken mit Querkraftbewehrung

Abb. 3.28: Modellierungsdetails der Versuchskörper aus [23]

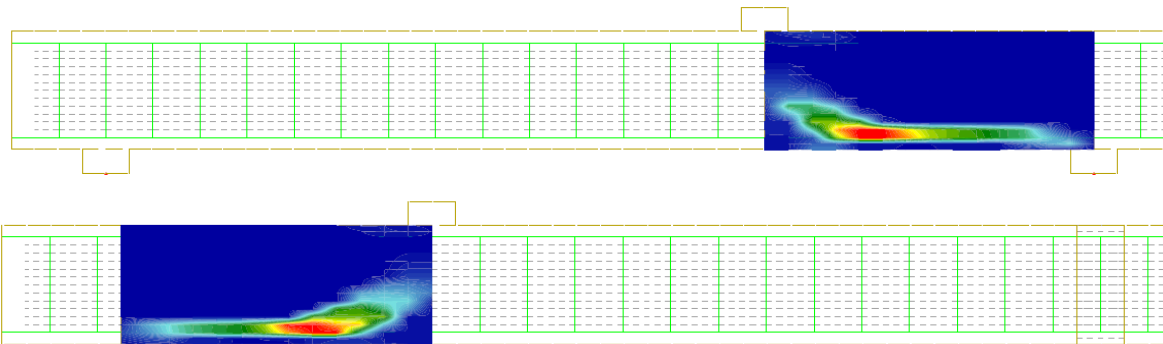
3.3.3 Ergebnisse der FE-Simulation

3.3.3.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

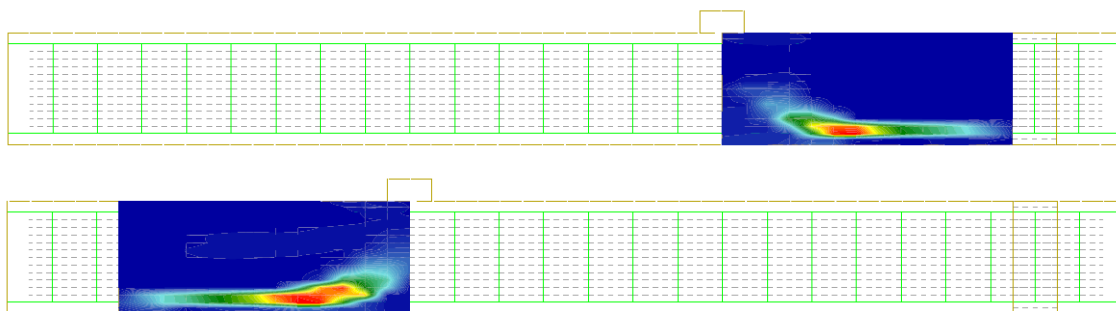
Die 3D-FE-Simulationen zeigen, dass alle Balken ohne Querkraftbewehrung durch eine geneigte Schubrissbildung im Untersuchungsbereich versagen. Ein Fließen der Längsbewehrung konnte dabei nicht festgestellt werden.



(a) Versuch NWP-1: $T/V = \infty$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(b) Versuch NWP-5: $T/V = 0$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)



(c) Versuch NWP-2: $T/V = 0,075$ (oben: Vorderseite, unten: Rückseite)

Abbildung 3.29: Rissbilder der Balken

In Abbildung 3.29 werden die unterschiedlichen Rissbilder für 3 Balken unter verschiedenen Kombinationen der Querkraft- und Torsionsbeanspruchung beim Auftreten der Bruchlast dargestellt. Ähnlich wie bei den Balken ohne Vorspannung hängt die Rissbildung von der

Art der Beanspruchung ab. Die Rissbildung tritt beim Balken unter reiner Torsionsbeanspruchung (Balken NWP-1, Abbildung 3.29(a)) über das gesamte Torsionsfeld auf, während sich das Versagen beim Balken unter reiner Querkraftbeanspruchung (Balken NWP-5, Abbildung 3.29 (b)) in einem Schubriss lokalisiert. Das Versagen von Balken unter kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung (Balken NWP-2 bis NWP-4) ist eine Mischung der beiden genannten Charakteristiken, wobei die Seite mit Schub- und Torsionsrissbildungen in gleicher Richtung maßgebend ist. Ein Vergleich zwischen Versuch und Rechnung ist in Abb. 3.30 dargestellt. Es kann eine gute Übereinstimmung erzielt werden.

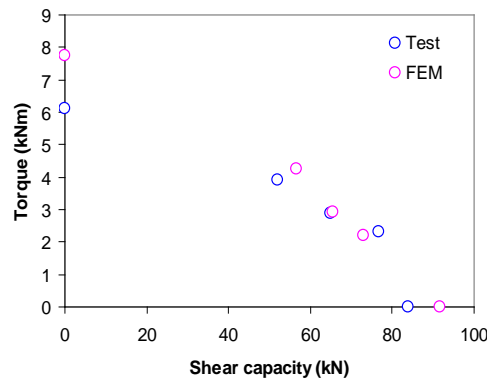
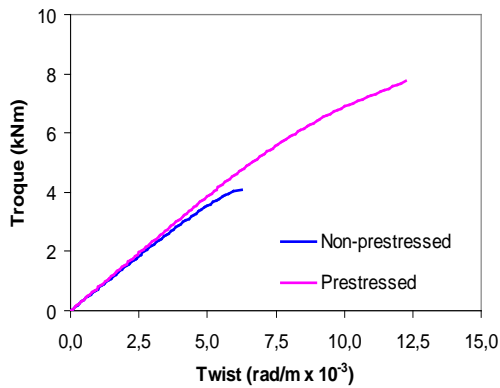
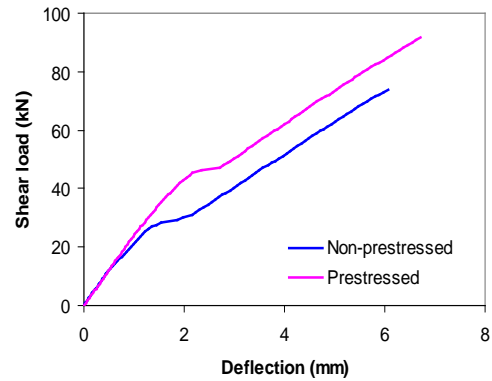


Abb. 3.30: Vergleich Versuch/Rechnung für vorgespannte Balken ohne Querkraftbewehrung

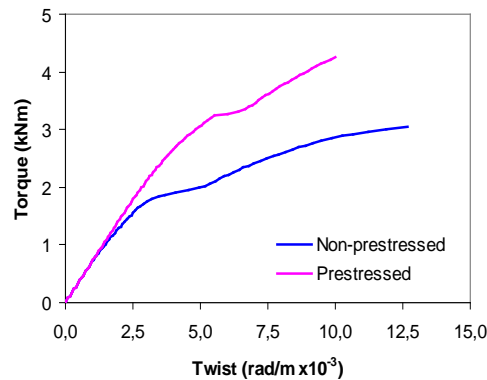
Um die Auswirkungen der Vorspannung auf die Bruchlast zu quantifizieren, wurden ebenfalls Balken mit Abmessungen und Bewehrungen wie bei den Balken NWP-1 bis NWP-5 ohne Vorspannung untersucht. Die Last-Verformungskurven einiger vorgespannter bzw. schlaff bewehrter Stahlbetonbalken können Abb. 3.31 entnommen werden. Dabei ist ein eindeutiger Einfluss der Vorspannung zu beobachten. Generell führt die Vorspannung bei allen Belastungsszenarien zu einer Zunahme der Riss- und Bruchlast. Der Einfluss der Vorspannung auf die Torsionstragfähigkeit scheint größer zu sein als auf die Querkrafttragfähigkeit.



(a) $T/V = \infty$ (reine Torsion)



(b) $T/V = 0$ (reine Querkraft)



(c) $T/V = 0,075$ (Kombination aus Querkraft und Torsion)

Abb. 3.31: Einfluss der Vorspannung bei Balken unter Torsion und Querkraft

3.3.3.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Der Abstand der Bügelbewehrung beträgt bei allen Balken 150mm. Dies entspricht der Breite des Querschnitts, und ist deutlich geringer als die Querschnittshöhe. Der Querkraftbewehrungsgrad beträgt bei dieser Konfiguration 0,29 % und entspricht somit mehr als der 3.-fachen Mindestquerkraftbewehrung nach EC2. Die Berechnung wurde lastgesteuert durchgeführt. Die rechnerischen Bruchlasten und die Versuchsergebnisse sind in Abb. 3.32 dargestellt. Ein Vergleich der berechneten Bruchlasten mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass mit Ausnahme von reiner Torsion die Berechnungen konservative Ergebnisse zeigen.

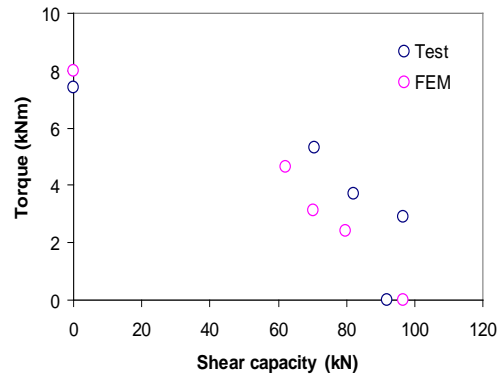


Abb. 3.32: Vergleich Versuch/Rechnung für Balken mit Bewehrung

Eine Überprüfung der Spannungen in der Bewehrung bei Erreichen der Bruchlast ergab, dass die Querkraftbewehrung, mit Ausnahme bei reiner Schubbelastung, nicht ins Fließen kommt.

Der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads wurde ebenfalls untersucht. Dazu wurde die Querkraftbewehrungsmenge mit der 0,5-, 1,0- und 2,0-fachen Mindestbewehrung ρ_{min} nach EC2 variiert. Die Fließgrenze der Querkraftbewehrung wurde mit 260 MPa, welche jener der Versuchsserie entspricht, angenommen. Die rechnerischen Bruchlasten sind in Abbildung 3.33 dargestellt. Man kann erkennen, dass der Einfluss der Bewehrung bei einer Kombinationsbeanspruchung aus Torsion und Querkraft gering ist. Bei reiner Querkraftbeanspruchung ist der Einfluss eines höheren Querbewehrungsgrades jedoch deutlich zu erkennen. Der Einfluss ist jedoch deutlich geringer als bei Bauteilen ohne Vorspannung.

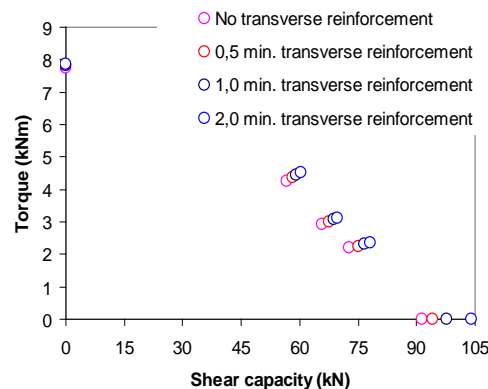


Abbildung 3.33: Einfluss der Querkraftbewehrung auf die Bruchlast bei vorgespannten Stahlbetonbalken

3.3.4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse lassen folgende Schlussfolgerungen zu:

- Die generierten FE-Modelle sind in der Lage das Verhalten von Spannbetonbalken unter Kombinationsbeanspruchungen aus Torsion und Querkraft realitätsnahe abzubilden;
- Durch die Vorspannung kommt es bei reinen Torsionsbelastungen zu einer deutlich höheren Risskraft im Vergleich zu Stahlbetonbalken ohne Vorspannung. Hierdurch ist die Traglast von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung entsprechend hoch.
- Die Bruchlasten von Spannbetonbalken unter Kombinationsbeanspruchungen aus Torsion und Querkraft sind höher als jene von vergleichbaren Balken ohne Vorspannung;

Aus dem erhaltenen T/V-Interaktionsdiagramm (Abbildung 3.6) lässt sich schließen, dass sich Spannbetonbalken prinzipiell ähnlich wie Balken ohne Vorspannung verhalten;

4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM THEMA DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

4.1 Allgemeines

Neben der Erstellung eines praxisgerechten und abgesicherten Ingenieurmodells wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ebenso ein Hauptaugenmerk auf die experimentelle Untersuchung des Schubtragverhaltens gelegt, um somit die Mechanismen, welche bei der Abtragung von Querkräften wesentlich beteiligt sind, besser verstehen zu können. Dazu wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen insgesamt 24 Querkraftversuche durchgeführt. Nachstehend wird eine detaillierte Beschreibung der Experimente sowie der daraus gewonnenen Ergebnisse dargestellt. Neben dem Einsatz von konventioneller Messtechnik (Kraftmessdosen, induktive Wegaufnehmer, Dehnmessstreifen usw.) wurde im Zuge dieser Versuchsreihen erstmalig der Fokus auf den Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems gelegt. Dadurch war es möglich die Deformationen des Schubfeldes vollflächig in einer vordefinierten Messfrequenz messtechnisch zu erfassen. Die dadurch gewonnenen Informationen über das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten des gesamten „kritischen Schubrisses“ konnten somit erstmalig zur Untersuchung des Tragverhaltens herangezogen werden.

Eine detaillierte Auswertung der unterschiedlichen Messungen jedes einzelnen Versuchsbalkens wird in Anhang A angeführt.

4.2 Versuchsreihe Stahlbeton

Im Rahmen der Querkraftversuche an Stahlbetonbalken sollten die folgenden Einflussparameter gezielt untersucht werden:

- Einfluss der Bauteilhöhe h
- Einfluss der Flanschbreite b_{fc}
- Einfluss der Betongüte
- Einfluss eines geringen Schubbewehrungsgrads ρ_w

4.2.1 Versuchskörper

4.2.1.1 Abmessungen und Bewehrungsführung

Die Abmessungen sowie Details zur Bewehrungsführung sind in Abbildung 4.1 dargestellt bzw. in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die Bezeichnung der Versuchskörper lässt einen direkten Rückschluss auf die Untersuchungsparameter zu. Der erste Großbuchstabe gibt Auskunft über den Querschnittstyp (R = Rechteckquerschnitt, T = T-Querschnitt), gefolgt

und betrug im Mittel 1,2%. Dies soll einen praxisnahen Wert für den Bewehrungsgrad in Auflagernähe widerspiegeln.

Tabelle 4.1: Abmessungen der Versuchskörper und Details zur Bewehrung

Versuchskörper	h	d	b _w	b _{fc}	Längsbewehrung	Querkraftbewehrung	ρ _w
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			[%]
Träger ohne Schubbewehrung							
R250o60	250	230	75	-	4Ø8	-	
R250o35	250	230	75	-	4Ø8	-	
R500o60	500	460	150	-	4Ø16	-	
R500o35	500	460	150	-	4Ø16	-	
R1000o60	1000	920	300	-	2Ø30 + 2Ø36	-	
R1000o35	1000	920	300	-	2Ø30 + 2Ø36	-	
T250o60	250	230	75	150	4Ø8	-	
T500o60	500	460	150	300	4Ø16	-	
T1000o60	1000	920	300	600	2Ø30 + 2Ø36		
Träger mit Schubbewehrung							
R250m60	250	230	75	-	4Ø8	1Ø3/100	0,094
R250m35	250	230	75	-	4Ø8	1Ø4/150	0,112
R500m60	500	460	150	-	4Ø16	1Ø6/200	0,094
R500m351	500	460	150	-	4Ø16	1Ø6/200	0,094
R500m352	500	460	150	-	4Ø16	2Ø4/200	0,084
R500m353	500	460	150	-	4Ø16	2Ø4/150	0,112
R1000m60	1000	920	300	-	2Ø30 + 2Ø36	1Ø12/400	0,094
R1000m35	1000	920	300	-	2Ø30 + 2Ø36	2Ø6/200	0,094
T250m60	250	230	75	150	4Ø8	1Ø3/100	0,094
T500m60	500	460	150	300	4Ø16	1Ø6/200	0,094
T1000m60	1000	920	300	600	2Ø30 + 2Ø36	1Ø12/400	0,094

Der geometrische Querkraftbewehrungsgrad ρ_w wurde in Anlehnung an den vorgeschlagenen Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_c} / f_{yw}$ gemäß ÖN EN 1992-1-1 [36] gewählt. Dieser Mindestgehalt schwankt für die verwendeten Baustoffe zwischen 0,07% und 0,11%. Der vorhandene Schubbewehrungsgehalt ρ_w wurde zwischen 0,084% und 0,112% variiert. Die genauen Angaben zur Querkraftbewehrung sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die Schubbewehrung besteht im Versuchsfeld entweder aus senkrechten zweischnittigen Bügeln oder aus wechselseitig verlegten Haken (siehe Abbildung 4.1(b)). Die Querkraftbewehrung wurde in der Druckzone ausreichend verankert. Eine Trägerhälfte wurde mit einer stärkeren Schubbewehrung ausgeführt, um somit ein klar definiertes Versuchsfeld in dem das Versagen zu erwarten war, zu erlangen. Dies ermöglichte einen deutlich gezielteren Einsatz der Messtechnik.

4.2.1.2 Materialkennwerte

Um den Einfluss der Betongüte auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne und mit nur geringer Bügelbewehrung zu analysieren, wurden zwei unterschiedliche Betongüten ausgewählt. Neben der Verwendung eines Normalbetons mit einem Größtkorndurchmesser d_g von 22 mm, wurde für den Großteil der Versuchsreihe ein selbstverdichtender Beton mit $d_g = 16$ mm eingesetzt. Die Zusammensetzung der verwendeten Betone konnte den Mischprotokoll der einzelnen Betonchargen entnommen werden und ist in Tabelle 4.3 angeführt. Die Werte stellen somit die Mittelwerte aller Betonchargen dar. Begleitend zur Herstellung der Versuchsträger wurden Prüfkörper (Zylinder 150 x 300 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit f_c und Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ mitbetoniert. Die am Versuchstag ermittelten mittleren Materialkennwerte sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

Tabelle 4.2: Abmessungen der Versuchskörper und Details zur Bewehrung

Versuchskörper	Betongüte	f_c	$f_{ct,sp}$	d_g	V_{Exp}	τ_{Exp}	δ_{max}
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]	[mm]
Träger ohne Schubbewehrung							
R250o60	SVB	58.1	3.12	16	19.6	1.13	2,39
R250o35	NB	37.9	3.06	22	16.0	0.93	2,25
R500o60	SVB	58.1	3.12	16	67.2	0.97	3,91
R500o35	NB	36.0	3.02	22	72.4	1.05	4,48
R1000o60	SVB	60.3	3.23	16	214.5	0.78	5,22
R1000o35	NB	35.6	2.85	22	177.1	0.64	5,47
T250o60	SVB	58.1	3.12	16	23.5	1.36	2,95
T500o60	SVB	60.3	3.23	16	71.0	1.03	4,12
T1000o60	SVB	56.6	3.33	16	216.7	0.79	4,67
Träger mit Schubbewehrung							
R250m60	SVB	51.2	3.20	16	26.0	1.51	5,53
R250m35	NB	35.9	3.10	22	29.6	1.72	6,04
R500m60	SVB	51.2	3.20	16	83.0	1.20	6,09
R500m351	NB	37.9	3.06	22	105.9	1.53	9,97
R500m352	NB	35.9	3.10	22	109.2	1.58	8,86
R500m353	NB	35.9	3.10	22	145.1	2.10 ^a	17,06
R1000m60	SVB	60.9	3.92	16	402.1	1.46	13,98
R1000m35	NB	29.6	2.77	22	383.8	1.39	16,20
T250m60	SVB	51.2	3.20	16	23.3	1.35	2,95
T500m60	SVB	51.2	3.20	16	93.5	1.36	7,73
T1000m60	SVB	60.9	3.92	16	390.4	1.41	12,60

^a Biegebruch

Tabelle 4.3: Betonzusammensetzung der verwendeten Betone in kg/m³

	Normalbeton (NB)	Selbstverdichtender Beton (SVB)
Steinmehl (0–1 mm)	-	130
Sand (0–4 mm)	811	822
Kies (4–8 mm)	296	254
Kies (8–16 mm)	580	603
Kies (16–22 mm)	131	-
Recycelte Gesteinskörnung (0–16 mm)	105	-
Zement	339	380
Verflüssiger	1,12	4,95
Zugabewasser	208	197

In der Tabelle 4.4 sind die Kennwerte des verwendeten Betonstahls der Querkraftbewehrung aufgelistet. Es wurden ausschließlich kaltverformte Bewehrungsstäbe (BSt 550 B) verlegt, bei welchen sich kein ausgeprägtes Fließplateau ausbildet, weshalb als Streckgrenze die 0,2% Dehngrenze angegeben wird. Die Stäbe mit den Durchmessern 4 mm, 6 mm und 12 mm verfügten über eine Rippung, die Stäbe mit Durchmesser 3 mm waren lediglich mit glatter Oberfläche erhältlich. Da der Betonstahl aus verschiedenen Herstellungslosen stammte, konnte kein ausgeglichenes Materialverhalten für alle Stabdurchmesser gewährleistet werden. Die Stäbe mit den Durchmessern 3 mm und 4 mm verfügten daher im Vergleich zu den anderen Stabdurchmessern über eine höhere Fließspannung. Auf eine Ermittlung der Festigkeitskennwerte des Betonstahls der Längsbewehrung wurde verzichtet, da in den Versuchen mit Ausnahme des Versuchs R500m353 (stärkere Bügelbewehrung) die Fließgrenze nicht erreicht wurde.

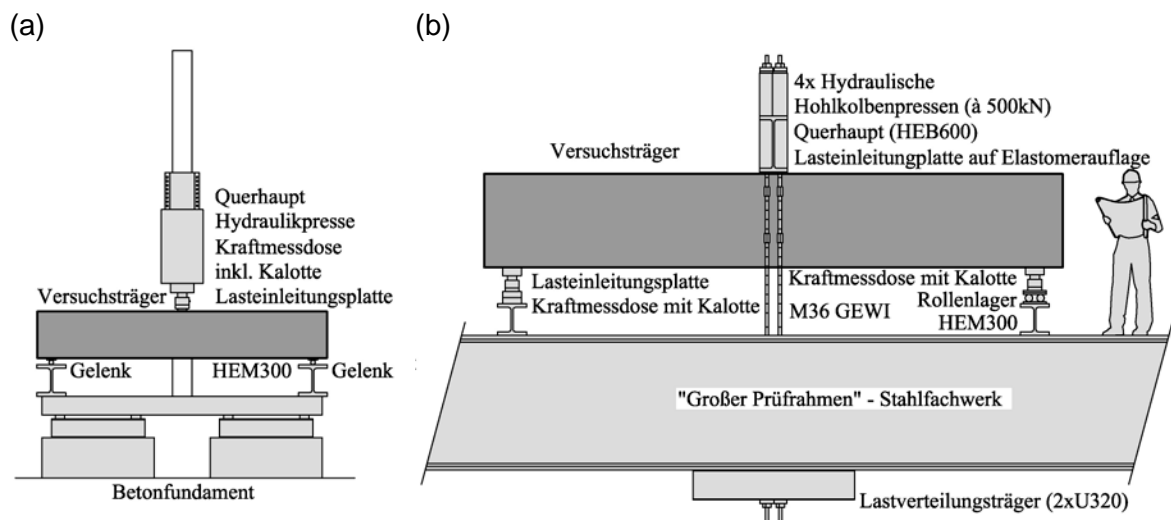
Tabelle 4.4: Materialkennwerte der verwendeten Bügelbewehrung

\varnothing_w	f_{yw}	f_{tw}	A_{gt}	Oberfläche
[mm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[-]
3	748	776	3,9	glatt
4	653	710	4,9	gerippt
6	569	638	3,1	gerippt
12	552	654	3,4	gerippt

4.2.2 Versuchsdurchführung

4.2.2.1 Versuchsaufbau

Abbildung 4.2 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung. Die Versuche wurden als Einfeldbalken mit punktueller Belastung in Feldmitte geplant. Dadurch ergab sich eine Schubslankheit a/d von 3,04, welche seit den umfangreichen experimentellen Arbeiten von Kani [26] und Leonhardt [25] als schubkritische Laststellung für Bauteile ohne Normalkraftbeanspruchung bekannt ist. Aufgrund der unterschiedlichen Trägerlängen war es notwendig, zwei verschiedene Versuchsstände für die Aufbringung der Querkraftbelastung zu verwenden. Für die Balken mit einer Höhe von 250mm und 500mm kam ein Zweisäulenprüfrahmen zur Anwendung, bei welchem die Beanspruchung mittels einer unter einem Querhaupt befindlichen hydraulischen Presse aufgebracht wurde (siehe Abbildung 4.2 (a)). Die Presse übertrug die Kraft über eine Kraftmessdose, welche wiederum auf einer Stahlplatte und einem Elastomerauflager aufgesetzt war. Für die restlichen Balken wurde ein Versuchsstand konzipiert, bei welchem das Stahlfachwerk des großen Druckprüfrahmens im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen als Aufspannfeld diente.



**Abbildung 4.2: Versuchsaufbau: (a) für Träger mit einer Bauteilhöhe h von 250 und 500 mm
(b) für Träger mit einer Bauteilhöhe h von 1000 mm**

Die Punktlast wurde hierbei mit insgesamt vier hydraulischen Hohlkolbenpressen aufgebracht, welche über Gewindestangen im Aufspannboden verankert wurden. Die Pressen waren wiederum auf einem Querhaupt montiert, welches die Belastung über eine Lasteinleitungsplatte und Elastomerauflage auf den Versuchsträger ableitete. An sämtlichen Auflagerpunkten war eine Rotation in Trägerlängsrichtung möglich. Während bei den hohen Trägern die Verdrehung über eine Kalotte auf den Kraftmessdosen bewerkstelligt wurde,

erfolgte die Rotation bei den restlichen Trägern über ein Rollenkipplager. Der Verschiebungsfestpunkt befand sich bei allen Versuchen an einem Auflager. Die Versuche wurden weggesteuert mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit belastet. Zur Durchführung der manuellen Messungen wurde die Verschiebung für eine gewisse Zeit konstant gehalten.

4.2.2.2 Messkonzept

Das Messkonzept unterschied sich geringfügig für die Versuchskörper ohne und mit geringer Querkraftbewehrung und blieb während der Versuchsreihe unverändert. Zur Analyse des Querkrafttragverhaltens wurde vor allem der Stegbereich im Versuchsfeld messtechnisch erfasst. Im Wesentlichen wurden folgende Größen kontinuierlich aufgezeichnet:

- Auflagerkräfte bei den Trägern mit einer Bauteilhöhe von 1000 mm bzw. Kraft an den Lasteinleitungsstellen bei den restlichen Trägern mittels Kraftmessdosen.
- Durchbiegung der Balken mittels induktiver Wegaufnehmer.
- Dehnung in Längsrichtung in der Druck- und Zugzone mittels induktiver Wegaufnehmer.
- Deformation des Stegs mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer.
- Rissöffnung auf Höhe der Querkraftbewehrung mittels induktiver Wegaufnehmer.

Die Belastung wurde in mehreren festgelegten Laststufen aufbracht. Nach dem Erreichen des gewünschten Lastniveaus wurden folgende Messgrößen manuell bestimmt:

- Rissöffnung der signifikanten Risse
- Fotos der Rissbilder
- Längsdehnung der äußersten Druckfaser bei den Versuchskörpern mit Querkraftbewehrung mittels eines Setzdehnungsmessers.

Wie bereits zu Beginn des Kapitels erwähnt, war bei den Schubversuchen die messtechnische Erfassung der Risskinematik des kritischen Schubrisses von größtem Interesse (siehe Abbildung 4.3). Da dies mittels induktiven Wegaufnehmern bzw. Setzdehnungsmessern nur punktuell möglich ist und darüber hinaus der Aufwand der Anbringung vergleichsweise hoch ist, kam ein photogrammetrisches Messsystem zur Anwendung. Nachfolgend wird kurz die prinzipielle Funktionsweise dieser Messmethode erläutert.

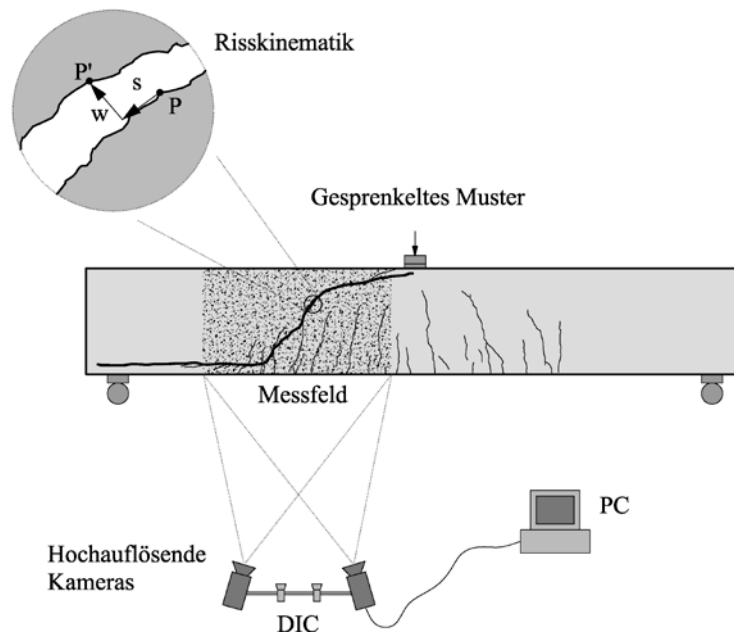


Abbildung 4.3: Messung der Risskinematik mit Hilfe der Photogrammetrie

Die Photogrammetrie umfasst sämtliche Messmethoden, welche anhand von Fotografien durchgeführt werden. In diesem Fall fand das Prinzip der digitalen Bildkorrelation Anwendung. Wie in Abbildung 4.3 dargestellt, wird mit speziellen digitalen Messkameras ein Messfeld während einer Belastung fotografiert. Dabei ist es wichtig, dass das Messfeld aus einem zufälligen Punktemuster besteht, welches einen hohen Kontrast zur Untergrundfläche aufweist. Das Ergebnis einer digitalen Bildkorrelation sind Verformungs- bzw. Verschiebungsgrößen, welche man anhand eines Vergleiches zwei aufeinander folgender digitaler Bilder erhält. Ein digitales Bild besteht aus einzelnen Bildpunkten (Pixel), welche Informationen über den jeweiligen Farbwert liefern. Der Computer ordnet den einzelnen Farbwerten Zahlen zu, weshalb ein digitales Bild auch als Zahlenmatrix ausgegeben werden kann. Diese Eigenschaft macht man sich zu Nutze, um ein Muster in einem Bild auf einem anderen Bild wiederzufinden.

Anhand der Abbildung 4.4 wird dies mit zwei Bildern (Bild 1 und Bild 2 mit je 18 x 18 Pixel) erläutert. Bild 1 und Bild 2 stellen ein digitales Bild mit den einzelnen erkennbaren Pixel dar. Die unterschiedlichen Grautöne repräsentieren das gesprenkelte Punktemuster vom Messfeld. In Bild 1 wird ein Suchfenster definiert, welches an derselben Stelle auch in Bild 2 definiert wird. Innerhalb dieses Suchfensters wird nun eine so genannte Facette (4 x 4 Pixel Bereich in diesem Beispiel, 15 x 15 Pixel bei den Versuchen) festgelegt. Da zwischen der Aufnahme von Bild 1 und Bild 2 eine Verschiebung bzw. Verzerrung stattgefunden hat, muss die Facette aus Bild 1 im Bild 2 wiedergefunden werden. Daher werden innerhalb des Suchfensters im Bild 2 alle möglichen Positionen einer 4 x 4 Pixel Facette mit der Facette

aus Bild 1 verglichen. Wie oben bereits erwähnt können die Farbtöne auch als Zahlen interpretiert werden, und so entspricht dieser Suchvorgang einem Matrixvergleich, wobei eine bestmögliche Korrelation zweier Matrizen gesucht wird. Wird die Facette im Suchfenster des zweiten Bildes wiedergefunden, so ist auch der Verschiebungsvektor bekannt. Aus dem Beispiel nach Abbildung 4.4 ergibt sich eine Verschiebung in horizontaler und vertikaler Richtung von drei Pixel. Da für jede Facette somit die Verschiebung ermittelt werden kann, ist eine flächenhafte Erfassung des Verformungszustandes im Schubfeld mit ausreichender Genauigkeit möglich.

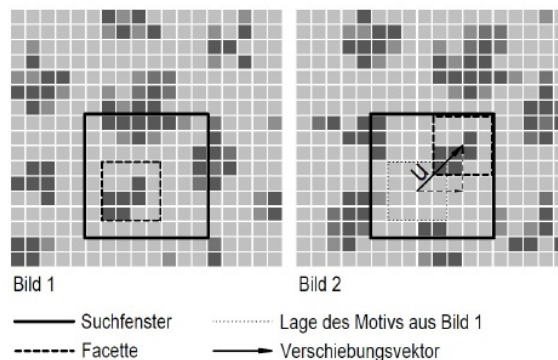


Abbildung 4.4: Grundprinzip der digitalen Bildkorrelation (DIC).

Für die Versuche wurde das Messsystem ARAMIS 4M der Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM) verwendet, welches aus einer Messeinheit (Kameras) mit LED-Beleuchtung und einer zugehörigen Software besteht. Die Auflösung der Kameras beträgt 2352 x 1728 Pixel (4 Megapixel). Die Kameras wurden in einem definierten Abstand zur Trägeroberfläche platziert, wodurch sich die Größe des Messfeldes ergibt. Die Aufzeichnungsrate wurde bei den Versuchen in Abhängigkeit des Lastniveaus angepasst. Im linear elastischen Bereich wurde mit 0,2 Hertz aufgezeichnet. Die Rate konnte in jeder Laststufe angepasst werden und wurde wenn möglich kurz vor Bruch im Optimalfall bis auf 5 Hertz erhöht.

4.2.3 Versuchsergebnisse

4.2.3.1 Versagensarten und Auswirkungen der gewählten Einflussparameter

Bei 19 von 20 Versuchskörpern konnte im Versuchsfeld ein Schubbruch beobachtet werden. Nur beim Träger R500m351 konnte bereits durch einen geringfügig höheren Schubbewehrungsgrad ρ_w ein Fließen in der Längsbewehrung und somit ein Biegeversagen herbeigeführt werden. Die in den Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} , die auf die Stegfläche bezogene Schubspannung $\tau_{Exp} = V_{Exp} / (b_w \cdot d)$ sowie die maximale Durchbiegung δ_{max} unterhalb der Lasteinleitung ist in Abschnitt 4.2.1.2 in Tabelle 4.2 ersichtlich.

In den Versuchen an den Stahlbetonträgern konnten drei unterschiedliche Versagensarten beobachtet werden:

- Die Stahlbetonbalken ohne vertikaler Bewehrung versagten infolge eines typischen Biegeschubversagens. Dies ist dadurch gekennzeichnet, dass der kritische Schubriss weit in die Druckzone vordringt, was wiederum mit einer starken Zunahme der Schubrotation um die Risspitze verbunden ist. Gleichzeitig kommt es zu einem sogenannten Dübelriss entlang der Längsbewehrung. Dieser Vorgang geschieht in der Regel sehr rasch ohne wesentliches Vorankündigungsverhalten.
- Bei Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung kann diese Schubrotation aufgrund der vorhandenen Bewehrung minimiert werden, wodurch sich der kritische Schubriss nur sehr langsam in Richtung Lasteinleitungsstelle fortpflanzt. Daher konnte nach Bildung des „kritischen“ Schubrisses die Last in den meisten Fällen noch zum Teil erheblich gesteigert werden. Diese Lastzunahme ist verbunden mit einer merklichen Zunahme der Rissöffnung des zum Versagen führenden Schubrisses. Die primäre Versagensursache ergibt sich durch ein Abreißen der Bügelbewehrung bei Erreichen einer kritischen Rissöffnung. Die im Anschluss stattfindende Zerstörung der Druckzone im Anschluss kann somit als sekundärer Grund für den Bruch gesehen werden. Diese Versagensart ist im Vergleich zu der zuvor genannten Bruchursache bedeutend duktiler.
- Die dritte Versagensart, die sich in der Versuchsreihe gezeigt hat, ist der klassische Biegebruch, welcher nur beim Versuchskörper R500m351 beobachtet werden konnte. Durch Reduktion des Abstandes der Bügel s_w wurde bei diesem Träger der Schubbewehrungsgrad minimal erhöht (siehe Tabelle 4.4). Dadurch konnte nach der Schubrissbildung die Last so weit gesteigert werden, dass ein Fließen der Längsbewehrung einsetzte. Wie in Abbildung 4.5 (f) ersichtlich, konnte danach keine weitere Last mehr aufgebracht werden (Fließplateau). Durch die Einschnürung der Druckzone aufgrund der Rissöffnung des Biegerisses direkt unter der Lasteinleitung, kam es schlussendlich zu einem Biegeversagen. Als Folge dessen, kam es zeitgleich auch zu einem Abreißen der Bügelbewehrung.

Abbildung 4.5 (a) – (f) zeigt die Schubspannung (Querkraft V_{Exp} bezogen auf die effektive Stegfläche $b_w \cdot d$) in Abhängigkeit der Durchbiegung δ normiert auf die Spannweite l aller Querkraftversuche an Stahlbetonträgern. Somit ist ein direkter Vergleich aller gemessenen Last-Verformungsbeziehungen möglich.

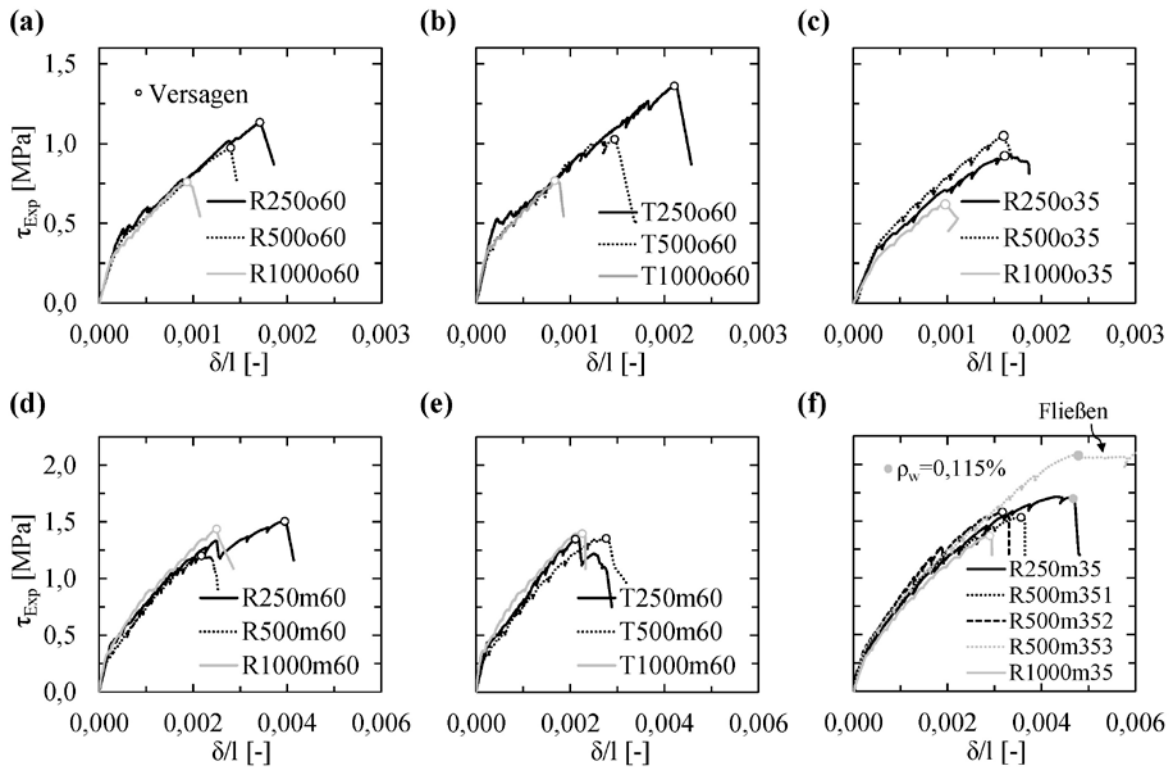


Abbildung 4.5: Lastverformungsbeziehung der Querkraftversuche an Stahlbetonträgern: (a) Rxxxo60 (b) Txxxo60 (c) Rxxxo35 (d) Rxxxm60 (e) Txxxm60 (f) Rxxxm35x

Wie bereits bei anderen Versuchsreihen, zeigte sich bei den Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung ein signifikanter Einfluss der Bauteilhöhe auf die Schubtragfähigkeit. So verringerte sich z.B. die in den Versuchen maximal erzielte Schubspannung τ_{Exp} von 1,13 N/mm² für eine Bauteilhöhe h von 250mm (R250o60) auf 0,76 N/mm² (R1000o60) für $h = 1000$ mm (siehe Abbildung 4.5 (a)). Eine Ausnahme bildet dabei die Serie mit Normalbeton (Rxxxo35), da dort der mittlere Balken (R500o35) eine höhere Schubtragfähigkeit in den Versuchen erzielen konnte als der Balken mit einer Höhe von 250 mm (R250o35). Eine Begründung dafür konnte auf Basis der gemessenen Risskinematik gefunden werden. Eine genaue Erläuterung wird im Anschluss gegeben.

Eine Verbreiterung der Druckzone auf die doppelte Stegbreite b_w brachte keinen zusätzlichen Querkraftwiderstand für den mittleren (T500o60) und großen Balken (T1000o60). Beim Träger T250m60 konnte zwar eine um 20% höhere Schubtragfähigkeit erzielt werden, eine klare Tendenz konnte daraus jedoch nicht abgeleitet werden (vergleiche Abbildung 4.5 (a) mit (b)). Inwieweit sich eine noch größere Verbreiterung des Druckgurtes auswirkt, konnte im Zuge dieses Forschungsvorhabens nicht näher untersucht werden.

Eine Verringerung der Druckfestigkeit um ca. die Hälfte bei gleichzeitiger Verwendung eines anderen Größtkornes ($d_g = 22 \text{ mm}$) resultierte für zwei Balken in einer Reduktion der maximal aufnehmbaren Schubspannung τ_{Exp} . (vergleiche Abbildung 4.5 (a) mit (c)).

Bei Vorhandensein einer bereits sehr geringen Anzahl von Haken oder Bügeln konnte der Maßstabseffekt deutlich reduziert bzw. sogar gänzlich unterdrückt werden (siehe Abbildung 4.5 (d) bis (f)). Die Verbreiterung des Druckgurtes zeigt auch bei Balken mit Schubbewehrung keine Auswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit (vergleiche Abbildung 4.5 (d) mit (e)). Der Einfluss der Betongüte auf die Schubtragfähigkeit von Balken mit Querkraftbewehrung ließ keinen genauen Rückschluss zu, da sich bei den mittleren und großen Balken unterschiedliche Ergebnisse zeigten (vergleiche Abbildung 4.5 (d) mit (f)).

4.2.3.2 Messung der Risskinematik

Durch die Anwendung des photogrammetrischen Messsystems war es möglich, das Rissöffnungs (w)- und Rissgleitungsverhalten (s) des „kritischen“ Schubrisses kontinuierlich bis zum Versagen vollflächig aufzuzeichnen (siehe Abbildung 4.3). Abbildung 4.7 zeigt für 12 ausgewählte (je 6 mit und ohne Schubbewehrung) Querkraftversuche die gemessene Kinematik des zum Versagen führenden Schubrisses zum einen beim Erreichen der maximalen Querkraft V_{Exp} und zum anderen beim letzten aufgezeichneten Bild vor Bruch V_u . Weitere Auswertungen bezüglich der Risskinematik können dem Anhang A entnommen werden. Eine Grundvoraussetzung für diese Auswertemethode ist die Ausbildung eines einzelnen kritischen Schubrisses. Bei Trägern ohne Schubbewehrung kann es vorkommen, dass sich der kritische Schubriss aus mehreren Biegerissen bildet. Mit der gewählten Aufnahme Frequenz kurz vor Bruch (2-5 Hz) konnte in drei Fällen (R500o60, T1000o60 und R1000o35) mit der letzten Bildaufnahme kein eindeutiger Rissverlauf festgelegt werden. Bei diesen Versuchskörpern konnte der Einfluss der Kinematik auf die Querkrafttragmechanismen somit nicht näher untersucht werden.

Der Querkraftwiderstand setzt sich aus verschiedenen Traganteilen zusammen (z.B: Querkrafttragfähigkeit der Druckzone V_{cz} , Rissverzahnung V_{ag} , Dübelwirkung V_{da} , rissübergreifende Spannungen in der Bruchprozesszone V_{cr} , Querkraftbewehrung V_{sw}), welche entlang des in Abbildung 4.6 dargestellten Freikörpers („free body diagram“) bei unterschiedlichen Belastungszeitpunkten wirken. Die Messung der Risskinematik ist daher von großem Interesse, da sie einen Rückschluss auf jene Tragmechanismen zulässt, welche direkt vom Rissöffnungs (w)- und Rissgleitungsverhalten (s) abhängig sind. Dies sind in erster Linie die übertragbaren Zugspannungen in der Bruchprozesszone V_{cr} , der Effekt der Rissverzahn-

nung V_{ag} sowie die vorhandene Spannung in der Bügelbewehrung V_{sw} . Auf Basis der gemessenen Verschiebung der Rissflanken können die im Schubriss übertragbaren Spannungen durch Anwendung verschiedener Modellansätze aus der Literatur abgeschätzt werden. Nähere Informationen über den theoretischen Hintergrund der einzelnen Tragmechanismen sowie der verschiedenen Modellansätze können der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens entstandenen Publikation entnommen werden [44]. Durch Integration der Spannungen und Transformation in vertikaler Richtung können die Querkrafttraganteile quantifiziert werden.

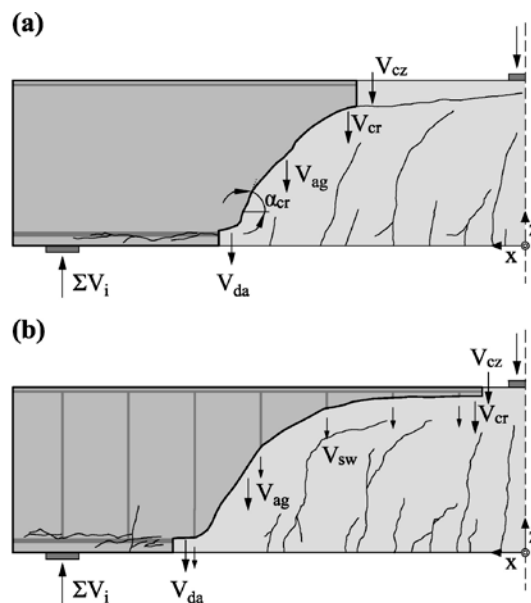


Abbildung 4.6: Querkrafttragmechanismen bei Stahlbetonträgern: (a) ohne Schubbewehrung (b) mit Schubbewehrung

Auf Basis der Messungen und der darauf aufbauenden Analysen ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Die gemessene Risskinematik wird wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses beeinflusst. Je flacher der Risswinkel α_{cr} , desto dominanter wird die Rissöffnung w im Gegensatz zur Rissgleitung s . Umgekehrt konnten bei steilen Rissen, teils erhebliche Gleitungen der Rissflanken gemessen werden. Bezüglich der Neigung des Schubrisses konnte im Rahmen der Versuche keine Tendenz in Bezug auf die untersuchten Einflussparameter (Bauteilhöhe, Breite des Obergurtes, Betongüte, Querkraftbewehrungsgrad) erkannt werden. Der Verlauf der Risse hängt stark von Fehlstellen im Betongefüge ab, welche durch Eigenspannungen (z.B. Schwinden) zusätzlich verstärkt werden. Da diese a priori nicht bekannt sind, kann der Rissverlauf nicht präzise genug vorhergesagt werden.

- Auf Basis der gemessenen Risskinematik muss dem Tragvermögen, welches durch die Verzahnung des gerissenen Betongefüges (Rissverzahnung) entsteht, eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkräften bei Bauteilen ohne Schubbewehrung zugesprochen werden (47-86 % der Querkrafttragfähigkeit). Bei näherer Betrachtung der in Abbildung 4.7 (a) dargestellten Risskinematik und des Rissverlaufs des kritischen Schubrisses zeigt sich, dass die Balken R500o35 und R1000o60 über eine steile Rissneigung in Kombination mit einer ausgeprägten Gleitung der Rissflanken verfügen. Dadurch konnte in diesen Balken eine erhebliche Schubtragfähigkeit infolge Rissreibung V_{ag} beobachtet werden.
- Die Rissöffnung w des kritischen Schubrisses zeigte für Balken ohne Haken- oder Bügelbewehrung eine Abhängigkeit von der Bauteilhöhe h , weshalb man davon ausgehen kann, dass der Maßstabeffekt mindestens zum Teil in der verminderten Rissverzahnung für große Bauteile begründet ist.
- Ein anderes Bild bezüglich des Traganteils der Rissreibung konnte hingegen bei Stahlbetonträgern mit geringer Schubbewehrung beobachtet werden. Aufgrund der deutlich größeren Rissöffnung w im Vergleich zu Balken ohne Schubbewehrung, spielen die übertragenen Spannungen aufgrund der Verzahnung der Rissflanken nur mehr eine untergeordnete Rolle (0-33 % von V_u). Darüber hinaus wird die Gleitung s , welche eine wesentliche Voraussetzung für den Kontakt der Rissflanken ist, von der vertikalen Bewehrung behindert.
- Der Traganteil der Bügelbewehrung V_{sw} hängt wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses ab. Durch einen flach verlaufenden Riss steigt die Wahrscheinlichkeit, dass mehrere Haken oder Bügel gekreuzt und somit aktiviert werden. Bei einem steilen Risswinkel sinkt die Anzahl der aktivierten Bügel und somit der Traganteil der Querkraftbewehrung V_{sw} . Dies kann jedoch wiederum aufgrund der größeren Gleitung und der daraus resultierenden Rissverzahnung V_{ag} kompensiert werden. Die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung stellt auch für Balken mit nur einem sehr geringen Schubbewehrungsgrad den größten Traganteil dar (46 – 91 %).
- Die resultierende Querkrafttragfähigkeit aus den rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone kann im Speziellen bei sehr geringen Bauteilhöhen einen signifikanten Traganteil darstellen. Dieser Mechanismus kann somit ebenso für den Massstabeffekt bei Balken ohne Schubbewehrung verantwortlich gemacht werden. Bei klaffenden Rissweiten verliert dieser Traganteil an Bedeutung.

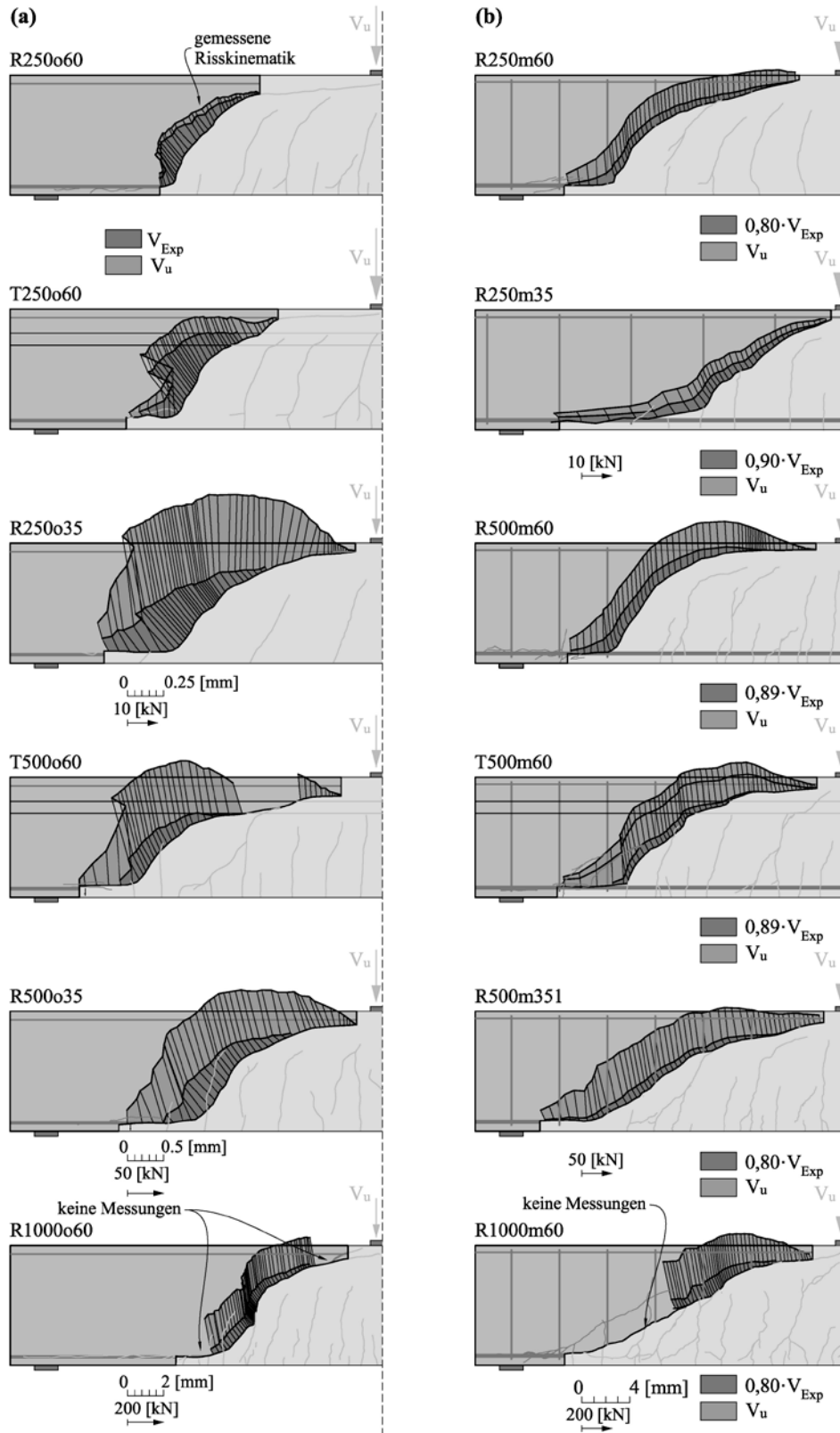


Abbildung 4.7: Gemessene Risskinematik für ausgewählte Querkraftversuche: (a) Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung (b) Stahlbetonträger mit geringer Querkraftbewehrung

4.2.4 Vergleich mit normativen Schubmodellen

Die erzielten Querkraftwiderstände in den Versuchen können auch für eine Validierung bestehender Bemessungsansätze herangezogen werden. Dazu werden die in der ONR 24008 [33] festgelegten Bemessungsansätze näher betrachtet:

- Eurocode 2 [34-37]
- fib Model Code 2010 [38] – höchste Näherungsstufe

Die Berechnung der Widerstände erfolgt dabei auf Basis der Mittelwerte der gemessenen Materialparameter. Es wurden somit keine Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkung- sowie auf der Widerstandseite berücksichtigt.

4.2.4.1 Querkraftversuche an STB – Trägern ohne Schubbewehrung

Die Querkraftbemessung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung erfolgt gemäß Eurocode 2 mit einem empirischen Ansatz, welcher anhand einer Datenbank an Schubversuchen an Einfeldbalken unter punktförmiger Belastung kalibriert wurde. Abbildung 4.8 (a) zeigt einen Vergleich der nach EC2 berechneten Schubtragfähigkeit mit den Versuchsdaten. Prinzipiell zeigt sich, dass für Bauteile ohne Schubbewehrung unter Punktlast eine gute Übereinstimmung zwischen Experiment und Berechnung nach EC2 erzielt werden konnte. Wie bereits bekannt, tendiert die Formulierung des EC2 für Balken mit größer werdender Bauteilhöhe auf die unsichere Seite. Dies konnte auch in dieser Versuchsreihe beobachtet werden. Eine ähnlich gute Übereinstimmung konnte bei Anwendung der zweiten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 beobachtet werden. Lediglich bei den Versuchen mit einer geringeren Betongüte (R250o35 und R1000o35) neigte das Schubmodell gemäß MC2010 zu einer Überschätzung der Traglast.

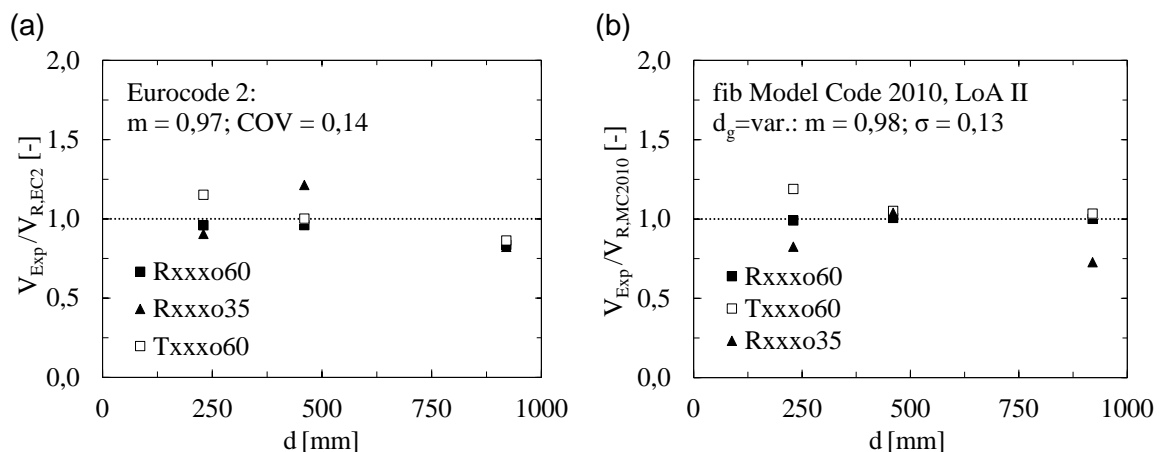


Abbildung 4.8: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen: (a) EC2 für STB ohne Schubbewehrung (b) MC 2010 Näherungsstufe 2 für STB ohne Schubbewehrung

4.2.4.2 Querkraftversuche an STB – Trägern mit geringer Schubbewehrung

Die Schubbemessung gemäß Eurocode 2 erfolgt nach einem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ , wobei diese auf Basis der Plastizitätstheorie zwischen vorgegebenen Grenzen für den Neubau frei gewählt werden darf. Je flacher die Neigung der Druckstrebe θ angenommen wird, desto größer wird der Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ bzw. desto geringer wird die erforderliche Menge an Querkraftbewehrung. Daher ergibt sich für Balken mit geringer Schubbewehrung stets der größte Querkraftwiderstand bei Annahme der unteren Grenze der Druckstrebenneigung. Gemäß dem nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 2 [36] darf bei Stahlbeton die untere Grenze mit $\theta = 31^\circ$ angenommen werden. Bei vollkommen überdrückten Querschnitten (wie z.B. bei Spannbeton) darf die Neigung der Druckstreben auf $\theta = 21,8^\circ$ reduziert werden. Darüber hinaus darf die untere Grenze des Druckstrebenwinkels für Balken, bei welchen die Längsbewehrung ohne Abstufung von einem Auflager zum anderen geführt wird, stets mit $21,8^\circ$ angenommen werden. Da dies bei Brücken in der Regel nie der Fall ist, wird hier der Vergleich der erzielten Versuchslasten mit einer Berechnung nach dem Fachwerkmodell mit beiden vorgeschlagenen Neigungen dargestellt. Bei Anwendung von 31° (siehe Abbildung 4.9 (a)) als Druckstrebenneigung erweist sich die Vorhersage gemäß EC2 als konservativ ($m=1,69$). Darüber hinaus zeigt sich eine relative starke Streuung der Resultate mit 21%. Für eine Berechnung mit einer Druckstrebenneigung von $21,8^\circ$ verringert sich das Verhältnis von $V_{Exp}/V_{R,EC2}$ ($m = 1,13$) und auch die Streuung der Ergebnisse erheblich (siehe Abbildung 4.9 (b)). Für die im Zuge dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Versuche an Stahlbetonträgern mit geringer Schubbewehrung kann die untere Grenze des Druckstrebenwinkels, welcher gemäß dem österreichischen Anwendungsdokument vorgeschlagen wird, bestätigt werden.

Die Modellvorstellung der dritten Stufe des fib Model Code 2010 geht von einem Fachwerkmodell mit Betontraganteil aus. Die minimale Neigung der Druckstreben θ_{min} ist dabei an den Dehnungszustand im Steg ϵ_x gekoppelt. Der zusätzliche Betontraganteil $V_{R,c}$, welcher auf der Tragkapazität der Rissverzahnung basiert, ist neben der Dehnung in Längsrichtung ϵ_x vom Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit bei minimaler Neigung der Druckstreben $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$ abhängig.

Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes gemäß der dritten Näherungsstufe des Schubmodells des MC2010 bringt im Vergleich zum Fachwerkmodell nach EC2 mit $\theta = 21,8^\circ$ keine Verbesserung in der Streuung des Verhältnisses zwischen V_{Exp}/V_R (siehe Abbildung 4.9 (c)). Die minimale Druckstrebenneigung variiert für die Stahlbetonträger mit geringer

Schubbewehrung zwischen 30 und 32°, weshalb der Traganteil der Schubbewehrung geringer als nach EC2 ist. Der additive Betontraganteil hat jedoch zur Folge, dass der Mittelwert der Analyse nach MC2010 unter einen Wert von 1,0 ($m = 0,93$) rutscht. Die Tragkapazität, welche dem Beton zugetraut wird, beträgt dabei zwischen 37 und 54 % des gesamten Querkraftwiderstandes.

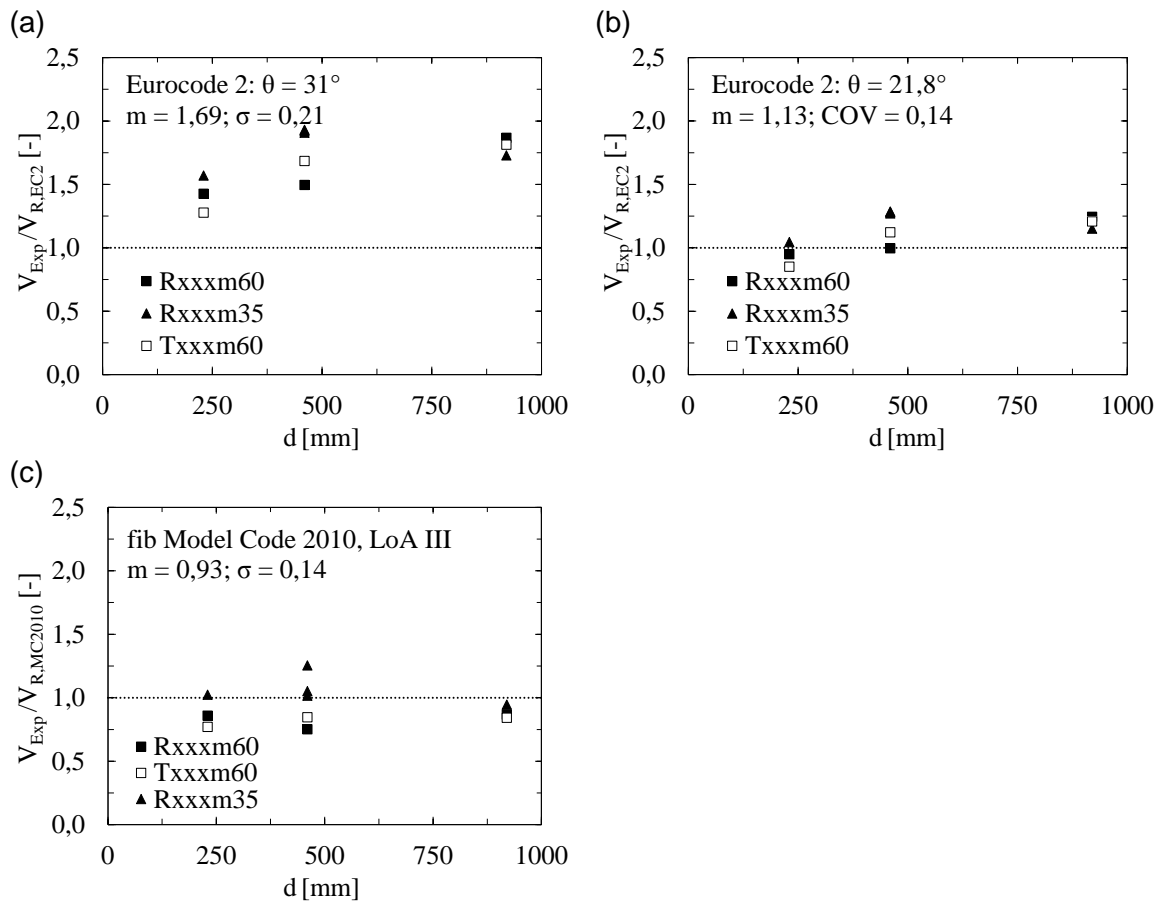


Abbildung 4.9: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen: (a) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 31^\circ$ für STB mit Schubbewehrung (b) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 21,8^\circ$ für STB mit Schubbewehrung (c) MC2010 für STB mit Schubbewehrung

4.3 Versuchsreihe Spannbeton

Die Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung wurde im Vergleich zu anderen Trägertypen bis dato nur sehr unzureichend experimentell untersucht (siehe Anhang B). Dazu wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ein Fokus auf die experimentelle Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Balken mit nur einer sehr geringen Menge an Schubbewehrung gelegt.

Die durchgeführte Versuchsreihe umfasst insgesamt vier Spannbetonträger, bei welchen folgende Einflussparameter untersucht wurden:

- Einfluss der Querkraftbewehrung ρ_w
- Einfluss der Spanngliedführung

Neben der Validierung bestehender Modellvorstellungen verfolgte diese Versuchsreihe auch das Ziel, die gemäß aktueller Normung geforderte Mindestschubbewehrung $a_{sw,min}$ zu überprüfen. Zwei der im nächsten Abschnitt detailliert beschriebenen Versuchsbalken unterschreiten die gemäß derzeit gültigem Regelwerk festgelegte Bewehrungsmenge.

4.3.1 Versuchskörper

4.3.1.1 Abmessungen, Bewehrungsführung und Vorspannkräfte

Abbildung 4.10 zeigt die Abmessungen der Spannbetonbalken, die prinzipielle Spanngliedführung sowie eine Prinzipskizze des Versuchsaufbaus. Die Träger verfügen über eine Länge von 5,2 m, wobei die Spannweite 4,9 m beträgt. Das Verhältnis zwischen der Länge des Schubfeldes a und der statischen Höhe d in Feldmitte betrug 3,78 und wurde somit deutlich größer als bei den Versuchen an Stahlbetonbalken (siehe Abschnitt 4.2) gewählt. Dadurch sollte der durch die Vorspannung zusätzlich begünstigte Mechanismus des direkten Lastabtrags unterbunden werden. Als Querschnitt wurde ein T-Querschnitt gewählt. Die vier Träger weisen eine Höhe h von 750 mm auf, die Stegbreite b_w wurde mit 225 mm festgelegt. Die Breite des Obergurtes h_{fc} beträgt 750 mm. Die Dicke des Flansches h_{fc} wurde auf 125 mm ausgelegt. Wie auch schon bei der Versuchsreihe an Stahlbetonträgern gibt die Bezeichnung der Versuchsbalken Information über die untersuchten Einflussparameter. Die ersten beiden Großbuchstaben weisen darauf hin, dass es sich um die Spannbetonserie handelt (PC = „prestressed concrete“). Die darauf folgenden 3 Ziffern stehen für den Querkraftbewehrungsgrad ρ_w . Die letzten beiden Kleinbuchstaben geben Auskunft über die Spanngliedführung: „st“ für die gerade verlaufenden Spannglieder (st = „straight“) und „in“ für das geneigte Spannglied (in = „inclined“).

Die Längsbewehrung bestand für sämtliche Balken aus 4 x Ø 16 Stäben und wurde einlagig ohne Abstufung verlegt. Im überstehenden Bereich ($l_s = 0,15$ m) wurden 2 Stäbe mit Ø 16 quer angeschweißt, um somit den notwendigen Verbund für die Endverankerung zu verbessern.

Als Querkraftbewehrung kamen zweischnittige Bügel mit Ø 4 mm zum Einsatz. Die Variation des Schubbewehrungsgrades ρ_w wurde durch Modifikation des Abstandes der Bewehrungselemente zueinander s_w bewerkstelligt (siehe Tabelle 4.5). Die Bügel wurden in der Druckzone ausreichend verankert. Der gemäß aktuellen Normenwerken geforderte Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_c} / f_{yw}$ ergibt sich für die verwendete Beton- und Stahlgüte zu 0,087 %. Während somit zwei Träger (PC089xx) dieses Kriterium erfüllen, unterschreitet der vorhandene Schubbewehrungsgrad ρ_w der anderen beiden Träger (PC056xx) die Mindestanforderung erheblich. Eine Trägerhälfte wurde mit einer stärkeren Schubbewehrung ausgeführt, um somit ein klar definiertes Versuchsfeld in dem das Versagen zu erwarten war, zu erlangen. Dies ermöglichte einen deutlich gezielteren Einsatz der Messtechnik.

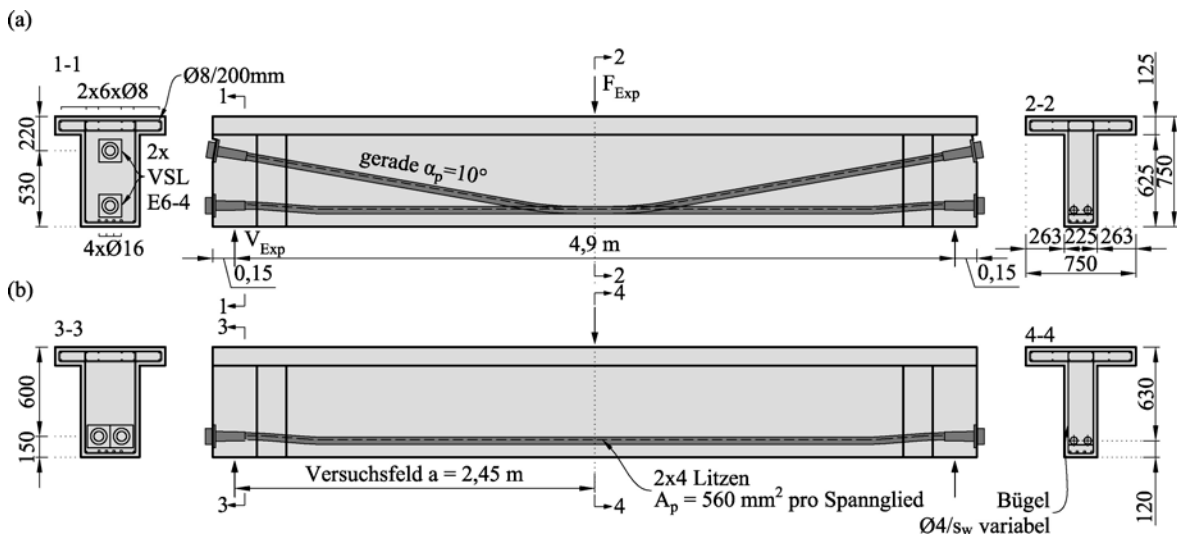


Abbildung 4.10: Details zu den Trägerabmessungen sowie zur Spanngliedführung: (a) Träger mit aufgefächerter Spanngliedführung (b) Träger mit horizontalen Spanngliedern

Die Vorspannkraft P wurde über zwei Spannglieder mit je 4 Litzen (140 mm^2) aufgebracht. Die Spannglieder wurden in Stahlhüllrohren mit Durchmesser 45/50 mm (innen/außen) verlegt, welche nach dem Spannen der Litzen mit einem Injektionsmörtel verpresst wurden. Die Normalspannung infolge Vorspannung σ_{cp} beträgt $3,8 \text{ N/mm}^2$, ein im Brückenbau üblicher Wert. Der Zielwert der Vorspannkraft P wurde in Anlehnung an die in der DIN 4227 festgelegte Spannstahlspannung nach dem Absetzen der Vorspannkraft gewählt. Zusätzlich wurden zeitabhängige Verluste in der Höhe von 15% abgezogen:

$$P_i = A_{p,i} \cdot \sigma_p = A_p \cdot 0,85 \cdot 0,55 \cdot f_{pt} = 560 \cdot 0,85 \cdot 0,55 \cdot 1770 \cdot 10^{-3} = 563 \text{ kN}$$

Die Litzen wurden mittels Keilen verankert. Da der beim Absetzen der Vorspannkraft auftretende Keilschlupf gerade bei kurzen Balken einen erheblichen Spannkraftverlust zur Folge hat, entschloss man sich die Spannglieder „vorzuverkeilen“. Die tatsächlich vorhandene Vorspannkraft nach dem Verkeilen wurde mit Hilfe eines anschließenden Abhebetests bestimmt. Da nun die Vorspannkraft vor und nach dem Absetzen bekannt war, konnte auf Basis eines angenommenen Reibbeiwerts $\mu=0,2$ der noch verbleibende Keilschlupf abgeschätzt werden, welcher sich aufgrund des Spiels der Futterbleche ergab. Um die zeitabhängigen Verluste zwischen dem Vorspannvorgang und dem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung zu erfassen, wurde die Zunahme der Stauchung in Feldmitte auf Höhe der Spannglieder mit Hilfe von Dehnmessstreifen und/oder eines Setzdehnungsmessers gemessen. Die nach Abzug der sofortigen und zeitabhängigen Verluste resultierende Vorspannkraft in Feldmitte zu Versuchsbeginn ist in Tabelle 4.5 angeführt.

Um den Einfluss der Spanngliedneigung α_p zu verifizieren, wurde, wie in Abbildung 4.10 ersichtlich, eines der beiden Spannglieder bei zwei Versuchsträgern nach oben gezogen. Die dadurch entstandene Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p betrug 85 kN. Zur besseren Einleitung der Vorspannkraft im Auflagerbereich wurde der Querschnitt in diesem Bereich aufgeweitet.

Nähere Informationen bezüglich der exakten Spanngliedlage und Bewehrungsführung können den Ausführungsplänen im Anhang A entnommen werden.

Tabelle 4.5: Details zur Bügelbewehrung, Vorspannkraft P, Spanngliedneigung α_p , Materialkennwerte des Betons (f_c , $f_{ct,sp}$, E_c) und experimentell ermittelte Querkräfttragfähigkeit V_{Exp}

Versuchskörper	Querkräftbewehrung	ρ_w	P	α_p	f_c	$f_{ct,sp}$	E_c	V_{Exp}
	[mm]	[%]	[kN]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
PC056st	Ø4/200mm	0,056	904	0	50,6	3,64	34.102	453
PC089st	Ø4/125mm	0,089	902	0	51,5	3,73	31.808	475
PC056in	Ø4/200mm	0,056	896	10	49,4	3,59	29.630	549
PC089in	Ø4/125mm	0,089	889	10	50,5	3,38	33.876	537

4.3.1.2 Materialkennwerte

Die gewählte Betongüte entsprach gemäß alter Normung in etwa einem B600. Die Materialparameter wurden begleitend zu den Querkräftversuchen an Prüfzylindern (150 x 300 mm) bestimmt. Die gemessene Zylinderdruckfestigkeit f_c , die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ sowie der Elastizitätsmodul E_c sind in Tabelle 4.5 aufgelistet. Die Betonzusammensetzung des

verwendeten Betons kann Tabelle 4.6 entnommen werden. Der verwendete Beton weist eine Kornverteilung von 0-16 mm und einen Wasser-Bindemittelwert (WB) von 0,5 auf.

Tabelle 4.7 fasst die Materialparameter der verwendeten gerippten Bewehrung zusammen. Als Betonstahl kam die Güte BSt 550 zur Anwendung, wobei gerade bei den für die Schubbewehrung verwendeten Betonstahl eine deutliche Überfestigkeit verzeichnet werden konnte.

Als Spannstahl wurde ein St 1550/1770 verwendet. Die gemessenen Festigkeiten sind in Tabelle 4.8 angeführt.

Tabelle 4.6: Betonzusammensetzung des verwendeten Betons

	Anteil in kg/m ²
Sand (0–4 mm)	912
Kies (4–8 mm)	449
Kies (8–16 mm)	453
Zement	373
Fließmittel	1,9
Luftporenbildner	0,8
Gesamtwasser (Zugabe + GK)	187
Summe = Frischbetonrohddichte	2.317

Tabelle 4.7: Materialkennwerte der verwendeten Bewehrungsstäbe

\varnothing_w	f_y	f_t	A_{gt}	Art
[mm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[-]
4	653 ^a	710	4,9	kaltverformt
16	579	673	8,6	wärmebehandelt

^a 0,2% Dehngrenze

Tabelle 4.8: Materialkennwerte des Spannstahls

Litzendurchmesser	$f_{p,0.1}$	$f_{p,t}$	A_{gt}	E_p
[‘’]	[MPa]	[MPa]	[%]	[N/mm ²]
0,5	1.602	1.884	6,2	194.000

4.3.2 Versuchsdurchführung

4.3.2.1 Versuchsaufbau

Abbildung 4.11 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung. Die Versuche wurden als Einfeldbalken mit punktueller Belastung in Feldmitte geplant. Die Punktlast wurde hierbei mit insgesamt vier hydraulischen Hohlkolbenpressen aufgebracht,

welche über Gewindestangen im Aufspannboden (Großer Druckprüfrahmen) verankert wurden. Die Pressen waren wiederum auf einem Querhaupt platziert, welches die Belastung über eine Lasteinleitungsplatte und Elastomerauflage auf den Versuchsträger ableiten.

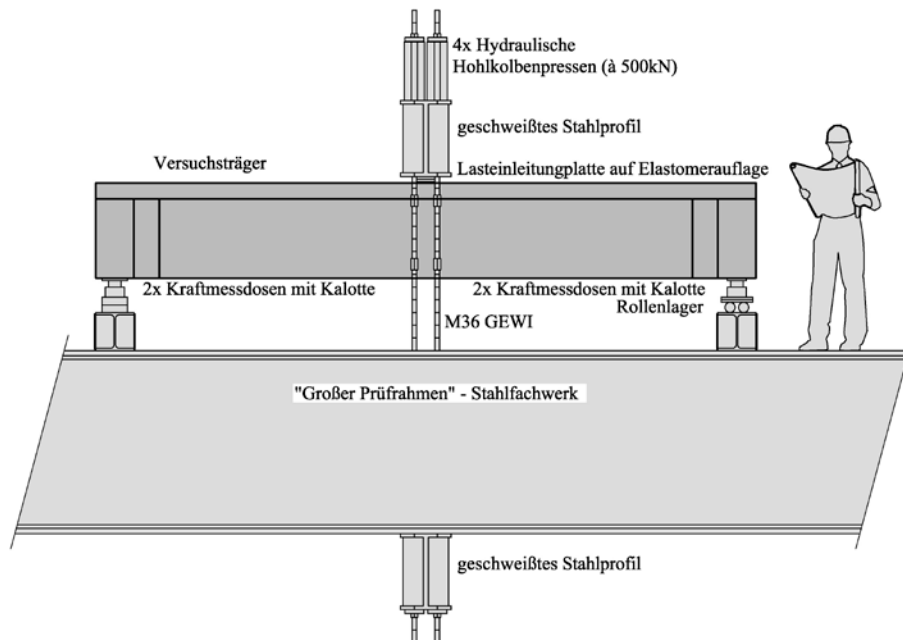


Abbildung 4.11: Versuchsaufbau der Querkraftversuche an Spannbetonträger mit geringem Schubbewehrungsgrad

An sämtlichen Auflagerpunkten war eine Rotation über die Verdrehung der Kalotten auf den Kraftmessdosen in Trägerlängsrichtung möglich. Der Verschiebungsfixpunkt befand sich bei allen Versuchen an der Stelle des Auflagers in der Nähe des Versuchsfeldes. Die Versuche wurden weggesteuert mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit belastet. Zur Durchführung der manuellen Messungen wurde die Verschiebung für eine gewisse Zeit konstant gehalten.

4.3.2.2 Messkonzept

Zur Analyse des Querkrafttragverhaltens wurde vor allem der Stegbereich im Versuchsfeld messtechnisch erfasst. Im Wesentlichen wurden folgende Größen mit konventioneller Messtechnik kontinuierlich aufgezeichnet:

- Auflagerkräfte mittels vier Kraftmessdosen.
- Durchbiegung der Balken mittels induktiver Wegaufnehmer.
- Dehnung in Längsrichtung in der Druck- und Zugzone mittels induktiver Wegaufnehmer in mehreren Profilen
- Deformation des Stegs mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer.

- Rissöffnung auf Höhe der Querkraftbewehrung mittels induktiver Wegaufnehmer. Die Belastung wurde in mehreren festgelegten Laststufen aufbracht. Nach dem Erreichen des gewünschten Lastniveaus wurden folgende Messgrößen manuell bestimmt:

- Rissöffnung der signifikanten Risse
- Fotos der Rissbilder
- Längsdehnung der äußersten Druckfaser bei den Versuchskörpern mit Querkraftbewehrung mittels eines Setzdehnungsmessers.

Wie auch bei den Querkraftversuchen an den Stahlbetonbalken kam auch bei den Spannbetonträgern das photogrammetrische Messsystem zur Anwendung. Auch hier konnte die Kinematik (Rissöffnung- und Rissgleitung) des zum Versagen führenden Schubrisses in einer vorgegebenen Aufnahmefrequenz aufgezeichnet werden.

4.3.3 Versuchsergebnisse

Abbildung 4.12 zeigt das Last – Verformungsverhalten sämtlicher Versuche. Die erzielte Querkrafttragfähigkeit in den Versuchen V_{Exp} ist in Tabelle 4.5 ersichtlich. Alle vier Spannbetonbalken versagten aufgrund des Abreißen der Bügelbewehrung. Interessant in diesem Zusammenhang war, dass das Zugversagen nicht bei allen Bügeln gleichzeitig auftrat, sondern die Bügel nacheinander abrissen. Obwohl im kritischen Schubriss somit nicht mehr alle Bügel zum Abtrag von Querkraften zur Verfügung standen, konnte die Last noch geringfügig weiter gesteigert werden.

Bei einem Vergleich der maximal erzielten Querkraftwiderstände V_{Exp} (vergleiche Abbildung 4.12 (a) mit (b)) zeigt sich der positive Effekt eines geneigten Spanngliedverlaufs auf das Schubtragverhalten von Spannbetonträgern. Die Differenz in den experimentellen Querkraftwiderständen V_{Exp} der Balken ohne und mit geneigten Spannglied entspricht in etwa der Vertikalkomponente infolge Vorspannkraft V_p . Die Abminderung des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w unterhalb des nach Eurocode 2 geforderten Mindestquerkraftbewehrungsgrades $\rho_{w,min}$ hatte keinen negativen Einfluss auf das beobachtete Querkrafttragverhalten. Nach der Bildung des „kritischen“ Biegeschubrisses konnte trotz geringerer Anzahl von Bügeln die Last noch erheblich gesteigert werden. Bei Vorhandensein einer aufgefächerten Spanngliedführung konnte die Last beinahe bis zur rechnerischen Biegetragfähigkeit F_{Mm} erhöht werden (siehe Balken PC056in in Abbildung 4.12 (b)). In Bezug auf die verschiedenen untersuchten Schubbewehrungsgrade ρ_w konnte kein Unterschied in den erzielten Querkrafttragfähigkeiten erkannt werden. Nähere Details dazu werden in Abschnitt 4.3.3.1 gegeben.

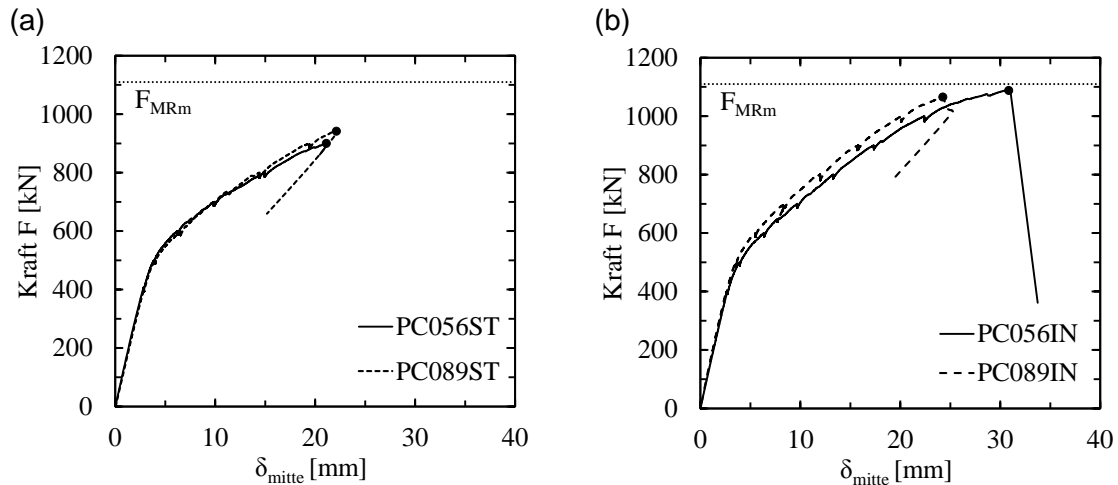


Abbildung 4.12: Lastverformungsbeziehung der Querkraftversuche an Spannbetonträgern: (a) mit geradem Spanngliedverlauf (b) mit geneigtem Spanngliedverlauf

4.3.3.1 Messung der Risskinematik

Mit Hilfe der digitalen Bildkorrelation konnte zum einen die Verschiebung der Rissflanken (Öffnung w und Gleitung s) entlang des kritischen Schubrisses gemessen werden und zum anderen der Verlauf des Risses aufgezeichnet werden (siehe Abbildung 4.13). Auf Basis der Risskinematik und des Rissverlaufs konnte eine Quantifizierung der Traganteile der Bügelbewehrung V_{sw} , Rissverzahnung V_{ag} sowie der rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone V_{cr} vorgenommen werden (nähere Informationen sind in [44] enthalten).

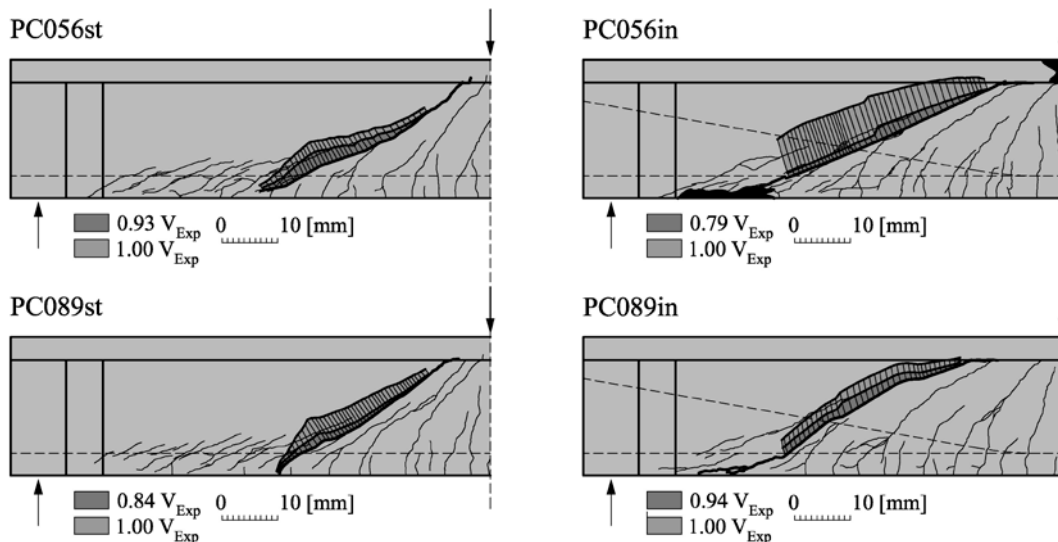


Abbildung 4.13: Gemessene Risskinematik der Spannbetonträger

Daraus lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten:

- Der Schubwiderstand der Bügelbewehrung V_{sw} reicht bei weitem nicht aus, um den Abtrag von Querkräften bei Spannbetonträgern mit schwacher Bügelbewehrung zu

erklären. Die Tragkapazität der entlang des Schubrisses aktivierten Querkraftbewehrung schwankt zwischen 20 und 36 % der erzielten Schubtragfähigkeit V_{Exp} . Darin kann auch der Grund gesehen werden, weshalb die geringfügige Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w quasi keinen Einfluss auf die in den Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} hatte.

- Die gemessene Rissuferverschiebung zeigt (siehe Abbildung 4.14), dass die Rissöffnung w (Verschiebung der Ufer normal auf die Rissflanke) deutlich größere Werte annimmt als die Gleitungs s (Verschiebung der Rissufer tangential zum Riss). Dadurch sinkt die Möglichkeit, dass sich die gegenüberliegenden Rissflanken miteinander verzahnen und dadurch eine Spannungsübertragung über den Riss hinweg stattfinden kann. Durch Einsetzen der gemessenen Risskinematik (w,s) z.B. in das bekannte Zweiphasen-Modell von Walraven [59] können in den hier untersuchten Spannbetonträgern kurz vor dem Bruchzustand keinerlei Spannungen infolge Rissverzahnung mehr übertragen werden.
- Die in der Bruchprozesszone übertragbaren Spannungen sind aufgrund der markanten Rissöffnung w eher von untergeordneter Größenordnung. Darüber hinaus verliert dieser Mechanismus für Bauteile mit größer werdender Bauteilhöhe zusehends an Bedeutung, weshalb im Generellen kann davon ausgegangen werden kann, dass für die üblichen Brückenquerschnitte diese Tragkapazität nicht von großer Relevanz ist.
- Die Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} kann unter den im Zuge dieser Versuche eingebauten Längsbewehrungsgrad vernachlässigt werden (4% von V_{Exp}). Bei bestehenden älteren Brückentragwerken verliert dieser Traganteil noch mehr an Bedeutung, da eine wie heute übliche Mindestlängsbewehrung zur Erhöhung der Robustheit früher nicht Stand der Technik war.
- Die oben genannten Erkenntnisse lassen den Schluss zu, dass der Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$ eine wesentliche Funktion beim Abtrag von Querkraften zugetraut werden darf. Aufbauend auf dieser Tragkapazität kann sich ein Bogen-Zugband-Mechanismus (Sprengwerk) ausbilden, welcher solange besteht, bis die ungerissene Druckzone infolge der vorherrschenden Biege- und Querkraftbeanspruchung versagt.

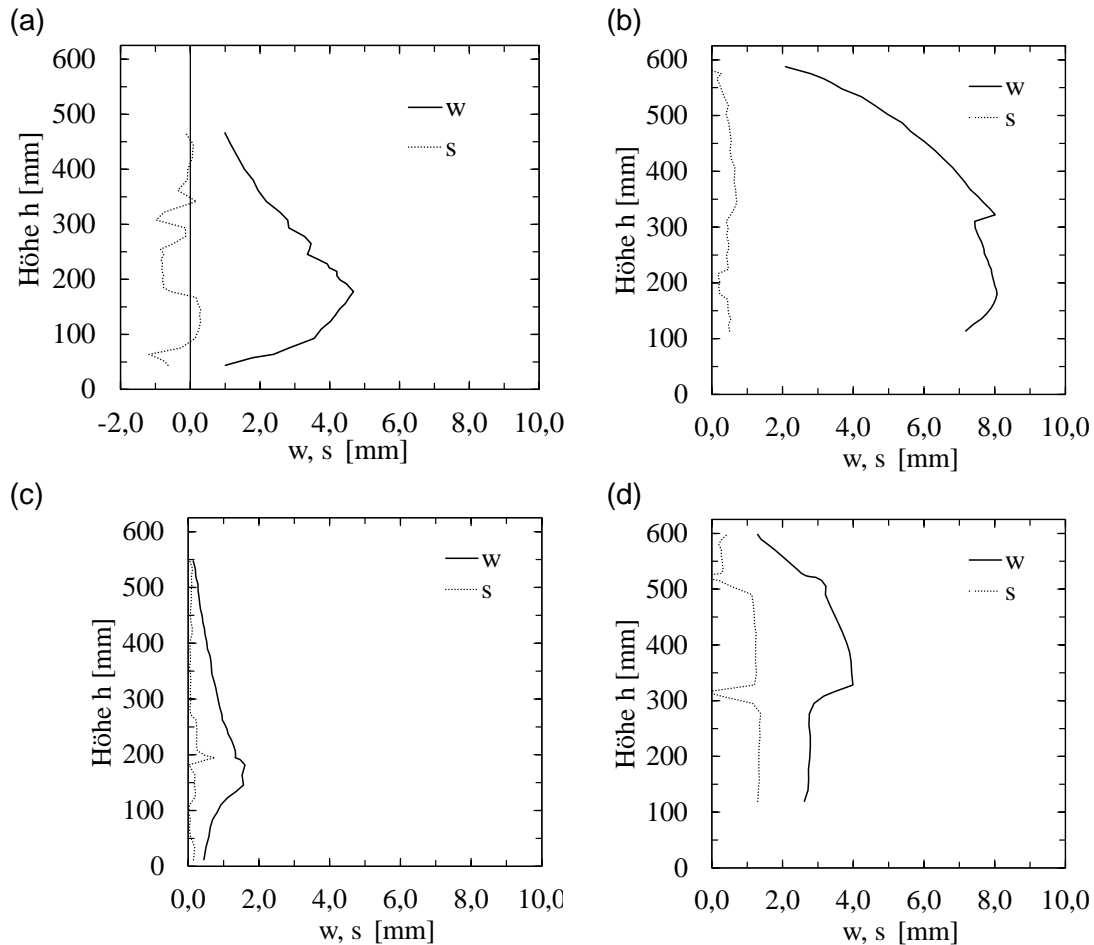


Abbildung 4.14: Rissöffnungs (w) – und Rissgleitungsbeziehung (s) über die Höhe h: (a) PC056st (b) PC056in (c) PC089st (d) PC089in

4.3.4 Vergleich von normativen Schubmodellen und dem Ingenieurmodell

Die erzielten Querkraftwiderstände in den Versuchen werden auch für eine Validierung bestehender Bemessungsansätze herangezogen werden. Dazu werden die in der ONR 24008 [33] festgelegten Bemessungsansätze näher betrachtet:

- Eurocode 2 [34-37] (siehe Abbildung 4.15 (a))
- fib Model Code 2010 [38] – höchste Näherungsstufe (siehe Abbildung 4.15 (b))

Die Berechnung der Widerstände erfolgt dabei auf Basis der Mittelwerte der gemessenen Materialparameter. Es wurden somit keine Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- sowie auf der Widerstandseite berücksichtigt.

Neben der Gegenüberstellung mit normativen Ansätzen wird die Schubtragfähigkeit der Spannbetonträger mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt auch mit dem in Abschnitt 5.2.3.2 hergeleiteten Ingenieurmodell verglichen (siehe Abbildung 4.15 (c)).

4.3.4.1 Eurocode 2

Wie schon in Abschnitt 4.3.3.1 erläutert, reicht der Traganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ nicht aus, um das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit schwacher Bügelbewehrung adäquat zu beschreiben. Die Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ unterschätzt daher auch unter Berücksichtigung der untersten Grenze von $\theta = 21,8^\circ$ die in den Versuchen erzielten Traglasten erheblich. Der Mittelwerte für alle vier Versuche liegt bei 2,81. Die größte Abweichung liefert die Vorhersage des Versuchsbalkens PC059st mit einem Verhältnis von V_{Exp}/V_{calc} von 3,57. Um diesen Träger mit dem Fachwerkmodell nachrechnen zu können, müsste die Druckstrebenneigung θ einen Wert von $6,4^\circ$ annehmen. Da solch geringe Druckstrebenwinkel in der Realität nicht auftreten, sollte ein additiver Betontraganteil $V_{R,c}$ bei der Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen angedacht werden.

4.3.4.2 fib Model Code 2010 LoA III

Der in der dritten Näherungsstufe anrechenbare additive Betontraganteil $V_{R,c}$ führt zu einer wesentlichen Verbesserung der Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit der Spannbetonträger mit geringem Schubbewehrungsgrad. Dennoch liegt der Mittelwert noch immer recht hoch mit 1,56. Die Streuung konnte jedoch aufgrund der Berücksichtigung mehrerer Einflussparameter (M-V Interaktion, Druckfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Vorspanngrad usw.) im Vergleich zum Eurocode 2 deutlich minimiert werden (0,54 vs. 0,08). Nichtsdestotrotz muss der mechanische Hintergrund auf dem der Betontraganteil beruht in Frage gestellt werden, da die Messungen der Risskinematik zeigten, dass die Rissverzahnung im Bruchzustand keine Rolle am Querkraftabtrag mehr übernimmt.

4.3.4.3 Ingenieurmodell

Wie in Abschnitt 5.2.3.2 sehr detailliert beschrieben, basiert der über den Traganteil der Schubbewehrung hinausgehende Betontraganteil auf dem Tragvermögen der ungerissenen Betondruckzone $V_{R,cz}$. Das im Rahmen dieses Forschungsvorhabens hergeleitete Ingenieurmodell kann die in den Versuchen erzielten Traglasten am realistischsten wiedergeben. Mit einem Mittelwert von exakt 1,00 und einer Streuung von nur 7 Prozent kann mit dem neuartigen Modellansatz eine deutlich bessere Prognose bezüglich des Querkraftwiderstandes durchgeführt werden. Die Mobilisierung zusätzlicher Tragreserven auf Basis der Tragkapazität der Druckzone führt zu einer deutlich realistischeren Beurteilung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad.

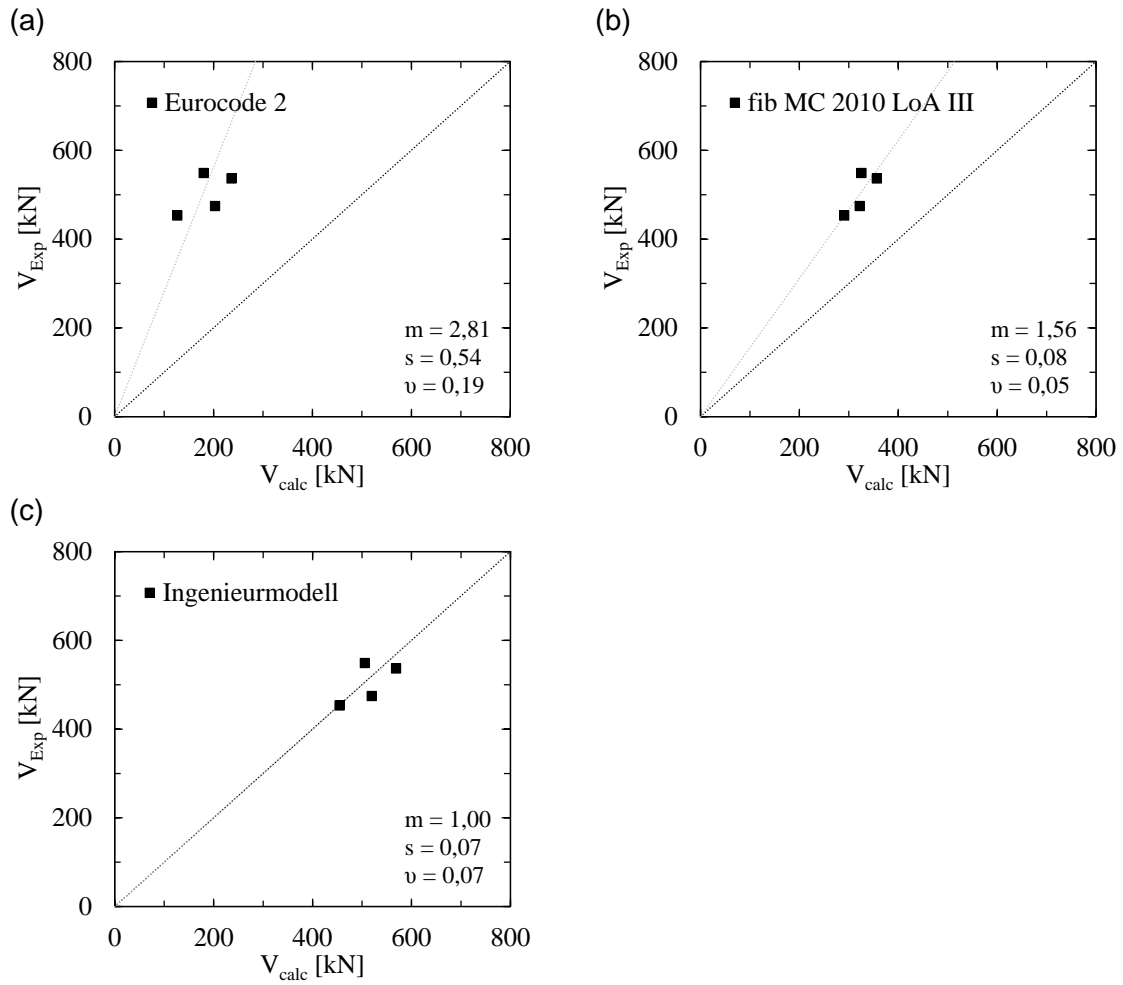


Abbildung 4.15: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen sowie des im Zuge dieses Projektes entwickelten Ingenieurmodells (a) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 21,8^\circ$ (b) MC2010 dritte Näherungsstufe (c) Ingenieurmodell

5 ENTWICKLUNG EINES INGENIEURMODELLS ZUR ERMITTLUNG DES QUERKRAFTWIDERSTANDES VON SCHUBGEFÄHRDETEN BETONBRÜCKEN

Die Entwicklung des hier vorgestellten Bemessungsmodells zielt vorrangig darauf ab, die Schubtragfähigkeit bestehender „querkraftgefährdeter“ Spannbetonbrückentragwerke realitätsnah und abgesichert zu bestimmen. Dabei wird zum einen auf Versuchsdaten aus der Literatur und zum anderen auf die in Kapitel 4 zusammengefassten eigenen Experimente zurückgegriffen. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse fließen stark in die Modellbildung ein. Neben der Entwicklung eines neuartigen Querkraftmodells wird auch ein bereits von Bachmann und Thürlimann et al. [40] vorgeschlagenes Nachweiskonzept, welches in weiterer Folge auch von Leonhardt [41] verwendet wurde, neu aufgegriffen. Die Grundidee dieses Nachweiskonzeptes ist die Einteilung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung (siehe Abbildung 5.1). In den jeweiligen schubgefährdeten Bereichen kommt ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Nachweismodell zum Einsatz.

5.1 Abgrenzung der verschiedenen Zonen

5.1.1 Zone A

Dieser Bereich ist dadurch gekennzeichnet, dass es unter der gegebenen Belastung zu keiner Rissbildung kommt. Diese Zone bildet sich im Endauflager sowie im Bereich des Momentnullpunktes bei Durchlaufsystemen bei geringer Schubbeanspruchung aus. Von einer Schubbruchgefahr muss in dieser Zone prinzipiell nicht ausgegangen werden.

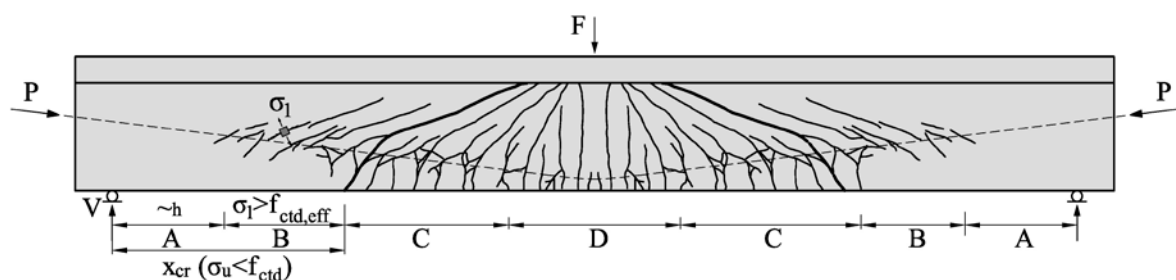


Abbildung 5.1: Zoneneinteilung zur Abgrenzung der unterschiedlichen Querkraftmodelle

5.1.2 Zone B

In diesem Bereich bilden sich im Stegbereich infolge Biege- und Querkraftbeanspruchung Schubrisse, welche nicht bis zur unteren Randfaser des Trägers gelangen. Die Schubrissbildung setzt ein, wenn die Hauptzugspannung σ_1 im Steg die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$

des Betons erreicht. Bei der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ handelt es sich nicht um die einachsiale Zugfestigkeit f_{ctd} , da sich im Stegbereich infolge der gleichzeitig wirkenden Hauptdruckspannung σ_2 ein zweiachsialer Spannungszustand ausbildet. Wie man spätestens seit den Versuchen von Kupfer [42] weiß, reduziert sich die aufnehmbare Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Höhe der Druckbeanspruchung. Bei der Entstehung der „reinen“ Schubrisse muss die Bügelbewehrung imstande sein, die freiwerdende Kraft aufzunehmen um ein sprödes Versagen zu verhindern.

5.1.3 Zone C

Überschreitet die Biegezugspannung an der unteren Randfaser $\sigma_{c,u}$ die mittlere Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} , bilden sich Biegerisse, aus welchen in weiterer Folge Biegeschubrisse entstehen können. Der kritische Biegeschubriss pflanzt sich dabei in Trägerlängsrichtung fort, und dringt dabei immer weiter in die Druckzone vor. Der zum Versagen führende Biegeschubriss bildet sich dabei in der Regel immer aus dem äußersten Biegeriss und weist eine relativ flache Neigung auf.

5.1.4 Zone D

Mit der Zunahme der Biegebeanspruchung in Trägerlängsrichtung, verlaufen die Biegerisse zunehmend in vertikaler Richtung, wodurch keine Schubbruchgefahr mehr besteht.

5.2 Bemessungskonzept

Nachfolgend wird die für die jeweiligen Zonen vorgeschlagene Nachweisführung näher erläutert. Abbildung 5.1 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise bei der in Zonen eingeteilten Nachweisführung. Basierend auf den Bemessungsschnittgrößen N_{Ed} , V_{Ed} und M_{Ed} sowie der Schnittgrößen infolge Vorspannung wird die Position berechnet, an welcher an der unteren Randfaser der 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,0,005}$ erreicht wird. Daraus ergibt sich die Unterscheidung in die Zone A und B sowie der unter Biegung gerissenen Zone C. Im Bereich, wo keine Biegerisse anzutreffen sind (Zone A und B) wird beginnend mit einem Hauptspannungsnachweis im Zustand I kontrolliert, ob in diesem Bereich infolge Schubbeanspruchung Schubrisse im Steg auftreten. Bei Unterschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ gilt der Nachweis als erbracht. Bei Überschreitung muss ein gesonderter Nachweis geführt werden. Besonders kritisch betrachtet werden muss der unter Biegung gerissene Bereich, da sich gerade in diesem Bereich sehr häufig der zum Versagen führende Schubriss ausbildet. In Zone C wird daher das aus dem Schubfeldmodell abgeleitete Ingenieurmodell zum Einsatz kommen.

Nachfolgend werden die theoretischen Grundlagen sowie der detaillierte Formelapparat für die in den jeweiligen Zonen anzuwendenden Nachweismodelle detailliert erläutert.

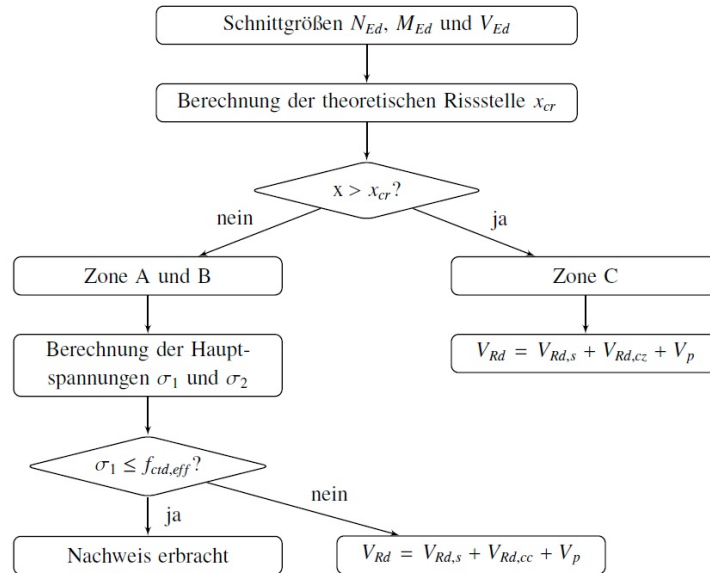


Abbildung 5.2: Bemessungsablauf bei der in Zonen eingeteilten Nachweisführung

5.2.1 Hauptzugspannungsnachweis Zone A und B

Im ersten Schritt wird in der Zone A und Zone B ein Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I vorgeschlagen, um zu überprüfen, ob in diesem Bereich unter gegebener Belastung überhaupt eine Rissbildung im Stegbereich eintritt. Obwohl in Versuchen in der Zone A eigentlich keine Risse beobachtet werden, wird hier auf der sicheren Seite liegend, keine Unterscheidung zwischen Zone A und B vorgenommen.

Da es sich in der Zone A und B um einen vollkommen überdrückten Bereich handelt, kann die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ auch außerhalb des Schwerpunktes auftreten, weshalb diese streng genommen in mehreren Höhen kontrolliert werden muss. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 berechnen sich im Schwerpunkt des Querschnitts zu

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \tau_{xz}^2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{yy,max}}{I_{yy} \cdot b_{w,nom}} \right)^2} \quad (5.1)$$

mit

$$\sigma_{cp} = \frac{N_p}{A_c} \quad \text{Normalspannung infolge Vorspannkraft P bezogen auf die Betonfläche } A_c$$

$$V_{Ed} \quad \text{Bemessungsquerkraft unter Berücksichtigung der Vertikalkomponente der Vorspannkraft } V_p$$

$S_{yy,max}$ statisches Moment in der Schwerachse

I_{yy} Flächenträgheitsmoment

$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \sum \varnothing_h$ nominelle Stregbreite bei der Präsenz von verpressten Metallhüllrohren mit einem Durchmesser $\varnothing_h > b_w/8$

Die Hauptspannungen in einer beliebigen Höhe können folgendermaßen berechnet werden:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{c,x}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{c,x}^2}{4} + \tau_{xz}^2} = \frac{\sigma_{c,x}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{c,x}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{yy}(z)}{I_{yy} \cdot b_{w,nom}} \right)^2} \quad (5.2)$$

mit

$\sigma_{c,x}$ Normalspannung infolge Vorspannkraft P und Biegemoment M_{Ed}

$S_{yy}(z)$ statisches Moment in Abhängigkeit der Höhe z

Aufgrund der Präsenz von mehreren Spanngliedern auf derselben Höhe, kann im Steg eine frühzeitige Rissbildung eintreten, weshalb unbedingt auch auf Höhe der Spannglieder die Hauptzugspannung σ_1 kontrolliert werden muss.

Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn die errechnete Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit nicht erreicht:

$$\sigma_1 \leq f_{ctd,eff} \quad (5.3)$$

Die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ errechnet sich aus einem eigens formulierten biachsialen Versagenskriteriums [43], welches die Zugfestigkeit f_{ctd} in Abhängigkeit der Betongüte sowie der vorherrschenden Hauptdruckspannung σ_2 abmindert (siehe Abbildung 5.3):

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctd} \leq f_{ctd} \quad (5.4)$$

mit

σ_2 Hauptdruckspannung (Vorzeichen negativ)

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad \text{Bemessungswert der Zugfestigkeit} \quad (5.5)$$

mit

$\alpha_{ct} = 1,0$; Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung.

$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5 % - Quantil der charakteristischen Zugfestigkeit

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit
 $\gamma_c = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert für Beton

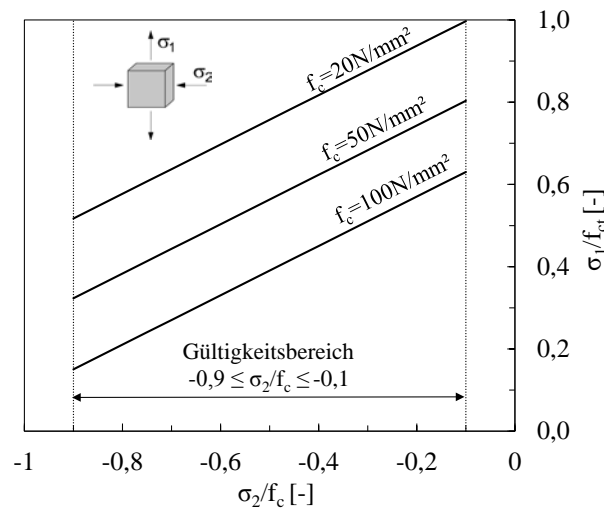


Abbildung 5.3: Biaxiales Versagenskriterium für verschiedene Betongüten gemäß [43]

Bei Überschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ ist mit einer Schubrissbildung im Steg zu rechnen, welche durch eine adäquate Querkraftbewehrung begrenzt werden muss. Um ein sprödes Bauteilversagen zu verhindern wird folgende Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w,min}$ vorgeschlagen

$$\rho_{w,min} = 0,12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

Die Einhaltung dieses Querkraftbewehrungsgrades ist die Grundvoraussetzung um das nachfolgende Nachweismodell anwenden zu können. Bei Unterschreitung dieses Kriterium sowie Schubrissbildung sollte gegebenenfalls eine Querkraftverstärkung angedacht werden.

Der in diesem Bericht vorgeschlagene Hauptzugspannungsnachweis behält auch für ein eventuell vorhandenes Torsionsmoment $M_{T,Ed}$ seine Gültigkeit. Die resultierenden Schubspannungen infolge Torsion müssen lediglich in Gleichung 5.1 mitberücksichtigt werden.

5.2.2 Ansatz eines Querkraftanteils des Druckbogens im überdrückten Bereich

Bereits Leonhardt et al. [41] wiesen 1973 darauf hin, dass sich im überdrückten Bereich in Abhängigkeit der Spanngliedführung ein Druckbogen (Sprengwerk) ausbilden kann, welcher einen Teil der Querkraft über seine Vertikalkomponente abträgt (siehe Abbildung 5.4).

Diesen Mechanismus griffen Maurer und Kiziltan [45] neu auf und untersuchten die von Leonhardt et al. [41] durchgeführten Versuche an Spannbetonträgern.

Darauf aufbauend wird für die Zonen A und B bei Überschreitung der Hauptzugspannung σ_1 folgendes Nachweismodell vorgeschlagen:

Die Querkrafttragfähigkeit setzt sich in diesem Bereich folgendermaßen zusammen:

$$V_{Rd,AB} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cc} + V_p \quad (5.7)$$

mit

$V_{Rd,s}$ Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung in der Zone A und B

$V_{Rd,cc}$ Vertikalkomponente des Druckbogens

V_p Vertikalkomponente der Vorspannkraft

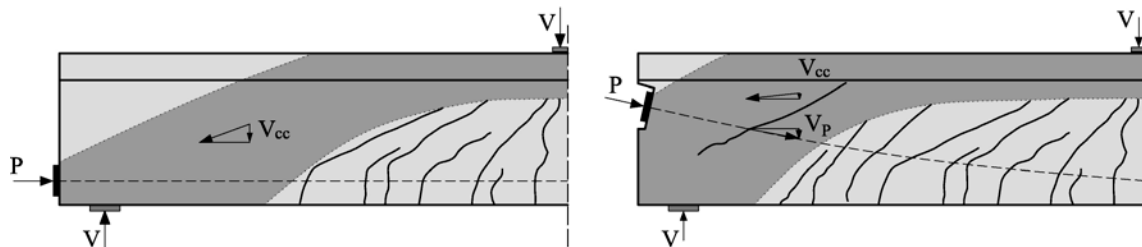


Abbildung 5.4: Ausbildung eines Druckbogens bei vorgespannten Trägern im Auflagerbereich

Zur Vereinfachung wird dieser Nachweis im Abstand d vom Auflager geführt. Der Traganteil der Bügelbewehrung hängt dabei wesentlich von der Neigung des Schubrisses ab. Die Ermittlung der Neigung des Hauptzugspannungsrisses kann dabei auf Basis des biaxialen Spannungskriteriums aus Gleichung 5.4 erfolgen. Darüber hinaus wird angenommen, dass sich die Neigung nach Rissinitiierung nicht mehr verändert. Der Winkel der Hauptspannungsrichtung bei Rissbildung φ_{cr} errechnet sich zu

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\left[\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{cp}}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}} - 1\right)}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}}\right)} \right]^2 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{2}\right)^2}}{|\sigma_{cp}|}}{1} \quad (5.8)$$

Des Weiteren wird angenommen, dass sich im Bruchzustand der Schubriss zwischen der gemittelten statischen Nutzhöhe d (siehe Gleichung 5.16) und der Unterkante des Obergurts ausbildet. Es wird ebenso angenommen, dass die Schubbewehrung im Bruchzustand bereits zu Fließen begonnen hat. Die entlang des Schubrisses aktivierte vertikale Querkraftbewehrung ergibt folgenden Querkraftwiderstand:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (5.9)$$

mit

$A_{s,w}$ Querschnittsfläche eines Querkraftbewehrungselementes

s_w Abstand der Bügelbewehrung zueinander

h_{fc} Höhe des Obergurtes

$$f_{ywd} = \frac{f_{yw,k}}{\gamma_s} = \frac{f_{yw,k}}{1,15} \quad \text{Bemessungsfließspannung der Bügelbewehrung}$$

Die Neigung des Druckbogens wird anhand der Lastangriffspunkte der Druckkraft direkt am Endauflager bzw. an der Stelle, wo das theoretische Rissmoment überschritten ist, ermittelt (siehe Abbildung 5.5). Die Berechnung kann vereinfacht auf Basis einer Spannungsermittlung im Zustand I sowie mit der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens erfolgen.

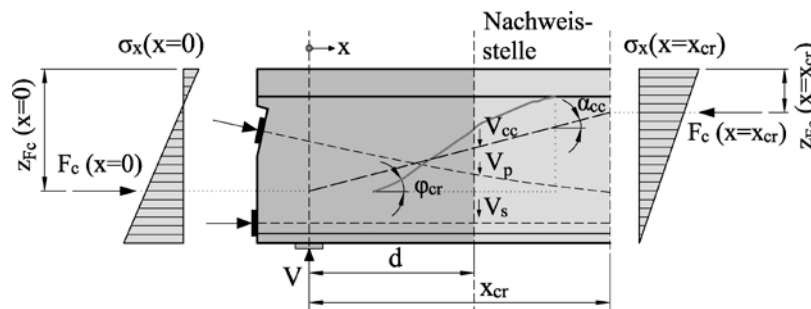


Abbildung 5.5: Grundlagen zur Berechnung der Vertikalkomponente der resultierenden Druckkraft V_{cc}

Die Neigung des Druckgurtes α_{cc} wird als konstant angenommen und ergibt sich wie folgt:

$$\alpha_{cc} = \arctan\left(\frac{z_{F_c}(x=0) - z_{F_c}(x=x_{cr})}{x_{cr}}\right) \quad (5.10)$$

mit

z_{F_c} Lastangriffspunkt der resultierenden Betondruckkraft

x_{cr} theoretische Stelle, wo das Rissmoment M_{cr} erreicht wird.

Die Vertikalkomponente der resultierenden Betondruckkraft F_c errechnet sich demnach mit

$$V_{Rd,cc} = F_c(x=d) \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (5.11)$$

mit

$F_c(x=d)$ Betondruckkraft an der Nachweisstelle im Abstand d vom Auflager

Wie in Abbildung 5.5 ersichtlich, muss die Druckkraft über den Riss hinweg übertragen werden können. Dies kann nur durch eine begrenzte Rissbildung im Steg garantiert werden, was jedoch aufgrund der Steifigkeit des ungerissenen Druck- und Zuggurtes sowie der geforderten Mindestschubbewehrung $\rho_{w,\min}$ (siehe Gleichung 5.6) gewährleistet ist.

5.2.3 Nachweismodell für den Bereich C

In den meisten Laborversuchen bildet sich der zum Versagen führende Schubriss aus einem Biegeriss (Biegeschubriss), weshalb man davon ausgehen kann, dass von diesem Bereich (Zone C) die höchste Schubbruchgefahr ausgeht. Die Analyse der Rissverläufe sowie der Rissuferverschiebungen des „kritischen“ Schubrisses in den Versuchen (siehe Kapitel 4) haben gezeigt, dass bei Spannbetonbalken die Querkrafttragfähigkeit mit dem Bügeltraganteil allein nicht beschrieben werden kann. Darüber hinaus konnten in den Versuchen nur sehr geringe Rissgleitungen gemessen werden, weshalb die Rolle der Rissverzahnung eher von untergeordneter Bedeutung ist. Es liegt somit nahe, dass ein Großteil der Querkraft über die ungerissene Betondruckzone abgetragen werden muss. Die Querkrafttragfähigkeit bei Spannbetonbalken setzt sich somit aus folgenden Traganteilen zusammen:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p + \Delta V_p \quad (5.12)$$

mit

$V_{Rd,s}$ Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung in der Zone C

$V_{Rd,cz}$ Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone

V_p Vertikalkomponente der Vorspannkraft

ΔV_p Vertikalkomponente der Vorspannkraft aus zusätzlicher Dehnung des Spannglieds infolge Biegung

Die grundlegenden Modellannahmen sind in Abbildung 5.6 ersichtlich. Dass daraus aufbauende Nachweismodell wird in weiterer Folge durch gezielte Annahmen noch weiter vereinfacht und somit in ein praxisgerechtes Ingenieurmodell übergeführt.

5.2.3.1 Allgemeines Querkraftmodell für den Bereich C

Neben den Traganteilen der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p wird in dem hier vorgeschlagenen Ansatz davon ausgegangen, dass die ungerissene Druckzone eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkraften spielt. Dieser Tragmechanismus darf dabei nicht mit der Vertikalkomponente der resultierenden Druckkraft wie in Zone A und B verwechselt werden. Die wesentliche Annahme des Modells ist,

dass das Querkrafttragverhalten der Druckzone wie bei einem vollkommen ungerissenen Balken mit Hilfe der technischen Biegelehre beschrieben werden kann. Die Druckzone ist dabei solange imstande Spannungen und in weiterer Folge Normalkräfte und Querkräfte aufzunehmen bis eine gewisse Grenzspannung erreicht wird. Da infolge Biegung Normalspannungen $\sigma_{c,x}$ und infolge Querkräfte Schubspannungen τ_{xz} in der Druckzone entstehen, resultiert dort ein biaxialer Spannungszustand aus Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Aufgrund dieses Umstandes müssen die vorherrschenden Spannungen mit einem biaxialen Versagenskriterium verglichen werden. Dafür kann das in Gleichung 5.4 angeführte, neu entwickelte Versagenskriterium Anwendung finden. Die wesentlichsten Modellannahmen, wie z. B. das „Ebenbleiben der Querschnitte“, die Spannungsverteilung in der Druckzone sowie die einzelnen Querkraftmechanismen sind in Abbildung 5.6 dargestellt.

Sowie in den eigenen Versuchen als auch in den Experimenten aus der Literatur konnte beobachtet werden, dass sich der „kritische Schubriss“ stets aus dem äußersten Biegeriss bildete. Dieses Phänomen kann durch den hier vorgeschlagenen Ansatz bestätigt werden, da mit zunehmender Biegenormalspannung $\sigma_{c,x}$ die Hauptzugspannung zusehends überdrückt wird, weshalb der kritische Schnitt stets in der Nähe der theoretischen Rissstelle anzutreffen ist. Daraus ergibt sich die Nachweisstelle x_{krit} zu

$$x_{krit} = x_{cr} + \frac{(d_s - x_{cz})}{2} \cdot \cot \theta_{cr} \quad (5.13)$$

mit

x_{cr} Stelle, wo das Rissmoment M_{cr} (f_{ctm} an der unteren Randfaser) erreicht wird

d_s Statische Nutzhöhe der Längsbewehrung

x_{cz} Druckzonenhöhe

θ_{cr} Rissneigung

Die Druckzonenhöhe x_{cz} wird dabei unter der Annahme vom „Ebenbleiben der Querschnitte“ (lineare Dehnungsverteilung) und eines linear elastischen Materialverhaltens von Beton berechnet. Bei Biegung mit Normalkraft (Vorspannung) ist die Druckzonenhöhe x_{cz} belastungsabhängig. Zur Vereinfachung wird diese Abhängigkeit vernachlässigt. Darüber hinaus bleiben die unterschiedlichen Verbundeigenschaften von gerippten Bewehrungsstahl und verpressten Spanngliedern unberücksichtigt. Die Druckzonenhöhe kann somit für Rechtecksquerschnitte, Plattenbalken und Hohlkästen folgendermaßen berechnet werden:

$$x_{cz} = \left[h_{fc} \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + \frac{A_i}{b_w} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{h_{fc}}{d} \right)^2 \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{A_i}{b_w \cdot d}}{\left[h_{fc} \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + \frac{A_i}{b_w \cdot d} \right]^2}} - 1 \right] \quad (5.14)$$

mit

h_{fc} Obergurthöhe

b_{eff} Mitwirkende Obergurtbreite gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [37]

b_w Stegbreite

A_i Ideeller Querschnitt der Längsbewehrung und der Spannglieder (Gl. 5.15)

d gemittelte statische Nutzhöhe

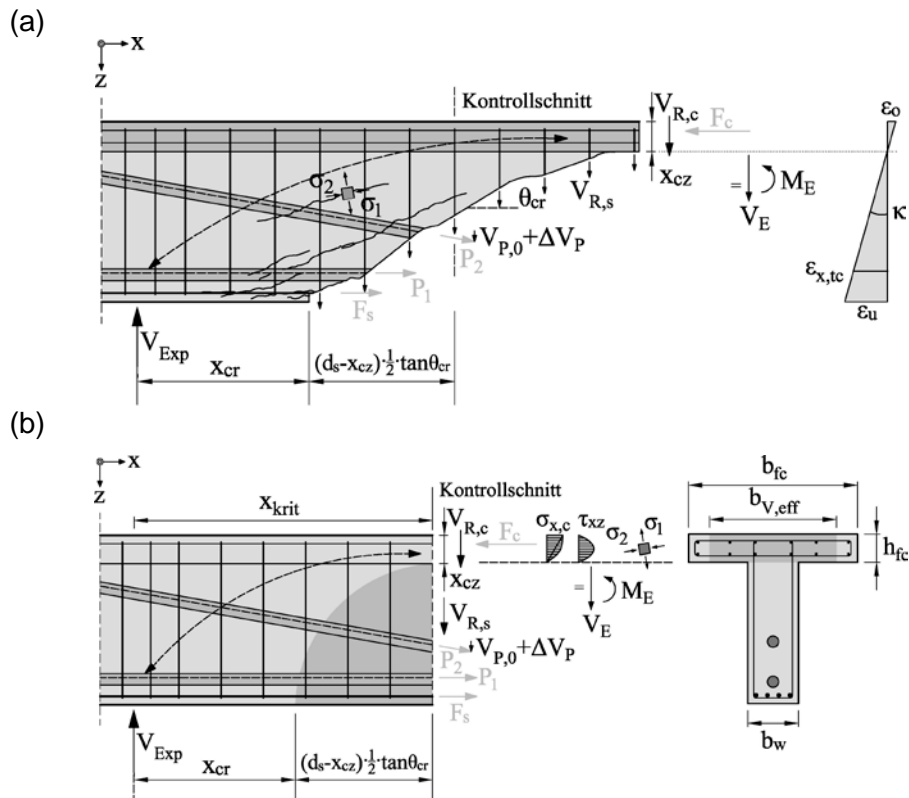


Abbildung 5.6: Modellannahmen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontägern mit geringer Schubbewehrung: (a) Freigeschnittener Körper mit externen und internen Kräften und Dehnungszustand im Querschnitt (b) Idealisierter Kontrollschnitt mit resultierenden Spannungszustand in der Druckzone und Definition der mitwirkenden Breite für Querkraft $b_{v,eff}$.

Der ideale Querschnitt der Längsbewehrung und der Spannglieder ergibt sich zu

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (5.15)$$

mit

A_s Querschnittsfläche der Längsbewehrung

A_p Querschnittsfläche der Spannglieder

E_{cm} Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons

E_s Elastizitätsmodul der Längsbewehrung

E_p Elastizitätsmodul des Spannstahls

Die statische Nutzhöhe d wird an der Nachweisstelle in Abhängigkeit der Querschnittsflächen der Längsbewehrung und der verschiedenen Spanngliedlagen wie folgt ermittelt:

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + A_p} \quad (5.16)$$

mit

d_s statische Nutzhöhe der Längsbewehrung

$d_{p,i}$ statische Nutzhöhe der einzelnen Spanngliedlagen

$A_{p,i}$ Querschnittsfläche der einzelnen Spanngliedlagen

Wenn die Druckzonenhöhe x_{cz} innerhalb des Flansches h_{fc} bleibt, vereinfacht sich Gleichung 5.14 zu

$$x_{cz} = \frac{A_i}{b_{eff}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \quad (5.17)$$

Die mitwirkende Breite des Obergurts für Schub wird folgendermaßen definiert:

$$b_{V,eff} = b_{fc} \leq 2,5 \cdot b_w \quad (5.18)$$

Unter der Annahme des linear elastischen Materialverhaltens in der Druckzone ergibt sich der innere Hebelsarm z zu

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} \quad (5.19)$$

Analog dazu, kann der Hebelsarm der einzelnen Spanngliedlagen wie folgt berechnet werden

$$z_{p,i} = d_{p,i} - \frac{x_{cz}}{3} \quad (5.20)$$

Die Rissneigung θ_{cr} wird in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung $\epsilon_{x,tc}$ wie folgt ermittelt

$$\theta_{cr} = 22^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_{x,tc} \quad (5.21)$$

wobei sich die Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ errechnet nach

$$\varepsilon_{x,tc} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} - \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i}}{z}}{A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p}}{\quad} \quad (5.22)$$

mit

M_{Ed} Bemessungsbiegemoment

$P_{x,0,i}$ Vorspannkraft in x-Richtung für die einzelnen Spanngliedlagen

Im allgemeinen Fall wird die Normalspannung in der Druckzone $\sigma_{c,cz}$ infolge des Bemessungsmomentes M_{Ed} und der Wirkung der Vorspannkraft P im Schwerpunkt der Druckzone wie folgt ermittelt:

$$\sigma_{c,cz} = 2 \cdot \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z}}{b_{eff} \cdot x_{cz}} \cdot \frac{(x_{cz} - z_{co,cz})}{x_{cz}} \quad (5.23)$$

Bleibt die Nulllinie im Obergurt ($x_{cz} < h_{fc}$) vereinfacht sich Gleichung 5.23 zu

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z}}{b_{eff} \cdot x_{cz}} \quad (5.24)$$

Die grundlegende Überlegung des neuentwickelten Modells beruht auf der Annahme, dass die Schubtragfähigkeit der Druckzone erschöpft ist, wenn der dort vorherrschende Hauptspannungszustand, welcher sich aufgrund der Biege- und Querkraftbelastung ergibt, die biaxiale Festigkeit des Betons erreicht. Der Nachweis soll jedoch wie derzeit in den Bemessungsnormen üblich auf Schnittgrößenebene erfolgen, weshalb es einiger Umformungen bedarf: Setzt man die beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{c,cz}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{c,cz}^2}{4} + \tau_{cz}^2} \quad (5.25)$$

in das biaxiale Spannungskriterium (Gleichung 5.4) ein und formt dies nach τ_{cz} um, ergibt sich nach mehreren Umformungen die aufnehmbare Schubspannung in der Druckzone zu

$$\tau_{cz} = \sqrt{\left[\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{c,cz}}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}} - 1\right)}{1 + 0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}}} \right]^2 - \left(\frac{\sigma_{c,cz}}{2}\right)^2} \quad (5.26)$$

mit

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

f_{ctd} Bemessungswert der Zugfestigkeit

Mit der aus der Festigkeitslehre bekannten Formel zur Ermittlung der Schubspannung auf Höhe des Schwerpunktes in der ungerissenen Druckzone

$$\tau_{xz} = \frac{V \cdot S_{yy}}{I_{yy} \cdot b} \quad (5.27)$$

ergibt sich durch Umformen der Gleichung 5.26 die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{Rd,cz}$ zu

$$V_{Rd,cz} = \frac{I_{yy,cz} \cdot b_{V,eff}}{S_{yy,cz,max}} \cdot \tau_{cz} \quad (5.28)$$

mit

$S_{yy,cz,max}$ statisches Moment der ungerissenen Druckzone auf Höhe des Schwerpunktes

$I_{yy,cz}$ Trägheitsmoment der ungerissenen Druckzone

$b_{V,eff}$ Mitwirkende Breite auf Schub (siehe Gleichung 5.18)

Für den Fall, dass die Druckzonenhöhe x_{cz} kleiner als die Höhe des Obergurtes h_{fc} ist, kann die Berechnung nach Gleichung 5.28 mit Hilfe der Dübelformel folgendermaßen vereinfacht werden

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x_{cz} \cdot \tau_{cz,max} \quad (5.29)$$

Entgegen der Modellvorstellung gemäß dem Fachwerkmodell wird in dem hier gewählten Ansatz davon ausgegangen, dass der Traganteil der Querkraftbewehrung nur von jenen Bügeln gebildet wird, welche auch tatsächlich vom „kritischen“ Schubriss gekreuzt werden. Da der Nachweis in einem durch Biegung gerissenen Bereich geführt wird ($x > x_{cr}$), werden hier alle Bügel in Rechnung gestellt, welche innerhalb der Länge $(d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr}$ aktiviert werden können (siehe Abbildung 5.6). Somit kann die Querkrafttragfähigkeit senkrechter Bügelbewehrung wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} \quad (5.30)$$

mit

a_{sw} Bügelbewehrung [cm^2/m] in der Nachweisstelle

f_{ywd} Bemessungswert der Fließspannung der Bügelbewehrung

d_s Statischer Hebelarm der Längsbewehrung

θ_{cr} Risswinkel

Neben den oben angeführten Traganteil der Druckzone $V_{Rd,cz}$ und der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ liefert im Nachweisschnitt die Vertikalkomponente der anfänglichen Vorspannkraft P_0 einen Beitrag zur Schubtragfähigkeit von vorgespannten Balken:

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_{p,i} \quad (5.31)$$

Darüber hinaus wird in dem Ansatz berücksichtigt, dass infolge der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ die Spannglieddehnung ε_p über die Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ hinaus zunehmen kann. Die daraus resultierende zusätzliche Vertikalkomponente ΔV_p errechnet sich mit

$$\Delta V_p = \frac{\varepsilon_{x,tc}}{d - x_{cz}} \cdot (d_{p,i} - x_{cz}) \cdot E_p \cdot A_{p,i} \cdot \sin \alpha_{p,i} \quad (5.32)$$

mit

α_p Spanngliedneigung

5.2.3.2 Herleitung des Ingenieurmodells für den Bereich C

Das in Abschnitt 5.2.3.1 hergeleitete Querkraftmodell für die Ermittlung der Schubtragfähigkeit im Bereich C benötigt auch bei bekannten Schnittgrößen M_{Ed} und V_{Ed} eine iterative Vorgehensweise, da der Nachweisschnitt x_{krit} a priori nicht bekannt ist. Darüber hinaus ist der Berechnungsablauf zu aufwendig um dem eines ingenieurmäßigen Nachweiskonzeptes gerecht zu werden. Deshalb werden die nachfolgenden auf der sicheren Seite liegenden Vereinfachungen vorgenommen:

- Die Druckzonenhöhe x_{cz} kann bei Obergurten mit geringer Höhe oder bei ausgeprägten Zuggurten (hoher Bewehrungs- oder Spanngliedgrad) in den Steg hineinragen, wodurch sich die Berechnung deutlich verkompliziert. Für das Ingenieurmodell wird für die Ermittlung der Druckzonenhöhe x_{cz} die Vereinfachung eingeführt, dass die Druckzonenhöhe x_{cz} die Obergurthöhe h_{fc} nicht übersteigt:

$$x_{cz} = \left[h_{fc} \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + \frac{A_i}{b_w} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{h_{fc}}{d} \right)^2 \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{A_i}{b_w \cdot d}}{\left[\frac{h_{fc}}{d} \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + \frac{A_i}{b_w \cdot d} \right]^2}} - 1 \right] \leq h_{fc} \quad (5.33)$$

Bei weit in den Steg hineinreichender Nulllinie wird die durch in Gleichung 5.33 eingeführte Vereinfachung durch eine Vergrößerung der mitwirkenden Breite auf Schub $b_{v,eff}$ kompensiert:

$$b_{v,eff} = \begin{cases} b_{fc} \leq 2,5 \cdot b_w & \text{wenn } x_{cz} \leq h_{fc} \\ b_{fc} \leq b_w + 1,5 \cdot \frac{x_{cz}}{h_{fc}} & \text{wenn } x_{cz} > h_{fc} \end{cases} \quad (5.34)$$

- Der Risswinkel θ_{cr} hängt von der Dehnung des Zuggurtes $\varepsilon_{x,tc}$ ab, d.h. ein höherer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w führt zu einem höheren Belastungsniveau, was sich in einem Rissbild mit steileren Rissen äußert, wodurch weniger Bügelbewehrung aktiviert werden kann. Im Falle geringer Bügelbewehrungsgrade ($\rho_w < 5 \cdot \rho_{w,min}$) kann diese Abhängigkeit vernachlässigt werden und mit einem konstanten Risswinkel θ_{cr} gerechnet werden, wodurch die Abhängigkeit von der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ wegfällt:

$$\theta_{cr} = 26,565^\circ \rightarrow \cot \theta_{cr} = 2,0 \text{ für } \rho_w < 5 \cdot \rho_{w,min} \text{ (} \rho_{w,min} \text{ gemäß ON B 1992-1-1 [37])} \quad (5.35)$$

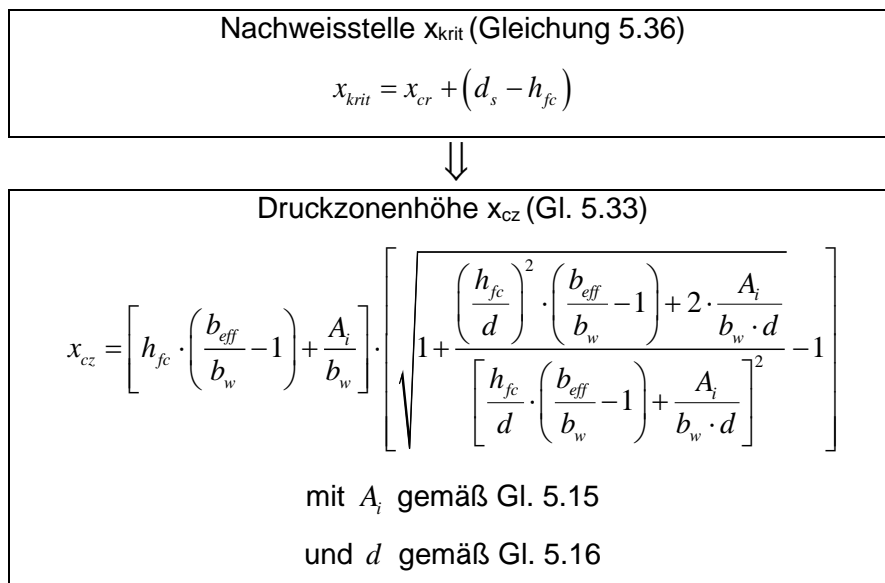
- Um die iterative Berechnung zu vermeiden, wird die Vereinfachung vorgenommen, dass in Gleichung 5.13 die Druckzonenhöhe x_{cz} durch die Obergurthöhe h_{fc} ersetzt wird. In Kombination mit dem konstanten Risswinkel θ_{cr} ergibt sich die Nachweisstelle x_{krit} zu

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) \quad (5.36)$$

mit x_{cr} = Stelle, wo an der unteren Randfaser $f_{ctk,0,005}$ überschritten ist.

- Die Zunahme der Dehnung der Spannglieder infolge Biegung und der daraus resultierenden Vergrößerung der Vertikalkomponente der Vorspannkraft ΔV_p wird vernachlässigt.

Mit den zuvor angeführten Vereinfachungen kann der Berechnungsablauf in chronologischer Reihenfolge gemäß Abbildung 5.7 zusammengefasst werden.





Normalspannung in der Druckzone $\sigma_{c,cz}$ (Gl. 5.24)

$$\sigma_{c,cz} = \begin{cases} \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z}}{b_{eff} \cdot x_{cz}} & \text{wenn } x_{cz} \leq h_{fc} \\ \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z}}{b_{eff} \cdot h_{fc}} & \text{wenn } x_{cz} > h_{fc} \end{cases}$$

mit z gemäß Gl. 5.19



Aufnehmbare Schubspannung in der Druckzone τ_{cz} (Gl. 5.26)

$$\tau_{cz} = \sqrt{\left[\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{c,cz}}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}} - 1\right)}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ck}}\right)} \right]^2 - \left(\frac{\sigma_{c,cz}}{2}\right)^2}$$

mit f_{ctd} gemäß Gl. 5.5



Mitwirkende Breite auf Schub in der Druckzone $b_{V,eff}$ (Gl. 5.33)

$$b_{V,eff} = \begin{cases} b_{fc} \leq 2,5 \cdot b_w & \text{wenn } x_{cz} \leq h_{fc} \\ b_{fc} \leq b_w + 1,5 \cdot \frac{x_{cz}}{h_{fc}} & \text{wenn } x_{cz} > h_{fc} \end{cases}$$



Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{Rd,cz}$ (Gl. 5.29)

$$V_{Rd,cz} = \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x_{cz} \cdot \tau_{cz,max} & \text{wenn } x_{cz} \leq h_{fc} \\ \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot h_{fc} \cdot \tau_{cz,max} & \text{wenn } x_{cz} > h_{fc} \end{cases}$$



Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ (Gl. 5.30)

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr}$$



Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} an der Nachweisstelle x_{krit}

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p$$

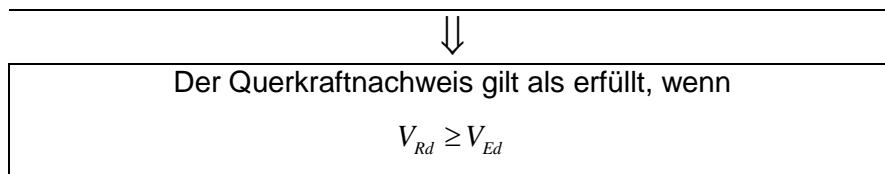


Abbildung 5.7: Ingenieurmodell – Berechnungsablauf zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit}

5.3 Verifizierung des neuentwickelten Nachweismodells für den Bereich C anhand von Versuchsdaten

In diesem Abschnitt soll das oben hergeleitete, ingenieurmäßige Nachweismodell für den unter Biegung gerissenen Bereich C anhand von Versuchen aus der Literatur [46-52] (siehe Anhang B) sowie anhand der Schubversuche, welche im Zuge dieses Forschungsvorhabens durchgeführt wurden (siehe Kapitel 4), verifiziert werden. Zusätzlich wird der Ansatz mit den derzeit in der ONR 24008 [33] verankerten Nachweismodellen (EC2 [34] und MC 2010 [38]) verglichen. Die ausgewerteten Versuchskörper unterscheiden sich hauptsächlich in den folgenden Parametern:

- Betondruckfestigkeit $f_c = 16,9 - 60 \text{ N/mm}^2$
- Mechanischer Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0,056 \% - 1,01 \%$
- Vorspanngrad $\sigma_{cp} = P/A_c = 1,2 - 6,5 \text{ N/mm}^2$
- Bauteilhöhe: $h = 259 - 1250 \text{ mm}$
- Verhältnis Obergurtbreite b_{fc} zu Stegbreite b_w : $b_{fc}/b_w = 1 - 6$
- Spanngliedneigung $\alpha_p = 0 - 13,5^\circ$

Die im Anhang B angeführte Datenbank mit Querkraftversuchen an Spannbetonsträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad wurde für die in diesem Abschnitt durchgeführte Analyse gefiltert. Folgende Ausschlusskriterien wurden dabei angewendet:

rechnerisches Biegeversagen

Druckfestigkeit $f_c < 20 \text{ N/mm}^2$

Stegbreite $b_w < 3 \cdot d_g$

Bauteilhöhe $h < 5 \cdot d_g$

Schubslankheit $a/d < 2,75$

Durch Anwendung dieser Ausschlusskriterien wurde die Datenbasis auf 35 relevante Versuchsdaten reduziert. Die Versuchsträger wurden entweder mit einer (Dreipunktbiegeversuch) oder zwei (Vierpunktbiegeversuch) punktförmigen Belastungen getestet.

Die Berechnung der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} erfolgt dabei auf Basis von Mittelwerten der Materialkennwerte für Betonstahl, Spannstahl und Beton und

berücksichtigt keinerlei Teilsicherheitsfaktoren für die Einwirkungs- und Widerstandsseite. Bei der Nachrechnung von Versuchen zeigte sich eine leichte Unterschätzung der Traglast im Bereich von geringen Schubweiten a , welche darauf zurückzuführen ist, dass bei kleinen a/d Verhältnis ein Teil der Querkraft über eine direkte Druckstrebe zusätzlich abgetragen werden kann. Dieser Mechanismus, wie in [43] gezeigt, ist besonders bei vorgespannten Bauteilen ausgeprägt und liefert wie oben erläutert im Bereich AB einen wesentlichen Beitrag zum Abtrag von Querkraften. Da sich dieser Traganteil auch zum Teil in der Zone C ausbildet, wird die Tragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$ gemäß Gleichung 5.29 für die Nachrechnung der Versuchsdaten mit einem Faktor β_{ad} multipliziert:

$$V_{R,cz,mod} = V_{R,cz} \cdot \beta_{ad}$$

mit

$$\beta_{ad} = 1,75 - 0,15 \cdot \frac{a}{d} \geq 1,0$$

Da es sich bei realen Brückentragwerken in der Regel nicht um solch „gedrungene“ Bauteile handelt, ist dieser Faktor für die Nachrechnung von bestehenden Objekten nicht von Relevanz. Darüber hinaus zeigt sich im Anschluss, dass eine Nichtberücksichtigung dieses empirischen Faktors die Vorhersagegenauigkeit nicht drastisch verschlechtert (vergleiche Abbildung 5.8 (c) und (d)).

Abbildung 5.8 zeigt einen Vergleich zwischen experimentell ermittelter und theoretischer Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R von 35 Versuchsträgern in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrades ρ_w berechnet nach

- Eurocode 2 [36]
- fib Model Code 2010 [38]
- Ingenieurmodell

Eurocode 2

Die Nachrechnung der Versuche mit dem Fachwerkmodell gemäß Eurocode 2 erfolgt auf Basis der minimal erlaubten Druckstrebenneigung θ von $21,8^\circ$ ($\cot \theta = 2,0$). Da der zu verwendende innere Hebelarm z für Spannbetonbauteile dort nicht näher definiert ist, wird er der Einfachheit halber mit $z = 0,9 \cdot d$ angenommen, wobei für die statische Nutzhöhe d Gleichung 5.16 Anwendung findet. Die Nachweisstelle wird wie vorgeschlagen im Abstand d vom Auflager entfernt gewählt. Die Querkrafttragfähigkeit wird gemäß dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ ausschließlich von der Schubbewehrung gebildet, wobei als obere Grenze die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ beachtet werden muss. Wie Abbildung 5.8 (a) sehr anschaulich verdeutlicht, reicht der Traganteil der Schubbewehrung

alleine nicht aus, um den Abtragung von Querkräften realitätsnah zu beschreiben. Gerade im Bereich mit sehr geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w unterschätzt der nach Eurocode 2 ermittelte Querkraftwiderstand V_R die Versuchslasten V_{Exp} teils erheblich. Darüber hinaus werden wesentliche Einflussfaktor wie z.B. die Spannstaahlmenge, nicht mit in Betracht gezogen. Dies führt dazu, dass das Verhältnis zwischen der experimentellen und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R im Mittel m bei 2,61 liegt. Zusätzlich weist die Vorhersage eine große Streuung σ von 0,94 auf.

fib Model Code 2010

Gemäß dritter Näherungsstufe („Level of Approximation 3) des Schubmodels nach fib Model Code 2010 setzt sich der Querkraftwiderstand aus einem Bügeltraganteil $V_{R,s}$ (auf Basis der Modellvorstellung eines Fachwerkmodells) sowie eines Betontraganteils $V_{R,c}$ (basierend auf dem Traganteil der Rissverzahnung) zusammen. Die Höhe des Betontraganteils ist neben dem vorherrschenden Dehnungszustand im Steg wesentlich von der Ausnützung der Druckstreben tragfähigkeit ($V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$) abhängig. Für die Berechnung wurde derselbe innere Hebelarm z herangezogen wie für die Berechnung nach Eurocode 2. Die Nachweisstelle wurde aufgrund der Einzellast in den Versuchen im Abstand d von der Lasteinleitung gewählt. Aufgrund der zusätzlichen Schubtragfähigkeit, welche dem Beton zugetraut wird, kann mit der dritten Näherungsstufe eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den Versuchen erzielt werden als im Vergleich zu einer Berechnung nach Eurocode 2. Die Streuung beträgt bei diesem Ansatz lediglich 0,15 bezogen auf V_{Exp}/V_R . Ein wesentliches Manko dieses Ansatzes zeigt sich im relativ hohen Mittelwert $m = 1,62$ gerade für die hier untersuchten Spannbetonbauteile mit geringem Schubbewehrungsgrad. Für die Praxis ebenso relevant ist die Tatsache, dass der Ausnützungsgrad bei $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$, welcher wie bereits erwähnt, die Höhe des Betontraganteils wesentlich bestimmt, bei Hohlkastenbrücken mit relativ schlanken Stegen sehr hoch ist, wodurch sich rechnerisch kein Betontraganteil mehr ergibt. Inwieweit diese Vorgehensweise der Realität entspricht, kann mit den derzeit verfügbaren experimentellen Untersuchungen nicht eindeutig verifiziert werden. Nichtsdestotrotz bleibt festzuhalten, dass es durchaus vorkommen kann, dass die rechnerische Querkrafttragfähigkeit gemäß MC 2010 geringer ausfällt wie jene nach Eurocode 2.

Ingenieurmodell

Das im Zuge dieses Forschungsvorhabens und aufbauend auf dem Ansatz nach [43] entwickelte Ingenieurmodell geht, wie in den vorherigen Abschnitten umfassend erläutert, von einem Traganteil der Schubbewehrung $V_{R,s}$ und einem Betontraganteil $V_{R,c}$ aus. Einigkeit herrscht bei allen Modellansätzen darüber, dass die Vertikalkomponente der Vorspannkraft

V_p einen Beitrag zum Abtrag von Querkräften liefert. Deren Existenz konnte auch in den Versuchen eindeutig belegt werden. Für die Ermittlung des Traganteils der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ wird entgegen der Modellvorstellung des Fachwerkmodells die Druckstrebenneigung θ (Anmerkung: entspricht dort nicht dem Risswinkel) im Ingenieurmodell durch den Risswinkel θ_{cr} ersetzt. Dadurch werden nur jene Bügel in Betracht gezogen, welche auch tatsächlich vom „kritischen“ Schubriss gekreuzt und somit aktiviert werden.

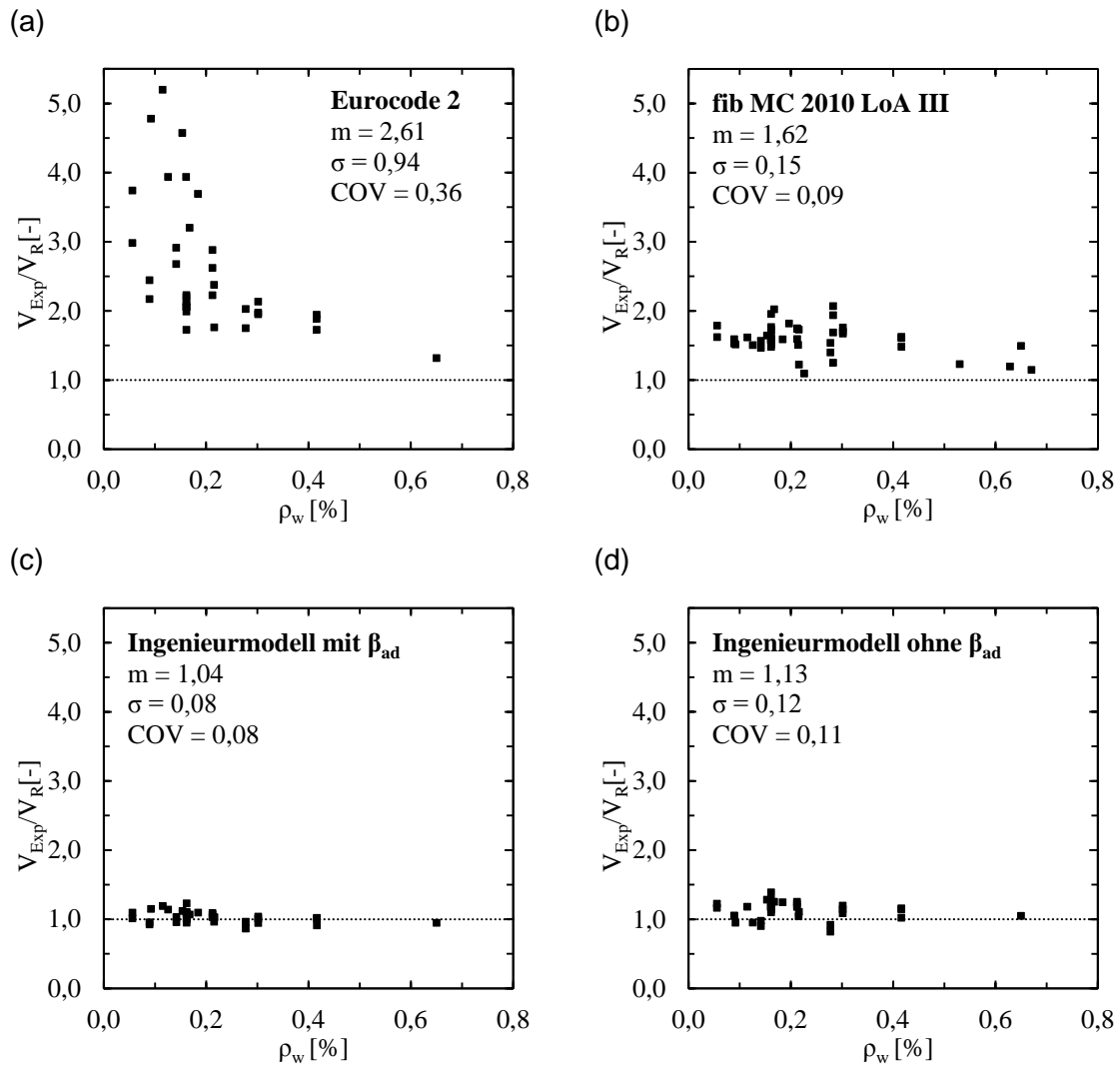


Abbildung 5.8: Vergleich zwischen experimentell ermittelter Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} und berechneter Querkrafttragfähigkeit V_R von 35 Versuchsträgern in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrades ρ_w gemäß: (a) Eurocode 2 [36] (b) fib Model Code 2010 [38] (c) Ingenieurmodell mit β_{ad} (d) Ingenieurmodell mit β_{ad}

Der zusätzliche Betontraganteil basiert aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse aus den Versuchen auf einer Modellvorstellung, welche annimmt, dass sich ein Bogen (Druckzone) -Zugband (Spannglieder, Bewehrung) Mechanismus ausbilden kann (Sprengwerk), welcher imstande ist, solange eine Querkraft abzutragen, bis in der ungerissenen Druckzone

ein kritischer biaxialer Spannungszustand erreicht wird. Aufgrund der gemessenen Rissöffnungen und Rissgleitungen in den im Zuge dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Versuchen an Trägern mit geringer Schubbewehrung konnte der Rückschluss gezogen werden, dass die Tragkapazität der Rissreibung für Balken mit einer minimalen Bügelbewehrung eher von untergeordneter Bedeutung sein muss. Für die Nachweisstelle wird die Position an der das rechnerische Rissmoment (x_{cr}) überschritten ist, miteinbezogen, wodurch der Nachweis dort geführt wird, wo auch eine potentielle Gefahr für einen Biegeschubriss überhaupt gegeben ist.

Wie Abbildung 5.8 (c) zeigt, zeichnet sich der gewählte Ansatz durch eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus, welche durch den Vergleich mit anderen Modellansätzen noch zusätzlich verdeutlicht wird. Eine Streuung σ von nur 0,08 und einem Mittelwert m von 1,04 bestätigen die Zweckmäßigkeit und Anwendbarkeit der gewählten Modellvorstellung. Durch den Betontraganteil auf Basis des Tragvermögens der Druckzone konnte eine zusätzliche Tragkapazität lukriert werden, welche bei der Nachrechnung von bestehenden Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad helfen kann, die Querkrafttragfähigkeit deutlich realitätsnäher zu ermitteln als dies mit den derzeit gültigen Normenwerken der Fall ist.

Die bessere Übereinstimmung im Vergleich mit anderen Bemessungsansätzen kann auf folgende Punkte zurückgeführt werden:

- Um die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen mit geringer Schubbewehrung rein über einen Traganteil der Bügelbewehrung beschreiben zu können, müsste gemäß der Modellvorstellung des Fachwerkmodells eine so geringe Druckstrebenneigung θ zugelassen werden, welche bei weitem nicht mehr der Realität entsprechen würde. Dies lässt den Rückschluss zu, dass es einen über den Querkraftwiderstand der vertikalen Bewehrung hinausgehenden Traganteil geben muss. Der Ansatz einen zusätzlichen Betontraganteil in der Nachweisführung mit zu berücksichtigen, verbessert die Vorhersagequalität erheblich.
- Der gewählte Ansatz des Ingenieurmodells berücksichtigt eine Vielzahl von Einflussparametern, welche für die Validierung der Querkrafttragfähigkeit von Bedeutung sind. So z.B. wird im Ingenieurmodell die Höhe der Druckzone und in weiterer Folge die mittwirkende Breite des Obergurtes auf Schub wesentlich von der Steifigkeit des Zuggurtes bestimmt. Je höher die Steifigkeit des Zuggurtes ist, desto größer

wird auch die Druckzonenhöhe x_{OZ} , was sich wiederum positiv auf die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} auswirkt. Wie Abbildung 5.9 zeigt, ist das ingenieurmäßige Nachweis-konzept imstande, die diversen potentiellen Einflussparameter richtig abzubilden.

- Die Philosophie die Nachweisstelle direkt in der Nähe der Stelle, wo das Rissmoment überschritten ist, zu koppeln, bringt den Vorteil, dass der Nachweis auch dort geführt wird, wo auch theoretisch das Versagen unter Bruchlast stattfinden würde. Dies ist in den derzeit gültigen Normenwerken meist nicht der Fall.
- Darüber hinaus verfügt das entwickelte Modell über einen klaren mechanischen Hintergrund, welcher auf der Tragkapazität der Druckzone beruht. Die Ermittlung der Spannung erfolgt auf Basis der technischen Biegelehre. Das Versagenskriterium wurde anhand von in der Literatur aufgegriffenen Daten von biachsialen Versuchen abgeleitet.

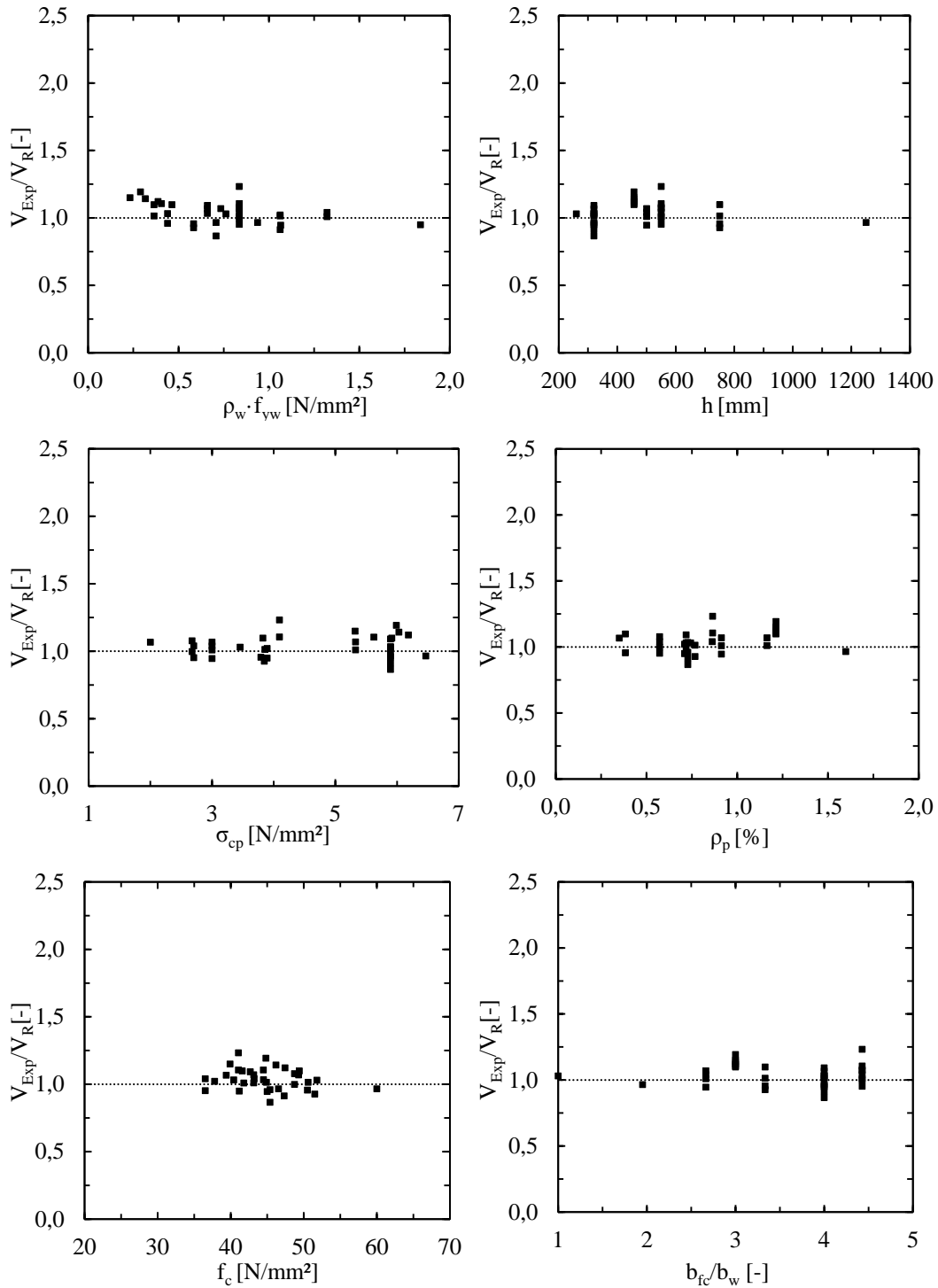


Abbildung 5.9: Vergleich zwischen experimentell ermittelter Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} und mit dem Ingenieurmodell berechneter Querkrafttragfähigkeit V_R von 35 Versuchsträgern in Abhängigkeit verschiedenster Einflussparameter

5.4 Anwendungsgrenzen

Um einen möglichst einfachen Berechnungsablauf zu gewährleisten, wurde für die Entwicklung des ingenieurmäßigen Nachweismodells eine Reihe von Vereinfachungen vorgenommen, welche nachstehende Anwendungsgrenzen zur Folge haben:

- Die Annahme, dass sich ein konstanter Risswinkel θ_{cr} ausbildet, ist streng genommen nicht korrekt, was sich dadurch äußert, dass es gerade im Bereich höherer Schubbewehrungsgrade zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit kommen kann. Der Ansatz sollte daher nur bis zum fünffachen Wert der Mindestschubbewehrung $\rho_{w,min}$ nach ÖNORM B 1992-1-1 bzw. ÖNORM B 1992-2 herangezogen werden. Bei Anwendung über diesen Grenzwert hinaus, muss die Rissneigung θ_{cr} in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ berechnet werden.
- Bei dünnen Stegen oder bei Stegen mit Spanngliedern mit großen Hüllrohrdurchmessern kann dieser auch infolge der Druck-Zug-Beanspruchung zwischen den Rissen auf Druck versagen. Ein hoher Grad an Bügelbewehrung verstärkt diese Problematik. Es wird daher vorgeschlagen, als obere Grenze die Druckstrebentragfähigkeit gemäß Eurocode 2 mit der darin vorgeschlagenen Neigung der Druckstreben θ zu überprüfen.
- Das Grundkonzept des ingenieurmäßigen Nachweiskonzepts ist prinzipiell auch für Stahlbetonbalken gültig. Die deutlich ausgeprägtere Rissbildung bei Stahlbetonbalken führt jedoch dazu, dass die Schubsteifigkeit im Schubfeld deutlich geringer ist und die daraus resultierenden Gleitungen die Annahme vom „Ebenbleiben der Querschnitt“ eigentlich außer Kraft setzt. Dies äußert sich in einer viel weiter oberliegenden Nulllinie, wodurch sie das Tragvermögen der Druckzone deutlich verringert. Um das ingenieurmäßige Nachweismodell für den unter Biegung gerissenen Bereich (Zone C) auch für Stahlbeton anwenden zu können, müsste die Druckzonenhöhe wie bereits im Zuge des Schubfeldmodells [43] gezeigt, modifiziert werden. Da bestehende Stahlbeton-Balkenbrücken in der Regel über eine ausreichende Schubbewehrung verfügen und dadurch in den meisten Fällen kein rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit besteht (Stichwort „Bemessung nach Mörsch’schen Fachwerk“, nähere Details siehe in [43]), wird auf diese Modifikation im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht näher eingegangen.
- Das Ingenieurmodell wurde wie in Abschnitt 5.3 gezeigt, anhand von Schubversuchen an einfeldrigen Spannbetonbalken unter punktförmiger Belastung kontrolliert und abgesichert. Inwieweit der gewählte Ansatz auch für den Stützbereich von

Durchlaufsystemen angewendet werden kann, konnte im Zuge dieses Projektes nicht überprüft werden, da auf diesem Gebiet derzeit noch keine ausreichende experimentelle Grundlage existiert. Nichtsdestotrotz wurde für die in Kapitel 8 nachgerechnete Zweifeldbrücke ebenso der Nachweis über der Stütze mit dem hier vorgestellten Nachweismodell geführt. Die Ergebnisse scheinen vielversprechend zu sein, um jedoch Gewissheit zu bekommen, bedarf es einer groß angelegten Versuchsreihe an Spannbetonträgern mit Durchlaufsystem. Darin müssten die wesentlichen Einflussparameter systematisch untersucht werden.

- Übermäßig große Spannkraftverluste, freiliegende Querkraftbewehrung und dadurch beginnende Korrosion usw. können sich negativ auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Brückentragwerke auswirken. Daher sollten im Zuge einer Nachrechnung stets die Ergebnisse aus Brückenprüfungen miteinbezogen werden. Beim Vorhandensein eines schwerwiegenderen Mangels muss die Auswirkung auf die Schubtragfähigkeit ingenieurmäßig abgeschätzt werden. Darüber hinaus empfiehlt es sich, die Materialkennwerte im Zuge einer Generalsanierung, welche eventuell mit einer statischen Nachrechnung des Tragwerks verbunden ist, mittels geeigneter Methoden (z.B. Bohrkernentnahme) zu bestimmen, um somit aktuellere Daten für die Berechnung zur Verfügung zu stellen.

Eine gezielte optische Untersuchung der stark auf Schub beanspruchten Bereiche im Auflager- und Stützbereich sollte vermehrt bei Spannbetonbrücken mit geringer Schubbewehrung durchgeführt werden. Bei ausgeprägter Rissbildung mit bereits größeren Rissweiten als gemäß der derzeit geforderten Rissbreitenbegrenzung (z.B. $w > 0,2\text{mm}$) hinaus, sollte eine Verstärkung bzw. eine Reduktion der Verkehrsbelastung kombiniert mit einer reduzierten Nutzungsdauer angedacht werden.

- Das Ingenieurmodell ist zum jetzigen Zeitpunkt ausschließlich für reine Querkraftbeanspruchung ausgelegt. Eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung kann die Druckzonenhöhe verringern und sich eventuell ungünstig auf das Schubtragverhalten auswirken.

6 ABSICHERUNG DES INGENIEURMODELLS DURCH PROBABILISTISCHE UNTERSUCHUNGEN

6.1 Allgemeines und Zielsetzung

Das in Arbeitspaket 8 entwickelte Ingenieurmodell wurde aufgrund des Vergleichs mit Versuchsergebnissen auf Mittelwerte der Materialparameter bezogen um eine gute Berücksichtigung des Einflusses einzelner Parameter zu erhalten. In dem Zusammenhang konnten die rechnerisch ansetzbaren Traganteile entsprechend den Ergebniswerten der Messungen der Versuche in Abhängigkeit von Laststellung, Geometrie und Lastniveau untersucht und das Modell somit entwickelt werden. Um jedoch auch dem Anspruch der praxistauglichen Anwendung gerecht zu werden, wurden Vereinfachungen entwickelt. Weiterhin wurden in Abstimmung und im iterativen Prozess der Entwicklung der Bemessungsformeln Teilsicherheiten in die einzelnen Traganteile implementiert, um eine praxistaugliche Anwendung des Ingenieurmodells für Berechnungen nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept zu ermöglichen. Somit kann das Ingenieurmodell direkt in Kombination mit dem semiprobabilistischen Lastmodellen des Eurocode 1 verwendet werden. Um die geforderte Zuverlässigkeit gemäß Eurocode einhalten zu können und die Richtigkeit der implementierten Teilsicherheitsbeiwerte zu verifizieren, werden in diesem Abschnitt Untersuchungen mit probabilistischen Methoden gem. ÖNORM EN 1990 [53] durchgeführt und mit den Grenzwerten für die Zuverlässigkeit für normale Bauwerke bzw. übliche Brücken der Schadensfolgeklasse 2 und der Reliability Class 2 verglichen.

Dabei wird das entwickelte Ingenieurmodell in eine Grenzzustandsgleichung implementiert. Die Basisvariablen werden mit den statistischen Kenngrößen aus den Versuchen und gemäß Werten der Fachliteratur bestimmt und als Grundlage für die probabilistische Berechnung verwendet. Daraus wurden eine Versagenswahrscheinlichkeit und ein Zuverlässigkeitsindex ermittelt.

Als Vergleich und zur Verifizierung der Tauglichkeit des Systems wird auch das Bemessungsverfahren gemäß Eurocode 2 [36] in eine Grenzzustandsgleichung implementiert und die Zuverlässigkeit und die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt. Abschließend liefert eine Variation der Basisvariablen im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse Aussage über den Einfluss der Parameter auf das Ergebnis.

Für die folgenden probabilistischen Untersuchungen werden die beiden Versuchsträger „PC056ST“ und „PC089ST“, sowie die beiden Versuchsträger mit geneigten Spanngliedern „PC056IN“ und „PC089IN“ der TU Wien herangezogen. Bei den Versuchsträgern mit der nachgestellten Bezeichnung „ST“ handelt es sich um Spannbetontträger mit jeweils zwei

horizontal verlaufenden Spanngliedern. Bei den beiden anderen Trägern wurden jeweils ein Spannglied horizontal und ein Spannglied geneigt mit einem Winkel von 10° eingebaut. Im ersten Schritt wird das neu entwickelte Ingenieurmodell in eine Grenzzustandsfunktion umgewandelt. Alle Berechnungsschritte werden im Zuge der Ermittlung der Grenzzustandsfunktion in eine gemeinsame Gleichung zusammengefasst, wobei bei den hierzu verwendeten Einflussparametern jeweils die Mittelwerte samt statistischen Kenngrößen verwendet werden.

In weiterer Folge wird die Grenzzustandsfunktion inklusive aller Parameter der insgesamt vier Versuchsträger in das Programmsystem Freet [27] einprogrammiert, um die probabilistische Berechnung durchzuführen.

Zur Überprüfung des Modells und zur Verifizierung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex von 3,8 (Bezugszeitraum 50 Jahre bei RC2) wird der mit dem Ingenieurmodell ermittelte Bemessungswiderstand der Querkrafttragfähigkeit mit der Einwirkung auf Designniveau gleichgesetzt und mit den gemäß Eurocode 0 entsprechenden Teilsicherheiten auf einen charakteristischen Wert rückgerechnet. Unter Ansatz von üblichen Verteilungsfunktionen für ständige und veränderliche Lasten werden somit Mittelwerte und die zugehörigen statistischen Parameter errechnet und für den Einwirkungsterm der Grenzzustandsgleichung verwendet. Hierfür ist es jedoch erforderlich den Designwert der Einwirkung vorab zu berechnen.

Als Ergebnis der probabilistischen Berechnung erfolgt die Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex β für den jeweiligen Versuchsträger. Damit kann der mit dem Ingenieurmodell errechnete Widerstand (Designniveau), der weiterhin in der Praxis für Nachrechnungen von Brücken gem. ONR 24008 und des Eurocode 1 verwendet wird, dahingehend überprüft werden, ob eine ausreichende Sicherheit in dem Modell verankert ist. Die im Eurocode 0 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte wurden auf Basis eines Zuverlässigkeitsindex von 50 Jahren von $\beta=3,8$ ermittelt. Somit werden die Ergebnisse auch mit diesem Wert verglichen.

6.2 Ermittlung der Grenzzustandsfunktion

Der Querkraftwiderstand des neuen Ingenieurmodells ergibt sich aus den folgenden Traganteilen:

$V_{R,s}$ Traganteil der Querkraftbewehrung

$V_{R,c}$ Traganteil des Betons in der Betondruckzone

V_p Vertikale Komponente der Vorspannung bei geneigten Spanngliedern

Die Grenzzustandsfunktion wird nun folgend angeführt:

$$G(x) = U_R \times (V_{R,s} + V_{R,c} + V_P) - U_E \times V_E \quad (6.1)$$

Die beiden Werte U_R und U_E entsprechen den beiden Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite und auf der Einwirkungsseite. Der Faktor U_R wurde von Hansen [28] mit dem Wert von 1,1, einer LN-Verteilung und einem Variationskoeffizienten von 0,1 entnommen. Das neue Ingenieurmodell nähert sich im Gegensatz zum Eurocode 2 dem tatsächlichen Widerstand eines Bauteils mit der Einbeziehung von mehreren Traganteilen, wie z.B. dem Traganteil der Betondruckzone, an. Dementsprechend wird die Modellunsicherheit für die Widerstandsseite mit einem Mittelwert von 1,1 entsprechend dem State of the Art angenommen. Gleiches gilt für den Variationskoeffizienten, da auf Grund der exakteren Implementierung und aufgrund der Überprüfung mit den Versuchsergebnissen eine geringe Streuung vorhanden ist. Die Variablen für die Einwirkungsseite werden entsprechend dem JCSS Modelcode [29] mit einem Wert von 1,0, einer LN-Verteilung und einem Variationskoeffizienten von 0,1 festgelegt.

Die Grenzzustandsgleichung wird anschließend mit den Gleichungen der einzelnen Trag sicherheitsanteile erweitert.

$$G(x) = U_R \times \left(a_{sw} \times (d_s - x_{cz}) \times f_{ym} \times \cot \theta_{cr} + \frac{I_{yy,cz} \times b_{V,eff}}{S_{yy,cz}} \times \sqrt{\left(\frac{1,6 \times f_{ct} - 0,2 \times f_{cm}^{\frac{1}{3}} \times f_{ct} + \frac{\sigma_{x,c}}{2} \times \left(\frac{0,6}{f_c} \times f_{ct} - 1 \right)}{1 + \frac{0,6}{f_{cm}} \times f_{ct}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,c}}{2} \right)^2} + P_0 \times \sin \alpha_p + \frac{\varepsilon_{x,tc}}{d - x_{cz}} \times (d_p - x_{cz}) \times E_p \times A_p \times \sin \alpha_p \right) - U_E \times V_{Em} \quad (6.2)$$

Als nächster Schritt wird diese Grenzzustandsfunktion in die einzelnen Gleichungen des im Arbeitspaket 8 entwickelten Ingenieurmodells aufgegliedert. Das Resultat kann in weiterer Folge auf Grund der Komplexität und des Platzbedarfs nicht mehr sinngemäß dargestellt werden. Die komplett aufgegliederte Grenzzustandsfunktion ist auch jene, welche in Freet einprogrammiert wurde.

6.3 Ermittlung der Basisvariablen

Voraussetzung für eine probabilistische Berechnung ist die Ermittlung der Basisvariablen. Bei der Herleitung der Grenzzustandsfunktion wurde mit der Rücksichtnahme aller verwendeten Formeln die Anzahl der Variablen auf den kleinsten, möglichen Wert reduziert.

Für die für diese Funktion notwendigen Variablen wurden in weiterer Folge die entsprechenden Mittelwerte errechnet bzw. aus den einzelnen Versuchsergebnissen übernommen. Die entsprechenden Verteilungsfunktionen und Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten wurden aus der ONR 24008 [33] bzw. aus dem JCSS Model Code entnommen.

Im Zuge der probabilistischen Beurteilung des Ingenieurmodells ist die Ermittlung des Mittelwerts der Belastungen erforderlich. Dieser Wert wird entsprechend folgender Gleichung errechnet:

$$V_{Em} = \frac{\frac{V_{Ed}}{\gamma}}{1 + 1,645 \times CoV} \quad (6.3)$$

Der Faktor 1,645 entspricht dem Wert der 95%-Fraktile. Des Weiteren wird der Faktor γ , welcher dem globalen Sicherheitsfaktor für Einwirkungen entspricht, mit 1,4 angenommen. Die Annahme resultiert aus dem Mittel des im Eurocode festgelegten Faktors $\gamma_{G,j,sup}$ mit 1,35 für ständige Lasten und dem Eigengewicht und des Faktors $\gamma_{Q,1}$ für Nutzlasten bei ungünstiger Wirkung. Zusätzlich liegt der Teilsicherheitsbeiwert für Straßenbrücken bei 1,35 und für Eisenbahnbrücken bei 1,45, woraus sich wieder das Mittel mit 1,4 ergibt. Der Ansatz mit 1,4 ist entsprechend der Ingenieurpraxis üblich für einen sog. „mittleren Teilsicherheitsbeiwert“.

Die einwirkende Belastung V_{Ed} ergibt sich aus dem Querkraftwiderstand V_{Rd} , welcher aus der semiprobabilistischen Bemessung gemäß dem neuen Ingenieurmodell ermittelt wurde. D.h. es wird von einer max. Ausnutzung auf Basis des semiprobabilistischen Konzepts ausgegangen. Nach der Berechnung der oben angeführten Formel erhält man den Mittelwert der im Querschnitt wirkenden Querkraft. Der gleiche Vorgang ist für weitere für die Berechnung notwendige Einwirkungsgrößen durchzuführen, z.B. für das Bemessungsmoment. Abbildung 6.1 dient als Erläuterung für die Ermittlung des Mittelwertes der einwirkenden Querkraft.

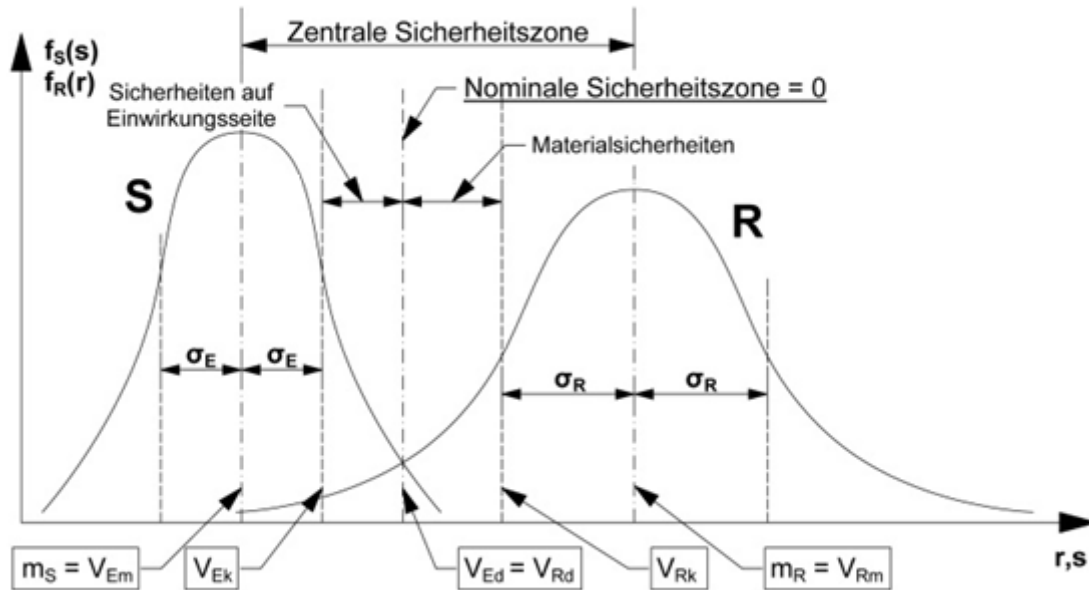


Abbildung 6.1: Ermittlung des Mittelwertes der Querkraft für die probabilistische Berechnung mit Freet

Sämtliche - für die probabilistische Berechnung notwendigen - Variablen der einzelnen Versuchsträger sind in Tabelle 9.1 angeführt. Nach Eingabe dieser Variablen in das Programmsystem Freet erfolgt die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex β . Für eine Vermeidung einer zu großen Streuung des Ergebnisses, wird die Anzahl der Simulationen auf $N_{\text{nom}}=300$ festgesetzt. Die probabilistische Berechnung erfolgt mittels der LHS-Methode (Latin Hypercube Sampling), welche bei den probabilistischen Verfahren zu den Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (FORM) gehört, durchgeführt. Grundsätzlich wäre nur eine geringe Anzahl an Simulationsversuchen notwendig. Für sämtliche Bauteilabmessungen wird eine Standardabweichung auf Grund der relativ kleinen Abmessungen der Versuchsträger von maximal 5 mm festgelegt.

Tabelle 6.1: Bestimmung der Variablen für die probabilistische Berechnung mit dem Programmsystem Freet für alle vier Versuchsträger

Bez.	Bez. Freet	EH	PDF	CoV/St d	PC056ST	PC089ST	PC056IN	PC089IN
U_R	x1	-	LN	0,10/-	1,1	1,1	1,1	1,1
U_E	x2	-	LN	0,10/-	1,0	1,0	1,0	1,0
M_{Em}	x3	MNm	LN	0,10/-	0,45819	0,47358	0,44529	0,45819
V_{Em}	x4	MN	LN	0,10/-	0,23321	0,26490	0,28629	0,23321
P_{0m}	x5	MN	LN	0,10/-	0,90430	0,90200	0,89650	0,90430
α_p	x6	°	det.	-	0,0	0,0	5,0	5,0
a_{sw}	x7	m ² /m	det.	-	0,000126	0,000201	0,000126	0,000201
A_s	x8	m ²	det.	-	0,000804	0,000804	0,000804	0,000804
A_p	x9	m ²	det.	-	0,001120	0,001120	0,001120	0,001120
E_s	x10	MPa	LN	0,05/-	200000,0	200000,0	200000,0	200000,0
E_p	x11	MPa	LN	0,05/-	195000,0	195000,0	195000,0	195000,0
d_s	x12	m	N	-/0,005	0,718	0,718	0,718	0,718
d_p	x13	m	N	-/0,005	0,63	0,63	0,5686	0,5572
b_w	x14	m	N	-/0,005	0,225	0,225	0,225	0,225
b_{fc}	x15	m	N	-/0,005	0,75	0,75	0,75	0,75
f_{cm}	x16	MPa	LN	0,18/-	50,6	49,4	50,6	50,5
f_{ym}	x17	MPa	LN	0,05/-	653	653	653	653
h	x18	m	N	-/0,005	0,75	0,75	0,75	0,75
h_{fc}	x19	m	N	-/0,005	0,125	0,125	0,125	0,125
$b_{v,eff}$	x20	m	N	-/0,005	0,5625	0,5625	0,5625	0,5625

6.4 Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex β und Ergebnisdarstellung

Der Vorgang dieser Berechnung beginnt mit der Eingabe aller Variablen mit den entsprechenden Standardabweichungen und Variationskoeffizienten, sowie der Verteilungsfunktion. Als nächster Schritt werden über die Anzahl der Simulationen für jede Variable entsprechend viele Werte zufällig erzeugt.

Anschließend erfolgt die Eingabe der Grenzzustandsfunktion in das Programmsystem Freet. Hierbei erhält jede Grenzzustandsgleichung eine Bezeichnung beginnend mit dem Buchstaben x, wie in der Tabelle 9.1. angegeben ist. Nun berechnet das Programm mit allen 300 zufällig gewählten Werten für jede einzelne Variable die Grenzzustandsfunktion und es ergibt sich entweder ein positiver oder negativer Nachweis. Über das Verhältnis aus nicht nachgewiesenen zu nachgewiesenen Berechnungen erfolgt die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f . D. h. je kleiner der Wert der Versagenswahrscheinlichkeit p_f ist desto sicherer ist das System. Des Weiteren steigt der Wert des Zuverlässigkeitsindex β , wenn die Versagenswahrscheinlichkeit sinkt. Im Genaueren sagt der Wert β aus, wie oft die Standardabweichung einer Zufallsvariable, welche sich aus der Einwirkung und dem Widerstand ergibt ($M = R - E$), zwischen dem Mittelwert der Einwirkung und dem Mittelwert des Widerstands, also der zentralen Sicherheitszone, Platz hat.

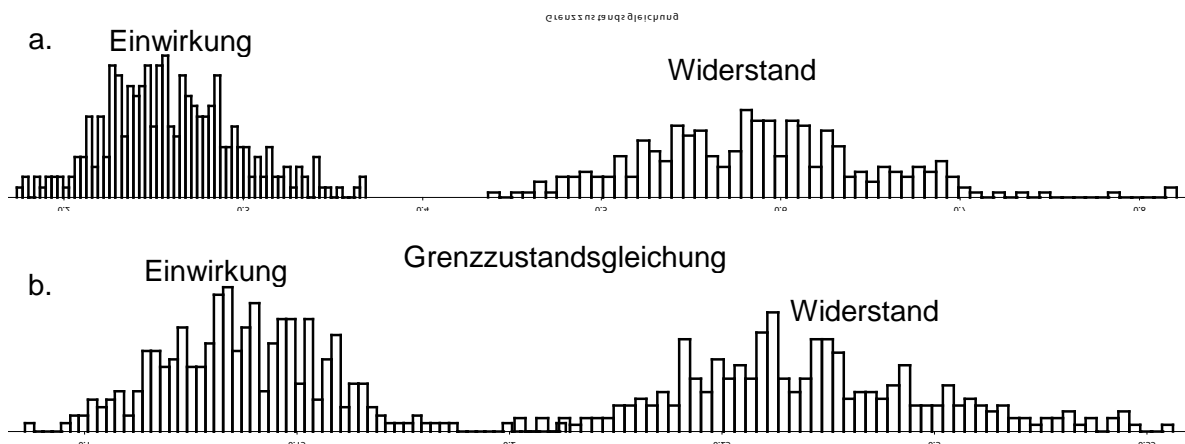


Abbildung 6.2: Ergebnis der Verteilung aus der probabilistischen Berechnung mit Freet (a) nach Ingenieurmodell, (b) nach Eurocode 2 für den Versuchsträger „PC089IN“

Die Abbildung 6.2.a. und b. zeigt einen Vergleich der Verteilungen, welche aus den probabilistischen Berechnungen resultieren. Hierbei ist der unterschiedliche Abstand der Mittelwerte von Einwirkung und Widerstand zwischen dem Ingenieurmodell (a.) und dem Eurocode 2 (b.) zu erkennen. Beim Ingenieurmodell liegen die Mittelwerte weiter auseinander, was gleichzeitig einen höheren β -Index zur Folge hat und ein höheres Zuverlässigkeitsniveau bedeutet. Des Weiteren ist die große Streuung auf der

Widerstandsseite zu erkennen, welche auf die vielen verschiedenen Einflussparameter und der jeweiligen Streuungen zurückzuführen ist.

Die errechneten β -Werte für die vier verschiedenen Versuchsträger sind in folgender Abbildung 6.3 nach dem Ingenieurmodell und nach Eurocode 2 dargestellt.

Ergebnis der probabilistischen Berechnung nach Freet

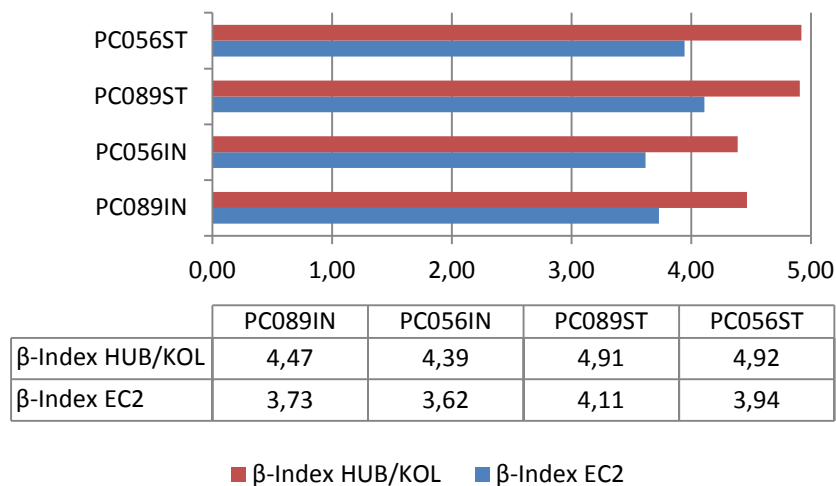


Abbildung 6.3: Ergebnis der probabilistischen Berechnung nach Freet

Aus dem Ergebnis für das Ingenieurmodell lässt sich schließen, dass grundsätzlich ein ausreichendes Maß an Sicherheit integriert ist und die Zuverlässigkeit im Gegensatz zum Eurocode 2 höher ist. Die in der Norm angegebenen Werte belaufen sich für die Zuverlässigkeitsklasse RC2 auf einen β -Index von 3,8 und für die Zuverlässigkeitsklasse RC3 auf 4,3. Das Modell ist zwar nicht für eine Neubemessung von vorgespannten Bauteilen ausgelegt, jedoch wäre dies auf Grund des hohen Sicherheitsniveaus durchaus denkbar, es könnten sogar die Teilsicherheitsbeiwerte noch ein wenig abgemindert werden um ähnliche, wie die mit dem Eurocode 2 erhaltenen β -Werte, erzielen zu können. Anzumerken ist jedoch auch noch, dass der Vergleich der Zuverlässigkeitsindexe sich nicht auf die aufnehmbare Querkrafttragfähigkeit bezieht, da dieser gemäß Eurocode weitaus geringer ist als der gemäß dem Ingenieurmodell. Der Vergleich zeigt nur die Zuverlässigkeit der Bemessungsgleichung und gibt Aufschluss, ob genügend Sicherheit in den Modellen vorhanden ist.

Im Regelfall werden Brücken auf die Zuverlässigkeitsklasse RC2 ausgelegt. In besonderen Fällen z.B. wenn im Falle des Versagens hoher wirtschaftlicher Schaden oder großer Personenschaden entsteht, ist die Zuverlässigkeitsklasse RC3 maßgebend. Dies gilt vor allem

für Verkehrsrouten mit hoher wirtschaftlicher Bedeutung, bei denen keine entsprechenden Ausweichrouten vorhanden sind (z.B. die Europabrücke bei Innsbruck auf der Brennerautobahn).

Des Weiteren wird angemerkt, dass sich bei einer Reduktion oder Erhöhung einzelner Variablen der Zuverlässigkeitsindex entsprechend ändern könnte, was bereits anhand der unterschiedlichen Ergebnisse „ähnlicher“ Träger zu sehen ist. Werden die beiden Trägertypen anhand der im Querschnitt vorhandenen Querkraftbewehrung im Zuge des Eurocode 2 verglichen, so kann festgestellt werden, dass bei einem höheren Querkraftbewehrungsgrad der Zuverlässigkeitsindex β steigt und somit die Versagenswahrscheinlichkeit p_f entsprechend reduziert wird. Daraus lässt sich schließen, dass bei geringer Querkraftbewehrung der Nachweis auf Querkraft weniger leicht erbracht werden kann und somit dieses Bemessungsmodell hier eine mögliche Schwachstelle aufweist, welche im Ingenieurmodell deutlich geringer ausfällt.

Die RVS 13.03.11 [30] für Straßenbrücken aus dem Oktober 2011 wäre eine entsprechende Richtlinie für die Prüfung und Kontrolle von Brücken mit einem entsprechenden niedrigeren β -Index im Falle der letzten Stufe gem. ONR 24008 zur bewussten Akzeptanz einer geringeren Zuverlässigkeit. D.h. es muss bzw. kann bei geringeren β -Werten der zeitliche Abstand der Brückenprüfungen und Kontrollen auf Mängel reduziert bzw. die Anzahl der Überprüfungen erhöht werden.

7 SENSITIVITÄTSANALYSE DES ENTWICKELTEN INGENIEURMODELLS

Im gegenständlichen Kapitel soll das neue Ingenieurmodell auf die Sensitivität der einzelnen Einflussparameter getestet werden. Das Ergebnis wird über sogenannte Wichtungsfaktoren α_i dargestellt. Diese Faktoren zeigen an, inwiefern der jeweilige Einflussparameter am Wert der Versagenswahrscheinlichkeit beteiligt ist. Dieser Faktor errechnet sich aus der Standardabweichung der entsprechenden Basisvariablen dividiert durch die Wurzel der Summe aller quadrierten Standardabweichungen.

$$\alpha_1 = \frac{\sigma_1}{\sqrt{\sigma_1^2 + \sum_i \sigma_i^2}} \quad (\text{Gl. 7.1})$$

Der relative Effekt für jeden einzelnen Einflussparameter auf das Berechnungsergebnis selbst wird somit anhand des Wichtungsfaktors angegeben. Diese Methode basiert auf der Annahme, dass der Einflussparameter den Ergebniswert, sprich die Grenzzustandsgleichung am meisten beeinflusst, positiv oder aber auch negativ, einen entsprechend hohen Wichtungsfaktor aufweist. Im gegengesetzten Fall, sprich der Einflussfaktor hat nur wenig oder keinen Einfluss auf das Ergebnis, bewegt sich der Wichtungsfaktor gegen Null.

Des Weiteren wird eine manuelle Sensitivitätsanalyse vollzogen, bei der die Mittelwerte der einzelnen Einflussparameter um 15% erhöht bzw. verringert werden und als Ergebnis der jeweilige sich verändernde β -Index angegeben wird. Dieser soll einen weiteren Aufschluss über die Auswirkung auf das Ergebnis einzelner Einflussparameter darstellen.

7.1 Ergebnis der Sensitivitätsanalyse gemäß Freet

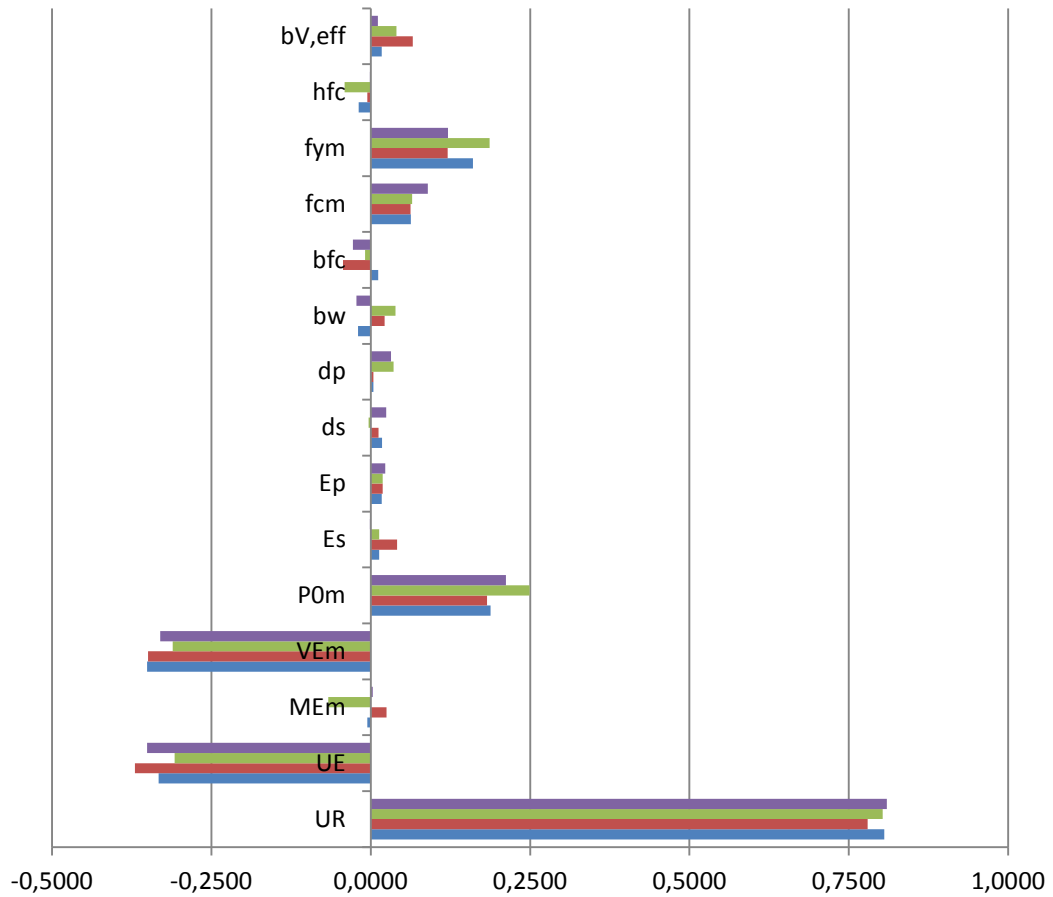
Mit dem Programmsystem Freet werden nicht nur die aus der Berechnung gewonnenen β -Werte ermittelt, sondern auch die Wichtungsfaktoren der einzelnen Einflussparameter.

Wie gut in der nachfolgenden Grafik Abbildung 7.1 ersichtlich ist, wirken jene Einflussparameter, welche negativ sind, sich auch negativ auf das Bemessungsergebnis aus. D. h. das speziell jene Einflussparameter, welche auf der Einwirkungsseite wiederzufinden sind, auch mit einem negativen Vorzeichen versehen sind. Auf Grund der Tatsache, dass das Ergebnis aus der Berechnung mit dem Modellunsicherheitsfaktor multipliziert wird, sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite, geht dieser Faktor eins zu eins in die probabilistische Berechnung mit ein und hat dementsprechend den größten Wichtungsfaktor. Was des Weiteren absehbar war, ist der Einfluss der einwirkenden Querkraft, welche die einzige Größe neben dem Modellunsicherheitsfaktor auf Seite der Einwirkung ist.

Auf der Widerstandsseite sind die maßgebenden Größen vor allem die Vorspannung P_{0m} , die Betondruckfestigkeit f_{cm} und die Stahlzugfestigkeit f_{ym} . Die Vorspannkraft ist im Traganteil der Betondruckzone wiederzufinden, bei dem sich das Bemessungsmoment entsprechend dem Moment auf Grund der Vorspannung reduziert. Darüber hinaus ist die Vorspannkraft der maßgebende Wert für die Vertikalkomponente aus der Vorspannung, welche zusätzlich in den Widerstand miteingerechnet wird.

Die Stahlzugfestigkeit ist der maßgebende Wert für den Traganteil resultierend aus der Querkraftbewehrung. Gleiches gilt für die Betondruckfestigkeit mit dem Unterschied, dass dieser maßgebend für den Betontraganteil ist. Die Bauteilabmessung hingegen weisen sehr geringe Wichtungsfaktoren auf, da diese eine sehr geringe Standardabweichung besitzen.

Wichtungsfaktoren der einzelnen Einflussparameter nach Freet



	UR	UE	MEm	VEm	P0m	Es	Ep	ds	dp	bw	bfc	fcm	fym	hfc	bV,eff
PC056ST	0,809	-0,35	0,003	-0,33	0,211	-0,00	0,022	0,024	0,031	-0,02	-0,02	0,089	0,121	-0,00	0,011
PC089ST	0,803	-0,30	-0,06	-0,31	0,249	0,012	0,018	-0,00	0,035	0,038	-0,00	0,065	0,186	-0,04	0,040
PC056IN	0,779	-0,37	0,024	-0,34	0,182	0,041	0,018	0,012	0,004	0,021	-0,04	0,062	0,120	-0,00	0,065
PC089IN	0,805	-0,33	-0,00	-0,35	0,187	0,013	0,017	0,017	0,004	-0,01	0,011	0,062	0,160	-0,01	0,017

■ PC056ST
 ■ PC089ST
 ■ PC056IN
 ■ PC089IN

Abbildung 7.1: Wichtungsfaktoren der einzelnen Einflussparameter nach Freet

7.2 Ergebnis der manuellen Sensitivitätsanalyse mit geänderten Mittelwerten

Für einen weiteren Vergleich wird nun eine zusätzliche Sensitivitätsanalyse durchgeführt, welche einen besseren Aufschluss über das Verhalten des β -Index bei veränderlichen Werten der Einflussparameter bringen soll. Für diesen Vergleich wird der Versuchsträger „PC089IN“ herangezogen. Die hierfür erstellte Grafik ist in Abbildung 7.2 dargestellt. Auf der Y-Achse sind die jeweiligen für diesen Vergleich berücksichtigten Einflussparameter angeführt. Auf der X-Achse wurde auf der linken Hälfte der neu ermittelte β -Index bei einer Erhöhung des Mittelwerts des jeweiligen Einflussparameters um 15% dargestellt. Auf der rechten Seite der X-Achse erfolgte derselbe Vorgang nur mit dem Unterschied, dass die Mittelwerte um 15% reduziert worden sind. Die im betrachteten Querschnitt wirkende Querkraft und das entsprechende Bemessungsmoment wurden für diesen Vergleich nicht in Betracht bezogen, da der maximale Querkraftwiderstand ermittelt und die einwirkende Querkraft dem Querkraftwiderstand gleichgesetzt wird.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass eine Erhöhung oder Verringerung von Mittelwerten der Einflussparameter gleichzeitig eine entsprechende Änderung der maximalen Bemessungsquerkraft hervorruft. Somit kann verdeutlicht werden, dass die Ergebnisse dieses Vergleiches nicht darstellen, ob z.B. bei einer Erhöhung der Querkraftbewehrung ein erhöhtes Sicherheitsniveau entsteht und der β -Index sich entsprechend erhöht, sondern wie sich das Sicherheitsniveau infolge der Variation relativ verhält. Das bedeutet, dass bei einer Erhöhung des Mittelwertes auch die einwirkende Bemessungsquerkraft erhöht wird, da diese mit dem Bemessungsquerkraftwiderstand gleichgesetzt ist. Dies würde grundsätzlich bedeuten, dass der β -Index auf gleichem Niveau bleiben müsste.

So kann nun aber gut verglichen werden, ob und in welchem Einfluss die Variation einzelner Variablen Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Bemessungsmodells haben. Damit können Unstimmigkeiten bei der Verwendung von extremen Festigkeiten und Parametern identifiziert werden. Mit dieser Methode konnte somit gut eruiert werden, inwiefern und für welche Einflussparameter entsprechende Abgrenzungen eingeführt werden sollten.

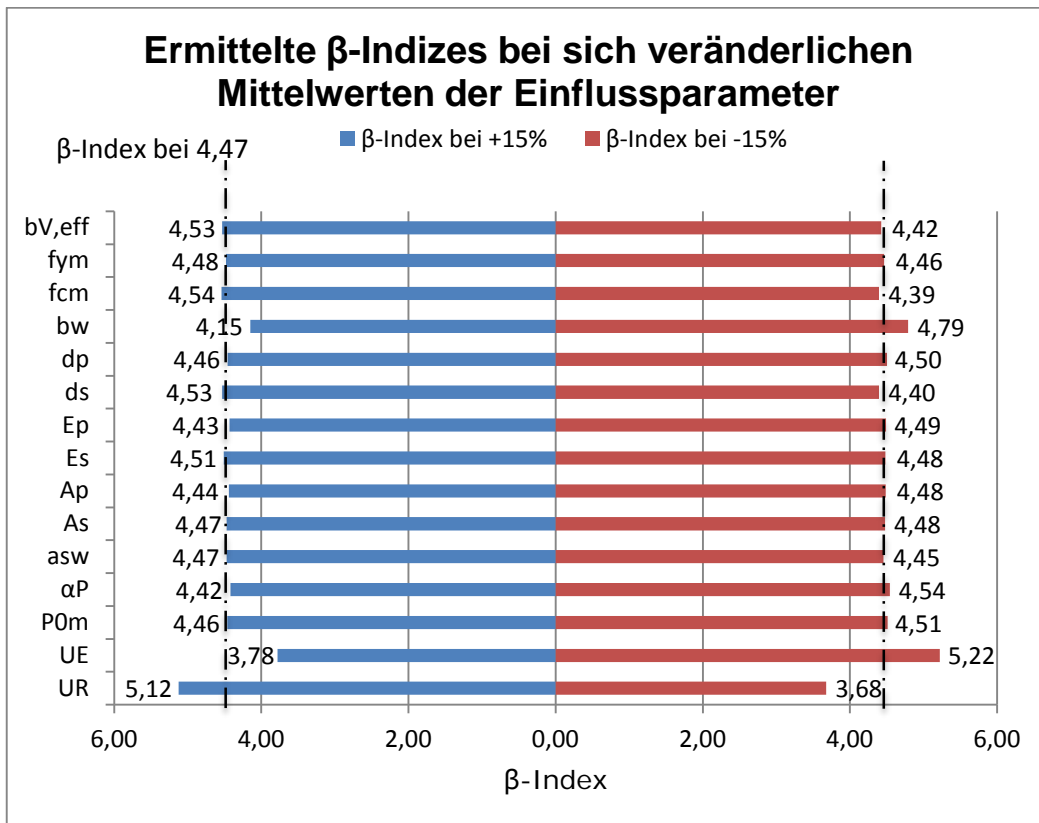


Abbildung 7.2: Ermittelte β -Indizes bei sich veränderlichen Mittelwerten der Einflussparameter des Versuchsträger „PC089IN“

Tabelle 7.1: Ermittelte β -Indizes bei sich veränderlichen Mittelwerten der Einflussparameter und dem entsprechenden neu ermittelten Querkraftwiderstands des Versuchsträgers „PC089IN“

Einflussparameter	β -Index +15%	V_R [kN] +15%	β -Index -15%	V_R [kN] -15%
U_R	5,12	---	3,68	---
U_E	3,78	---	5,22	---
P_{0m}	4,46	441,39	4,51	406,09
α_P	4,42	438,49	4,54	409,78
a_{sw}	4,47	444,65	4,45	404,25
A_s	4,47	428,10	4,48	419,87
A_p	4,44	431,57	4,48	416,09
E_s	4,51	427,94	4,48	420,01
E_p	4,43	431,83	4,49	415,71
d_s	4,53	450,68	4,40	395,82
d_p	4,46	429,67	4,50	417,75
b_w	4,15	454,25	4,79	394,30
f_{cm}	4,54	436,76	4,39	409,47
f_{ym}	4,48	443,95	4,46	403,81
$b_{V,eff}$	4,53	454,12	4,42	394,34
PC089IN	4,70	424,06	4,70	424,06

Zuerst werden die geometrischen Abmessungen betrachtet, wobei angemerkt wird, dass auf Grund der unterschiedlichen Formelapparate für echte und unechte Plattenbalken die beiden geometrischen Größen h_{fc} und b_{fc} nicht betrachtet werden. Bei einer Verringerung um 15% dieser beiden Werte müsste die Gleichung für einen echten Plattenbalken zur Anwendung kommen und verfälscht somit das Ergebnis. Nach diesem Vergleich ist anzumerken, dass die geometrischen Abmessungen des Stahlbetonbauteiles eine erhebliche Rolle spielen.

Die statischen Nutzhöhen für die Längsbewehrung und der Spannglieder ergeben ein spiegelverkehrtes Ergebnis, wobei hier eine Abgrenzung nicht notwendig ist, da diese beiden Werte anhand der Geometrie des Querschnitts bereits entsprechend begrenzt sind.

Die Elastizitätsmoduli als auch die Flächen der verschiedenen Bewehrung, welche im Querschnitt eingebaut sind, haben keine besondere Auswirkung auf die Zuverlässigkeit, wobei anzumerken ist, dass diese Untersuchung nur speziell für biegebanspruchte Bauteile analog dem Versuchsträger für Einfeldträger geführt wurde. Der Einfluss der Vorspannung inklusive der Neigung der Spannglieder sollte im Zuge der Nachrechnung bestehender Brücken besonders im Zuge von Durchlaufsystemen weiterhin untersucht werden und der Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit durch die Komponente der Vorspannung weit oben im Querschnitt angreift und somit andere Randbedingungen vorliegen.

Die beiden letzten Einflussparameter (Modellunsicherheitsfaktoren) sind gesondert zu betrachten, da in diesem Falle keine Anpassung der zulässigen Querkraft, bzw. des Querkraftwiderstand möglich ist. Es soll nur verdeutlicht werden, welche große Auswirkung eine Veränderung der Modellunsicherheiten mit sich zieht. Es ist somit hier besonders wichtig entsprechende und angemessene und abgesicherte Werte aus der Literatur zu übernehmen.

In Tabelle 10.1 sind zusätzlich alle Zahlenwerte inklusive der entsprechend veränderten Querkraftwiderstände enthalten.

7.3 Schlussfolgerung

Die probabilistische Untersuchung der neu entwickelten Gleichungen des Ingenieurmodells hat ergeben, dass die geforderte Zuverlässigkeit gemäß den Forderungen der Eurocodes erreicht werden konnte. Das entwickelte Ingenieurmodell, das auf Basis der Versuchswerte mit Mittelwerten entwickelt wurde, beinhaltet auf Basis des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes ausreichende Modellsicherheit und kann für Nachrechnungen bestehender Brücken analog der Konfiguration der getesteten Versuchsträger in der Praxis verwendet werden. Betreffend anderer Konfiguration von Moment, Querkraft und Lage von

Spanngliedern etc. liegen jedoch in der Fachwelt sehr wenige Versuchsergebnisse vor, die mit realen Brückensystemen der Eisenbahn- und Straßennetze vergleichbar sind (Durchlaufsysteme, Rahmen). Für die Verifizierung bzw. Anpassung und Absicherung der Anwendbarkeit dieses neu entwickelten Modells wären für diese Systeme Versuchsreihen mit Überprüfung entsprechend der in diesem Abschnitt verwendeten Methoden zu empfehlen.

8 NACHRECHNUNG VON BESTANDSBRÜCKEN – ANWENDUNG DES NEU ENTWICKELTEN INGENIEURMODELLS

8.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel werden die in Arbeitspaket 6 und 11 erarbeiteten Ergebnisse dargestellt. Ziel des Arbeitspaketes 6 war es, die Querkrafttragfähigkeit nach unterschiedlichen nationalen und internationalen Bemessungsnormen an realen bestehenden Brückentragwerken zu ermitteln und dadurch, einen Überblick über die Nachweisphilosophie in anderen Ländern zu erlangen und einen direkten Vergleich mit dem Ingenieurmodell herzustellen. Im Arbeitspaket 11 wurde das primäre Ziel verfolgt die Anwendbarkeit des Ingenieurmodells an bestehenden querkraftgefährdeten Brückentragwerken zu demonstrieren und die Stärken gegenüber anderen Bemessungsnormen (AP 6) hervorzuheben. Darüber hinaus wurde darauf Bedacht genommen, dass die jeweiligen Rechenschritte nachvollzogen werden können und somit als sogenannte „Musterbeispiele“ herangezogen werden können.

8.2 ASFINAG - Sparchenbachbrücke

Die dreistegige, vorgespannte Plattenbalkenbrücke wurde im Jahre 1967 errichtet. Zu dieser Zeit war in Österreich für die Bemessung von Spannbetonbrücken die DIN 4227:1953 [31] gültig. Darin erfolgte der Schubnachweis ebenso für den Bruchzustand auf Basis einer Hauptzugspannungsberechnung im ungerissenen Zustand. Diese Hauptzugspannung σ_1 wurde dann mit einer zulässigen Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul}$ verglichen. Bei Unterschreitung dieses Grenzwertes war zwar eine Bügelbewehrung gefordert, deren Höhe war jedoch normativ nicht festgelegt. Dies hatte zur Folge, dass die Bewehrungswahl in das Ermessen des planenden Ingenieurs gelegt wurde.

Das Einfeldsystem weist eine Stützweite von 39,6m und eine Breite von 15,8m auf. Die Höhe eines Plattenbalkens ergibt sich zu $h = 2,5\text{m}$. Die Dicke der Fahrbahnplatte beträgt 20cm, wobei diese an den Balken gevoutet ist. Für die Berechnungen wird vereinfacht eine mittlere Gurt Dicke h_{fc} von 23,4 cm angenommen. Die Stegdicke b_w ergibt sich zu 70cm. Das Tragwerk wurde für Brückenklasse I ausgelegt und befindet sich im hochrangigen Straßennetz der ASFINAG. Die Obergurtbreite b_{fc} beträgt für einen Randträger 4,78 m.

Die nachfolgenden Berechnungen basieren auf den von Seiten der ASFINAG zur Verfügung gestellten Unterlagen.

8.2.1 Materialkennwerte

Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B450 hergestellt. Die charakteristischen Materialkennwerte ergeben sich in Anlehnung an die ONR 24008 [33] zu

$$f_{ck} = 30,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$$

Als Bewehrung wurde ein Rippentorsteel 50 (Klasse IV) verwendet, welcher folgende Festigkeit aufweist

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

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

Als Spannstahl wurde ein St 135/155 verwendet.

$$f_{p,0.2} = 1320 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,u} = 1520 \text{ N/mm}^2$$

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

8.2.2 Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder

In den Mittelträgern wurde zu der vertikal angeordneten Bügelbewehrung ($\varnothing 14/20\text{cm}$) im Auflagerbereich eine schräge Zulagebewehrung ($6 \times \varnothing 18/100\text{cm}$) eingelegt (siehe Abbildung 8.2). In den Randträgern wurde aufgrund der Erfüllung des Hauptzugspannungsnachweises auf die zusätzliche Schrägbewehrung verzichtet, weshalb für die weiteren Berechnungen lediglich ein Randträger in Betracht gezogen wird. Alle weiteren Angaben beziehen sich ebenso auf diesen.

Die vorhandene Schubbewehrung liegt oberhalb der Mindestschubbewehrung gemäß ÖNORM B 1992-2 [34] und wurde für damalige Verhältnisse sehr großzügig gewählt zu

$$\rho_{w,\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,94}{435} = 0,001014 < \rho_{w,\text{vorh}} = \frac{3,08}{20 \cdot 70} = 0,0022$$

Der Schubbewehrungsgrad im direkten Auflagerbereich ist somit in etwa doppelt so groß wie gemäß aktueller Normung gefordert. In einer Entfernung von 5,3m wurde die Bügelbewehrung auf $\varnothing 12/20\text{cm}$ abgestuft:

$$\rho_{w,\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,94}{435} = 0,001014 < \rho_{w,\text{vorh}} = \frac{2,26}{20 \cdot 70} = 0,0016$$

Es kann somit von einem Brückentragwerk mit geringer Schubbewehrung gesprochen werden, wodurch die Anwendung des Ingenieurmodells gerechtfertigt ist.

Die Fahrbahnplatte besitzt in Querrichtung keine Bügelbewehrung. Es wurde lediglich am Ende des gevouteten Bereichs ein Längsstab aufgebogen.

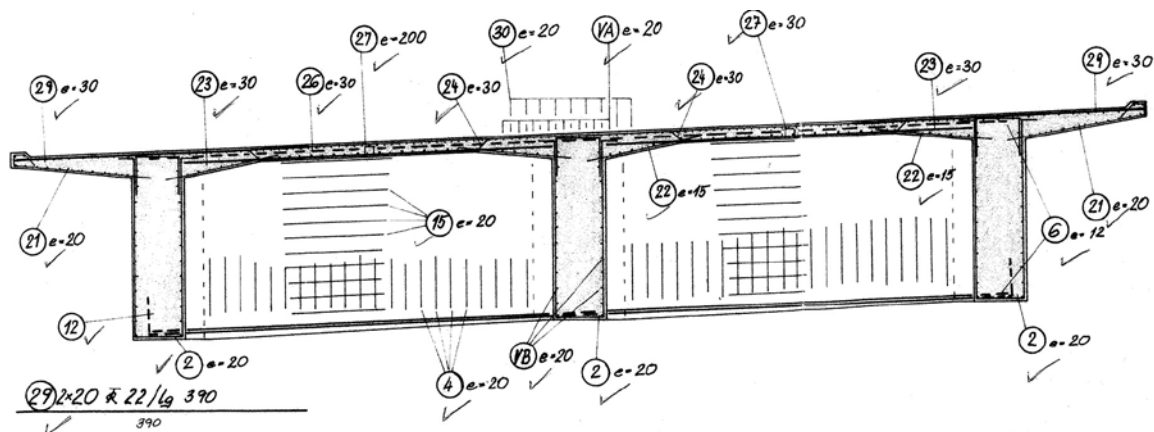
Die Vorspannung wurde über ein System der Firma Vorspann-Technik über 15 Spannglieder eingebracht (VT 120). Ein Spannglied besteht aus 12 Litzen mit je einem Durchmesser von 12,2mm (Spannstahlfläche 1 Spannglied $A_{p,i} = 14,03 \text{ cm}^2$, gesamte Spannstahlfläche $A_{p,} = 210,4 \text{ cm}^2$). Die maximal zulässige Spannung nach dem Vorspannen betrug

$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,55 \cdot 1520 = 836 \text{ N/mm}^2$$

Gemäß Originalstatik wurde eine Spannstahlspannung von $\sigma_p = 795 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Daraus ergibt sich eine Gesamtvorspannkraft von $P_0 = 16720 \text{ kN}$ ohne Abzug von Verlusten. Die Spannglieder verfügen über einen parabelförmigen Verlauf, wobei im Auflagerbereich die Spannglieder aufgefächert wurden (siehe Abbildung 8.3).

Über die Steghöhe wurde eine Verteilerbewehrung $\text{Ø}12/20\text{cm}$ angeordnet, eine Mindestlängsbewehrung wie sie heutzutage bei Spannbetontragwerken zur Erhöhung der Robustheit üblich ist, wurde damals nicht angedacht ($A_{s,vorh} = 4 \times \text{Ø}12 = 226,2 \text{ mm}^2$)

(a)



(b)

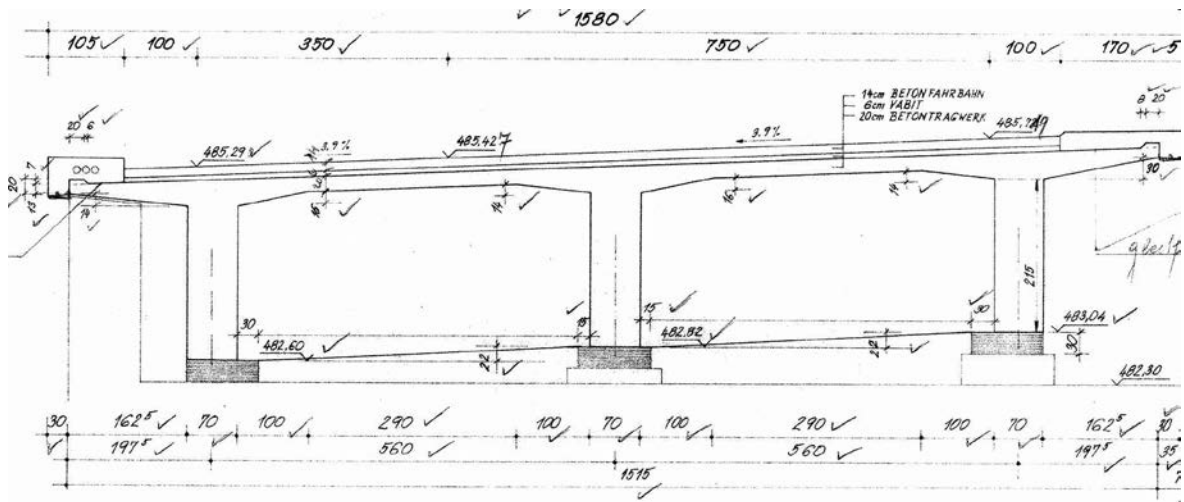
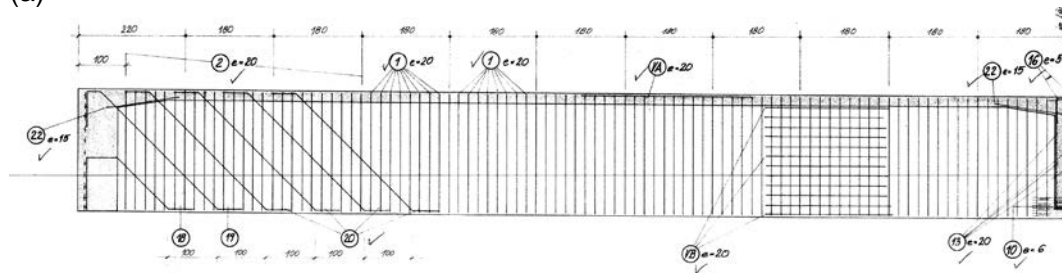


Abbildung 8.1: Querschnitt Sparchenbachbrücke: (a) Bewehrungsführung (b) Abmessungen

(a)



(b)

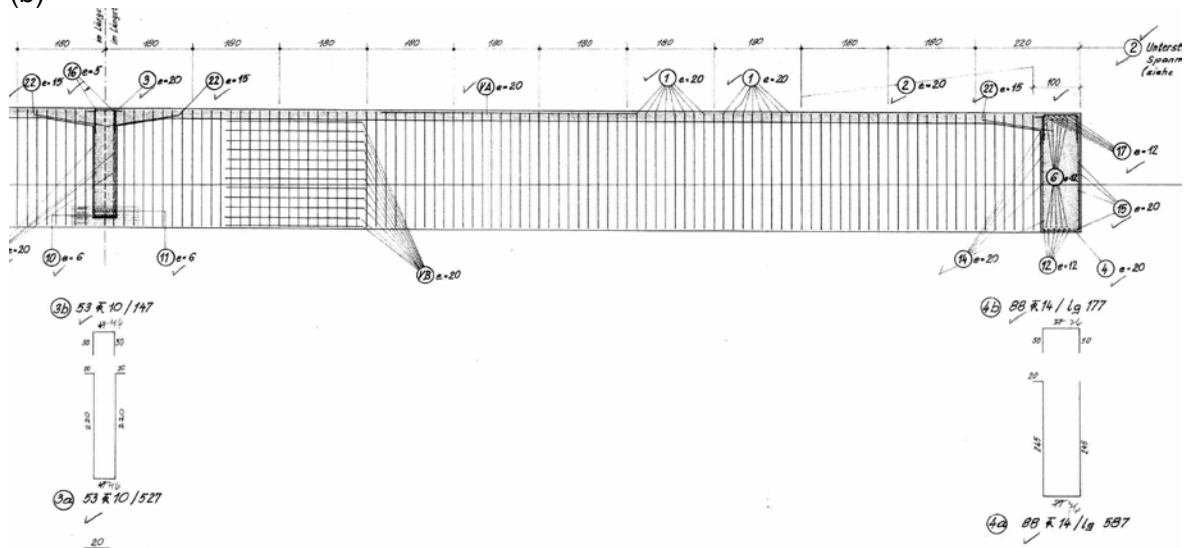


Abbildung 8.2: Ausschnitt Bewehrungspläne: (a) Mittelträger (b) Randträger

8.2.3 Querkraftbemessung gemäß Originalstatik

Auf eine Nachrechnung gemäß der damals gültigen Norm wird verzichtet, da bei diesem Beispiel die Originalstatik des Bauwerks noch vorhanden ist.

Gemäß Originalstatik wurde für den Randträger ein Hauptzugspannungsnachweis sowohl unter Gebrauchslast als auch unter Bruchlast im Zustand I (ungerissen) geführt. Da in beiden Fällen die zulässigen Hauptzugspannungen eingehalten werden konnten, wurde die Querkraftbewehrung aus konstruktiven Überlegungen gewählt.

Da dieser Nachweis für den Mittelträger nicht erfüllt werden konnte, wurden zu der konstruktiv gewählten Bügelbewehrung zusätzliche Schrägbügel angeordnet.

8.2.4 Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1

8.2.4.1 Belastung und Schnittgrößenermittlung

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurden folgende Belastungen berücksichtigt:

ständige Lasten

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

Verkehrslasten:

- Lastmodell 1 (LM1) gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39]
- Lastmodell 3 (LM3) mit Sonderfahrzeug 3000/200 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39] und ASFINAG Planungshandbuch „Brücke“
- Kombination aus LM3 und abgemindertes LM1 auf restlichen Fahrstreifen

Die Belastungen wurden gemäß den Ausführungen der ÖNORM EN 1991-2 [39] auf die Mittelebene der Fahrbahnplatte ausgebreitet. Gemäß ÖNORM EN 1992-2 [34] ist es zulässig, den Anteil der Querkraft von Einzellasten, welche innerhalb von $2d$ vom Auflagertrand an der Bauteiloberseite angreifen, mit einem Reduktionsfaktor β abzumindern. Von diesem Passus wurde bei auflagernahen Radlasten rigoros Gebrauch genommen, um den direkten Lastabtrag über eine Druckstrebe miteinzubeziehen. Dies führt in den meisten Fällen dazu, dass sich die maßgebende Laststellung meist vom Auflager entfernt. Darüber hinaus wurde die Querverteilung der Lasten anhand eines dreidimensionalen statischen Modells mitberücksichtigt. Die Laststellung wurde somit so gewählt, dass sich der Fahrstreifen 1 direkt über einem Randträger befindet. Abbildung 8.4 (a) zeigt die umhüllende Querkraftlinie für die Kombination aus LM3 und LM1 (maßgebende Belastung) mit einem Anpassungsfaktor $\alpha_{Qi} = 1,00$. Aufgrund der Auffächerung der Spannkabel im Auflagerbereich wird ein Teil der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,0}$ von der Vertikalkomponente der Spannkraft V_P abgemindert.

Abbildung 8.4 (b) zeigt die zugehörige Biegemomentenlinie aus den ständigen Lasten und Verkehrslasten sowie die Biegemomente M_p infolge der Vorspannkraft P .

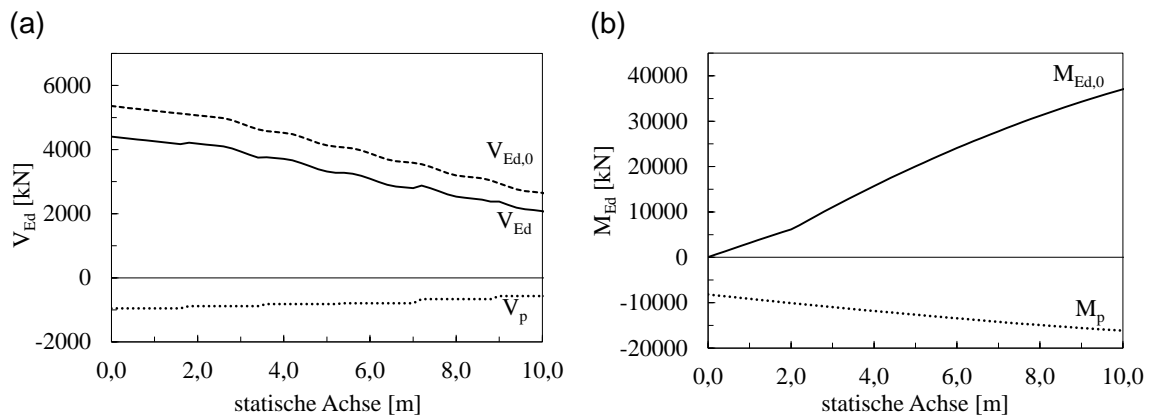


Abbildung 8.4: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie

8.2.4.2 Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2

Entsprechend ÖNORM EN 1992-2 [34] ist auch im Falle eines Spannbetontragwerkes das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ anzuwenden. Ein Hauptzugspannungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird darin nicht mehr vorgeschlagen. Gemäß dem österreichischen nationalen Anwendungsdokument [35] zur ÖNORM EN 1992-2 [34] darf unter Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnitts ($\sigma_u < 0$ N/mm²) die minimale Neigung der Druckstreben θ_{min} mit 21,8° ($\tan\theta_{min}=0,4$) 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, da dadurch die anrechenbare Länge der Bügelbewehrung $z \cdot \cot\theta_{min}$ maximal wird. Während für Stahlbetonbauteile ohne äußere Normalkraft der innere Hebelarm z , welcher die Höhe des idealisierten Fachwerks bestimmt, mit $0,9d$ angenommen werden darf, ist dieser für Spannbetonbauteile nicht eindeutig festgelegt. Im Eurocode 2 [34, 35] findet sich folgende Definition:

„z ist der innere Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9d$ verwendet werden.“

Bei parabelförmiger Spanngliedführung variiert der innere Hebelarm z über die Länge. Es ist jedoch nicht klar geregelt, ob nun z gemäß des maximalen Biegemoments oder im betrachteten Querschnitt mit zugehörigen Biegemoment berechnet werden soll. Es wird für

die hier durchgeführte Nachrechnung daher folgende Vorgehensweise gewählt: Die statische Nutzhöhe d wird aufgrund der verschiedenen Spanngliedlagen im Bemessungsschnitt im Abstand $d = 1,6\text{m}$ vom Auflager folgendermaßen gemittelt

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}} = 1,586\text{ m}$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,586 = 1,427\text{ m}$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der zweischnittigen Bügelbewehrung ($\varnothing 14/20\text{cm}$) im Abstand d vom Auflager ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{3,08}{20} \cdot 142,7 \cdot 43,5 \cdot 2,5 = 2.390\text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Bemessungsschnitt d

$$V_p = 952\text{ kN}$$

Die maximale Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ergibt sich direkt am Auflager ($d=1,472\text{m}$) zu

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = 1,24 \cdot 0,53 \cdot 20,5 \cdot 0,7 \cdot 1,325 \cdot \frac{1}{0,4 + 2,5} \cdot 10^3 = 4.276\text{ kN}$$

mit

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{4,9}{20,5} = 1,24 \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30,7}{250}\right) = 0,53$$

$$b_w = b_{w,nom} \quad \text{da} \quad \frac{b_w}{8} = 8,75\text{cm} > \varnothing_h = 6,25\text{cm}$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ im Bemessungsschnitt im Abstand d vom Auflager klar nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{5124}{2390 + 952} = 1,53 > 1,00$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ direkt am Auflager kann hier knapp ebenso nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} + V_p} = \frac{5.359}{4.276 + 952} = 1,02 > 1,00$$

Dass sogar die Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nicht erfüllt werden kann, ist dem konser­vativen Ansatz für den inneren Hebelsarm z sowie der flachen Druckstreben­neigung θ ge­schuldet. Bei Anwendung der Stufe II (Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für das Ei­gengewicht auf $\gamma_G=1,2$) gemäß ONR 24008 [33] kann der Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit jedoch erfüllt werden.

8.2.5 Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells

In diesem Abschnitt wird das neu entwickelte Ingenieurmodell (siehe Kapitel 5) bei der Querkraftbemessung von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad ange­wendet. Dabei wird zu Beginn auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung eine Einteilung in unterschiedliche Zonen vorgenommen (siehe Abbildung 5.1). Dazu wird im ersten Schritt die Stelle, wo an der unteren Randfaser der 5% - Quantil der Zugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ erreicht wird, ermittelt. Dadurch ergibt sich die theoretische Biegeriss­stelle x_{cr} zu 5,2 m, welche zugleich den Beginn der Zone C markiert (siehe Abbildung 8.5).

Bereich AB:

Im Bereich AB wird zu Beginn überprüft, ob im überdrückten Bereich die Hauptzugspan­nung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet. Die effektive Zugfestigkeit wird auf Basis des selbst aufgestellten biaxialen Spannungskriteriums (siehe Gleichung 5.4) be­stimmt. Der Nachweis wird hier exemplarisch für die Stelle 0,6m neben dem Auflager ge­führt (Ende des Endquerträgers). Im vollkommen überdrückten Bereich kann es durchaus vorkommen, dass die maximale Hauptzugspannung auch außerhalb des Schwerpunkt auftritt, weshalb die Hauptzugspannungen auf verschiedenen Querschnittshöhen zu überprüfen sind. Die maximale Hauptzugspannung σ_1 ergibt sich in diesem Fall jedoch im Schwerpunkt des Querschnitts. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 können wie folgt berechnet werden

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \tau_{xz}^2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \left(\frac{V_z \cdot S}{I \cdot b_{w,nom}} \right)^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{-4,93}{2} + \sqrt{\frac{(-4,93)^2}{4} + \left(\frac{4,316 \cdot 0,951}{1,702 \cdot 0,7} \right)^2} = 1,77 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-4,93}{2} - \sqrt{\frac{(-4,93)^2}{4} + \left(\frac{4,316 \cdot 0,951}{1,702 \cdot 0,7} \right)^2} = -6,70 \text{ N/mm}^2$$

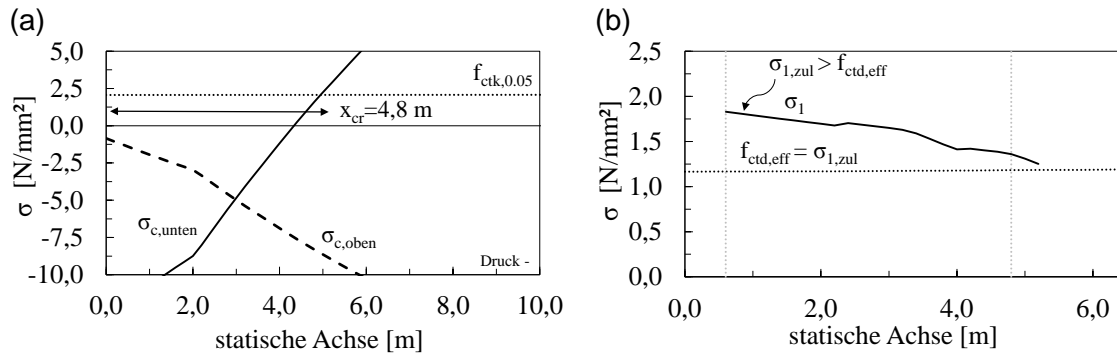


Abbildung 8.5: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$

Die effektive Zugspannung $f_{ctd,eff}$ ergibt sich in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2 gemäß Gleichung 5.4 zu

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{-6,7}{30,7} \right) \cdot 1,37 = 1,17 \text{ N/mm}^2 \leq 1,37 \text{ N/mm}^2$$

Die Hauptzugspannung σ_1 überschreitet somit die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$

$$\sigma_1 = 1,77 \text{ N/mm}^2 \geq f_{ctd,eff} = 1,17 \text{ N/mm}^2$$

Es muss somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge Schubbeanspruchung gerissen ist. In diesem Fall muss zusätzlich nachgewiesen werden, dass die im Riss freiwerdenden Zugspannungen aufgenommen werden können und es nicht zu einem spröden Versagen ohne Vorankündigung kommt. Dazu wird das in Abschnitt (5.2.2) beschriebene Nachweiskonzept verfolgt.

Aufgrund der Rissbildung kann die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrisses umgelagert werden. Dazu wird zu Beginn die Neigung des Schubrisses bei Rissbildung φ_{cr} berechnet (Gleichung 5.8):

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\left[\frac{1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-4,93}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2 - \left(\frac{-4,93}{2} \right)^2}}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right) \cdot |-4,93|} = 23,7^\circ$$

Es wird ebenso angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss bis an den Obergurt reicht. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung ergibt sich somit nach Gleichung 5.9 zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = \frac{3,079}{20} \cdot (158,6 - 23,4) \cdot 43,5 \cdot \cot 23,7^\circ = 2.065 \text{ kN}$$

Darüber hinaus ist der Bereich AB 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 Querkraften liefert (siehe Abbildung 8.6). 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 direkt am Auflager sowie an der theoretischen Biegerissstelle zu betrachten. Somit ergibt sich die Neigung der Druckkraft gemäß Gleichung 5.10 zu

$$\alpha_{cc} = \arctan\left(\frac{2,115 - 1,070}{4,6}\right) = 12,8^\circ$$

Der Bemessungsschnitt wird vereinfacht im Abstand d vom Auflager festgelegt. In Abhängigkeit der dort wirkenden Betondruckkraft F_{cc} resultiert die Vertikalkomponente der geneigten Druckgurtkraft $V_{Rd,cc}$ nach Gleichung 5.11 zu

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = 11.833 \cdot \sin 12,8^\circ = 2.621 \text{ kN}$$

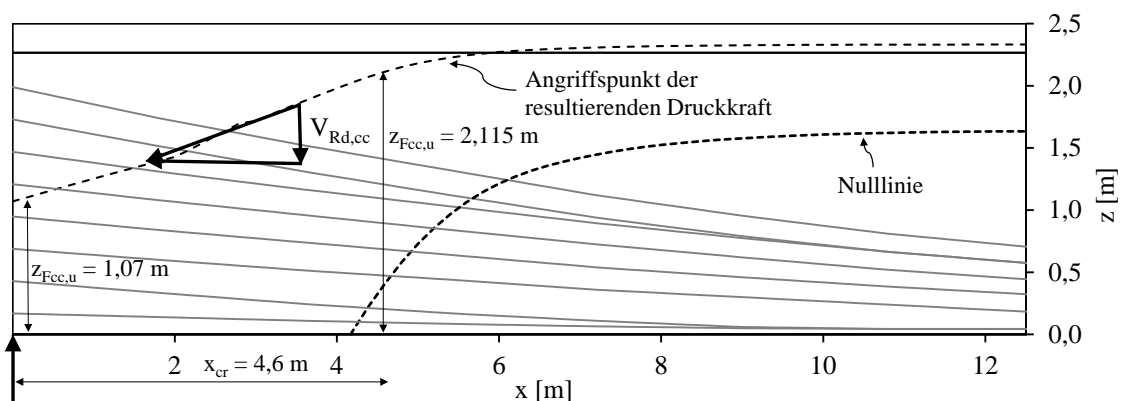


Abbildung 8.6: Nulllinie und resultierende Druckkraft entlang der statischen Achse für eine Berechnung unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte

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

$$V_{Rd,AB} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cc} + V_p = 2.065 + 2.621 + 952 = 5.638 \text{ kN}$$

Der Nachweis kann somit in der Zone AB trotz Schubrißbildung erbracht werden

$$V_{Rd,AB} = 5.638 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 5.124 \text{ kN}$$

Bereich C:

Im Bereich C bildet sich der kritische Schubriss aus einem Biegeriss (Biegeschubversagen infolge des Abreißens der Bügel). Um diese Versagensart zu beschreiben, wird das in Abschnitt 5.2.3.2 vorgeschlagene Ingenieurmodell angewendet.

Bemessungsablauf gemäß Abbildung 5.7:

Ermittlung des kritischen Schnittes x_{krit} an dem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Gleichung 5.36):

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 4,80 + (2,460 - 0,234) = 7,03 \text{ m}$$

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} lauten:

$$M_{Ed} = 27,776 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 3,587 \text{ MN} = 3.587 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x_{cz} gemäß Gleichung 5.14

$$x_{cz} = \left[0,234 \cdot \left(\frac{4,78}{0,7} - 1 \right) + \frac{0,143}{0,7} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{0,234}{1,93} \right)^2 \cdot \left(\frac{4,78}{0,7} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{0,143}{0,7 \cdot 1,93}}{\left[\frac{0,234}{1,93} \cdot \left(\frac{4,78}{0,7} - 1 \right) + \frac{0,143}{0,7 \cdot 1,93} \right]^2}} - 1 \right] = 0,320 \text{ m}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p (Gleichung 5.15):

$$A_t = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(452,4 \cdot \frac{200.000}{30111} + 21.042 \cdot \frac{195.000}{30111} \right) \cdot 10^{-6} = 0,139 \text{ m}^2$$

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

$$d = \frac{452,4 \cdot 2,46 + 2805,6 \cdot (1,36 + 1,59 + 1,76 + 1,95 + 2,13 + 2,38 + 2,43) + 1402,8 \cdot 1,54}{452,4 + 21.042} = 1,93 \text{ m}$$

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

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{27,78}{1,85} + 0,078}{4,78 \cdot 0,234} = -13,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z} &= 1,774 \cdot \left(\frac{1,28 - 1,85}{1,85} \right) + 0,888 \cdot \left(\frac{1,46 - 1,85}{1,85} \right) + 1,780 \cdot \left(\frac{1,51 - 1,85}{1,85} \right) + \\ &1,781 \cdot \left(\frac{1,68 - 1,85}{1,85} \right) + 1,782 \cdot \left(\frac{1,87 - 1,85}{1,85} \right) + 1,783 \cdot \left(\frac{2,05 - 1,85}{1,85} \right) + 1,784 \cdot \left(\frac{2,31 - 1,85}{1,85} \right) + \\ &1,785 \cdot \left(\frac{2,35 - 1,85}{1,85} \right) = 0,078 \end{aligned}$$

mit innerem Hebelsarm z nach Gleichung 5.19

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} = 1,93 - \frac{0,234}{3} = 1,85 \text{ m}$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub gemäß Gleichung 5.34 mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x_{cz} nach Gleichung 5.14

$$b_{V,eff} = b_{fc} \leq b_w + 1,5 \cdot \frac{x_{cz}}{h_{fc}} = 0,7 + 1,5 \cdot \frac{0,316}{0,234} = 2,115 \text{ m} \quad \text{da } x_{cz} > h_{fc}$$

Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biachsialen Spannungszustandes in der Druckzone (Gleichung 5.26).

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\frac{\left[1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-13,5}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right)}} - \left(\frac{-13,5}{2} \right)^2 = 3,70 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$ gemäß Gleichung 5.29:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot h_{fc} \cdot \tau_{cz,max} = \frac{2}{3} \cdot 2,115 \cdot 0,234 \cdot 3,70 \cdot 10^3 = 1.223 \text{ kN} \quad \text{da } x_{cz} > h_{fc}$$

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

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} = 11,31 \cdot 43,5 \cdot (2,46 - 0,234) \cdot 2 = 2.190 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft P_0 beträgt im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 790,6 \text{ kN}$$

Ermittlung des Querkraftwiderstandes V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 791 + 2.190 + 1.223 = 4.204 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann somit in der Zone C nachgewiesen werden:

$$V_{Rd} = 4.204 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 3.587 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{3.587}{4.204} = 0,85 \leq 1,00$$

8.2.6 Vergleich mit anderen Normen

Neben der Anwendung des im Zuge dieses Forschungsvorhabens entwickelten Nachweis-konzeptes für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit ge-ringem Schubbewehrungsgrad wurde das zuvor vorgestellte Brückentragwerk ebenso mit ausgewählten Bemessungsansätzen anderer internationaler Normenwerke berechnet. Dazu wurden folgende Normen herangezogen:

Österreich: ÖNORM EN 1992-2 und ÖNORM B 1992-2 [34,35]

Deutschland: DIN EN 1992-2 und DIN EN 1992-2 NAD + deutsche Nachrechnungsrichtlinie [55-57]

International: fib Model Code 2010 – dritte Näherungsstufe (LoA III) [38]

Kanada: CSA 23.03 [54]

Die Querkraftnachweise wurden für die verschiedenen Normenwerke stets im jeweiligen vorgeschlagenen Nachweisschnitt durchgeführt. Dieser befindet sich in der Regel stets im Abstand d vom Auflager. Abbildung 8.7 zeigt einen Vergleich der Querkraftwiderstände, berechnet nach den oben angeführten Normen. Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_P wurde dabei stets auf der Widerstandseite mitberücksichtigt. Wie zu erwarten, ergibt sich ein deutliches rechnerisches Defizit bei Anwendung des in Österreich gültigen Eurocode 2. Der Ausnutzungsgrad liegt bei 153%. Um den Nachweis gegenüber Querkraft erfüllen zu können, würde es anstatt der vorhandenen Schubbewehrung von $\emptyset 14/20\text{cm}$ eine zwei-schnittige Bügelbewehrung in der Größenordnung von $\emptyset 16/15\text{cm}$ ($a_{sw} = 26,8 \text{ cm}^2/\text{m}$) benö-tigen. Die Anwendung der deutschen Nachrechnungsrichtlinie (DIN EN 1992-2) ergibt einen geringfügig höherer Querkraftwiderstand, welcher darauf beruht, dass der innere Hebelarm z einen größeren Wert annehmen darf, als im Vergleich zu ÖN EN 1992-2 und ÖN B 1992-2. Dies wird jedoch aufgrund der steileren Druckstrebenneigung θ teilweise wieder kom-pensiert.

Die dritte Näherungsstufe des MC2010 erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Beton-traganteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ϵ_x sowie an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ bei minimaler Druckstre-benneigung θ_{min} geknüpft ist. In diesem Beispiel ergibt sich aufgrund des geringen inneren Hebelarmes z aufgrund der aufgefächerten Spannglieder im Auflagerbereich und aufgrund der geringen Druckstrebenneigung θ_{min} eine Auslastung der Druckstrebe über 1, weshalb

kein zusätzlicher Querkrafttraganteil des Betons in Rechnung gestellt werden darf. Der geringfügig höhere Querkraftwiderstand im Vergleich zu EC2 resultiert daraus, dass die untere Grenze der Druckstrebenneigung mit 20° im MC2010 geringer ist als nach EC2 ($\theta=21,8^\circ$). In der kanadischen Betonbaubemessungsnorm CSA 23.03 darf unter Berücksichtigung der Dehnung im Steg ein Betontraganteil $V_{Rd,c}$ berücksichtigt werden. Eine Beschränkung auf Basis der Druckstrebentragfähigkeit existiert darin nicht. Entgegen den flachen Neigungen θ gemäß EC2 und MC2010 ist in Kanada der minimale Winkel der Druckstreben mit $\theta=29^\circ$ festgelegt, wodurch auch der geringe Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ erklärt werden kann.

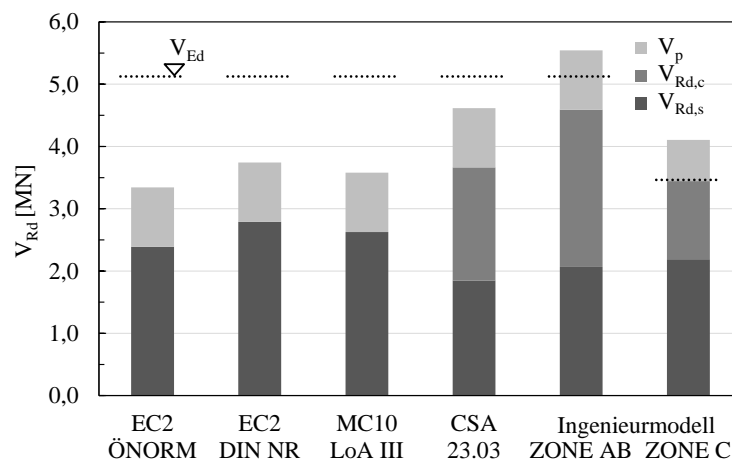


Abbildung 8.7: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten

Die Anwendung des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts erfordert die Nachweisführung in zwei Bereichen. In der Zone AB wird zunächst ein Hauptspannungsnachweis im Zustand I geführt. Bei Nichterfüllung, wie es bei diesem Brückentragwerk der Fall war, wird im überdrückten Bereich zum Traganteil der Bügelbewehrung, welcher aufgrund der Schubrissbildung aktiviert wird, eine Vertikalkomponente der resultierenden Betondruckkraft addiert. Im unter Biegung gerissenen Bereich findet das Ingenieurmodell seine Anwendung, welches der ungerissenen Betondruckzone eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkraften zutraut. Abbildung 8.7 verdeutlicht nochmals, den wesentlichen Vorteil dieser Vorgehensweise: Die Nachweisführung erfolgt genau in jenen Bereichen, welche auch tatsächlich eine Schubbruchgefährdung aufweisen. Dazu werden dem Tragverhalten entsprechende Nachweismodelle angewendet. Während für dieses Brückenobjekt nach ei-

ner Nachrechnung des Widerstandes gemäß EC2 eine teure und aufwändige Schubverstärkung erforderlich wäre, kann auf Basis des ingenieurmäßigen Nachweiskonzeptes auf diese für dieses Brückenobjekt verzichtet werden.

8.3 ASFINAG - Objekt G63

Das Brückenobjekt G63 wurde als zweifeldrige Hohlkastenbrücke (zweizellig) mit den Stützweiten 28,04 und 36,2 m ausgeführt. Die Brücke wurde im Jahre 1969 errichtet und wurde nach der damals gültigen DIN 4227:1953 [31] bemessen. Das Tragwerk wurde für Brückensklasse I ausgelegt und befindet sich im Netz der ASFINAG.

Die Höhe des Hohlkastens ergibt sich an den Randstegen zu $h = 1,52$ m, im Bereich des mittleren Steges beträgt die Höhe $h = 1,62$ m. Die Dicke der Fahrbahnplatte beträgt 20cm, wobei diese hin zu den Stegen gevoutet ist. Die Breite des Tragwerks beträgt 15,2m. Die Stegdicke b_w ergibt sich zu 44 cm, wobei der Steg im Bereich der Stütze sowie im Endauflagerbereich des langen Feldes aufgeweitet wurde (siehe Abbildung 8.9).

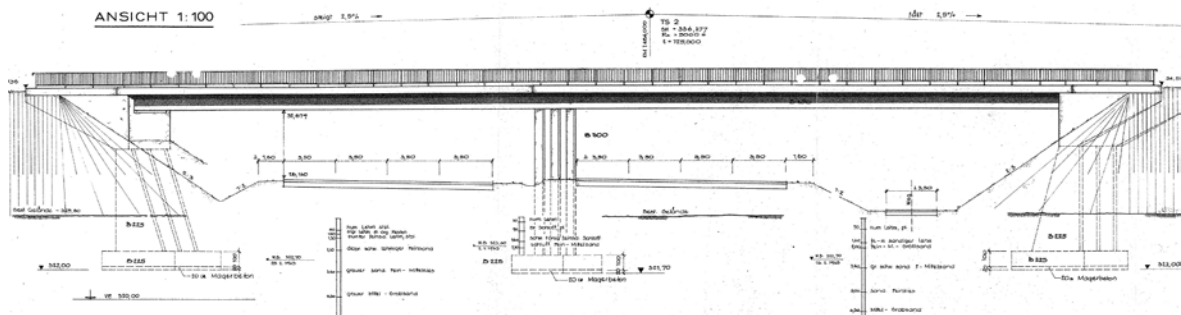


Abbildung 8.8: Ansicht Brückenobjekt G63

8.3.1 Materialkennwerte

Das Tragwerk wurde gemäß dem Bewehrungsplan mit einer Betongüte B450 hergestellt. Laut Bestandsstatik wurde für den Überbau eine Betongüte B400 verwendet. Da die DIN 4227 diese Betongüte nicht anführt, wird im weiteren Verlauf mit B450 gerechnet. Die charakteristischen Materialkennwerte ergeben sich in Anlehnung an die ONR 24008 [33] zu

$$f_{ck} = 30,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$$

Als Bewehrung wurde ein Rippentorsteel 50 (Klasse IV) verwendet, welcher folgende Materialparameter aufweist:

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

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

Als Spannstahl wurde ein St 145/160 verwendet:

$$f_{p,0.2} = 1420 \text{ N/mm}^2$$

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

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

8.3.2 Bewehrung und Spannglieder

Einen Ausschnitt aus den Bewehrungsplänen zeigt Abbildung 8.11. Die Schubbewehrung besteht aus 7 Stück senkrecht verlegter, zweischnittiger Bügel Ø10 und einer Kabelunterstellung Ø14, welche auf eine Länge von 1,5m verteilt wurden ($a_{sw,vorh} = 28,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ für alle drei Stege). Die Querkraftbewehrung wurde entlang des gesamten Brückentragwerks nicht abgestuft.

Die vorhandene Schubbewehrung schwankt aufgrund der Aufvoutung im Endauflager- und Stützbereich des langen Feldes im Bereich von

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,94}{435} = 0,001014 < \rho_{w,vorh} = 0,0011 - 0,0021$$

Am Ende des gevouteten Bereichs liegt die vorhandene Schubbewehrung $a_{sw,vorh}$ somit im Bereich der derzeit geforderten Mindestschubbewehrung $a_{sw,min}$ gemäß ÖNORM B 1992-2 [34]. Es kann somit von einem Brückentragwerk mit geringer Schubbewehrung gesprochen werden, wodurch die Anwendung des Ingenieurmodells gerechtfertigt ist.

Die Längsbewehrung besteht im Feldbereich (Unterseite) aus 100 Stück Ø8 Stäben. Im Stützbereich wurden verschiedene Durchmesser verwendet, die gesamte Längsbewehrung verfügt dort über eine Fläche von $A_{s,2} = 8193 \text{ mm}^2$. Über die Steghöhe wurde eine Verteilerbewehrung Ø12/20cm angeordnet.

Die Vorspannung wurde über das System KA der Firma Ph. Holzmann (Frankfurt) bewerkstelligt. Dabei kamen zwei verschiedene Spanngliedtypen zum Einsatz:

- KA 141/40: 40 Stücke Drähte zu je 40 mm^2 ($A_{p,i} = 16 \text{ cm}^2$)
- KA 86/24: 24 Stück Drähte zu je 40 mm^2 ($A_{p,i} = 9,6 \text{ cm}^2$)

Die maximal zulässige Spannung nach dem Vorspannen betrug

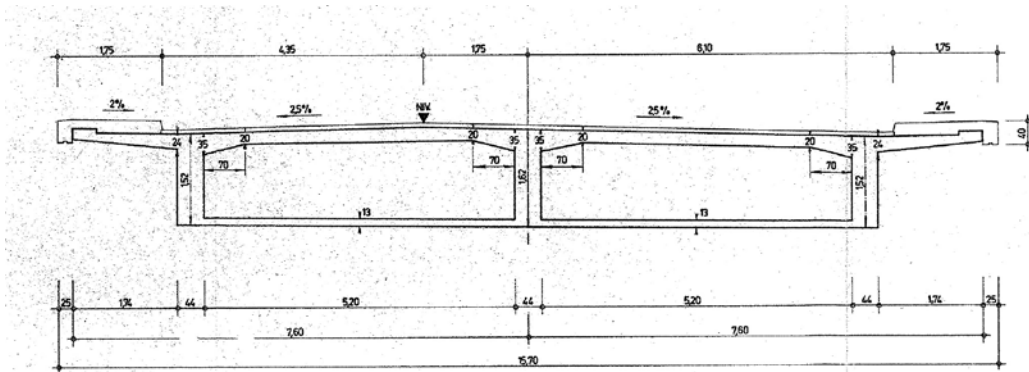
$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,55 \cdot 1570 = 863,5 \text{ N/mm}^2$$

Ein kurzfristiges Überspannen von $\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,65 \cdot 1570 = 1020,5 \text{ N/mm}^2$ war ebenso zulässig.

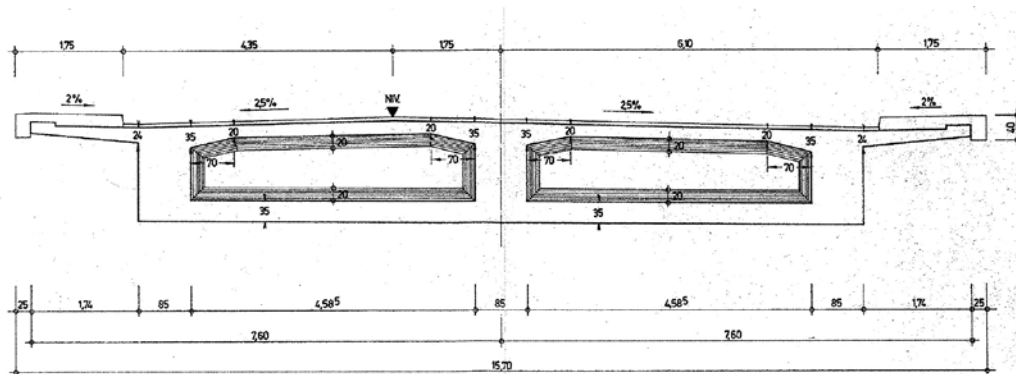
Die Spannkraftverluste wurden pauschal mit 15% angenommen. Aufgrund der unterschiedlichen Stützweiten wurden nicht alle Spannglieder über die gesamte Länge geführt, wodurch sich im Stütz- und Endauflagerbereich eine unterschiedliche Anzahl an Spanngliedern ergibt. Darüber hinaus wurden die Spannglieder teilweise nicht bis an das Ende ge-

führt, weshalb es zu einem sprunghaften Verlauf der Vertikalkomponente infolge Vorspannkraft V_p kommt. Im Feldbereich des langen Feldes befinden sich im Steg 27 Spannglieder ($A_p = 432 \text{ cm}^2$) des Typs KA 141/40 in drei Lagen, wodurch eine Vorspannkraft von $P_\infty = 33,9 \text{ MN}$ resultiert. Im direkten Stützbereich wurde die Vorspannung durch 27 Spannglieder (3×9) des Typs KA 141/40 und 3 Spannglieder des Typs KA 85/40 eingebracht ($A_p = 461 \text{ cm}^2$). Die Vorspannkraft ergibt sich dort zu $P_\infty = 36,2 \text{ MN}$.

(a)

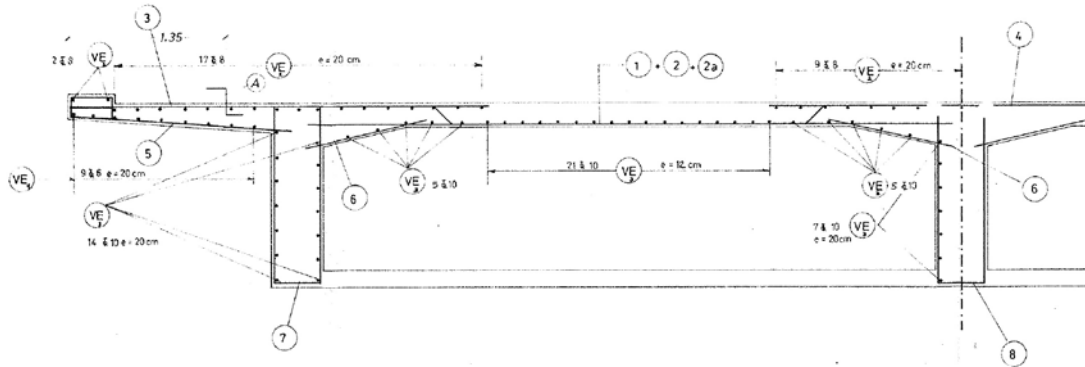


(b)



(c)

(a)



(b)

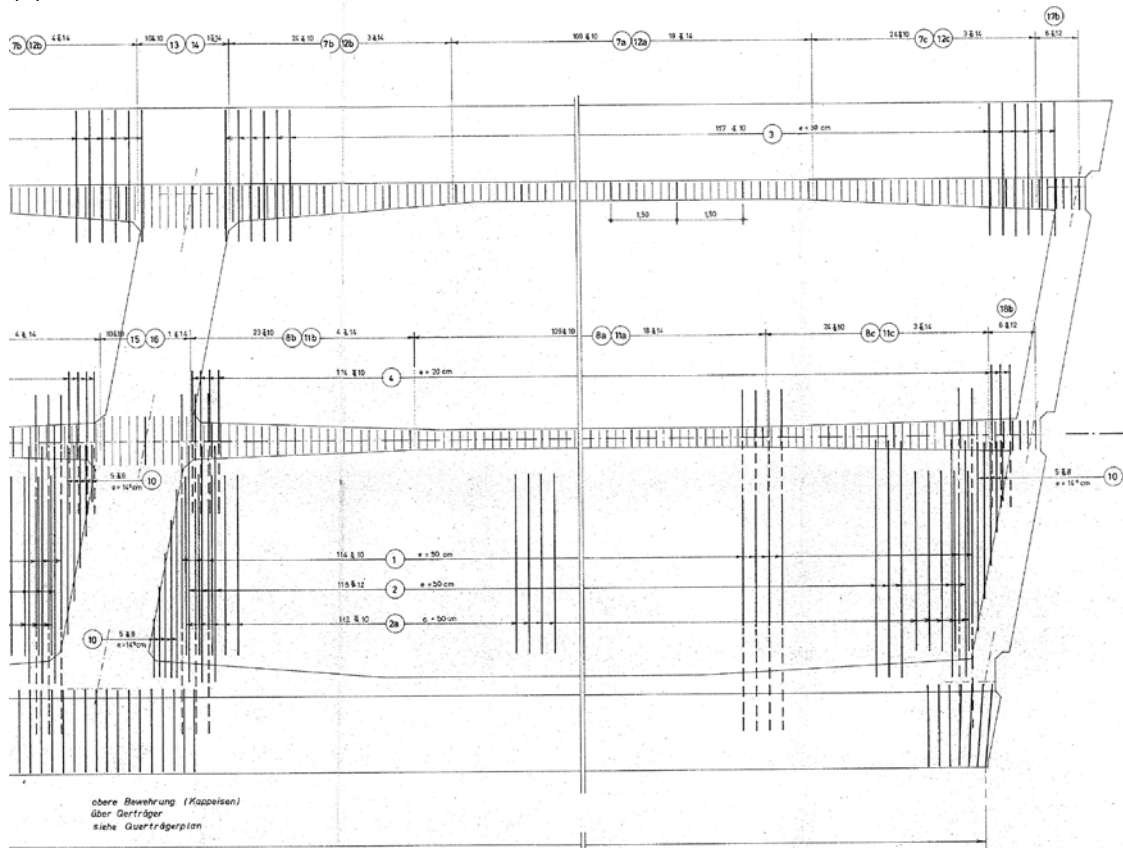


Abbildung 8.11: Brückenobjekt G63 Ausschnitt Bewehrungspläne: (a) Querschnitt (b) Grundriss – langes Feld

8.3.3 Querkraftbemessung gemäß Originalstatik

In der von Seiten der ASFINAG zur Verfügung gestellten Originalstatik wurde für dieses Brückenobjekt kein Hauptzugspannungsnachweis geführt. Die statische Berechnung enthält keinerlei Informationen über die Querkraftbemessung.

8.3.4 Nachrechnung gemäß ONR 24008

8.3.4.1 Belastung und Schnittgrößenermittlung

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurden folgende Belastungen berücksichtigt:

ständige Lasten

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

Verkehrslasten:

- Lastmodell 1 (LM1) gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39]
- Lastmodell 3 (LM3) mit Sonderfahrzeug 3000/200 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39] und ASFINAG Planungshandbuch „Brücke“
- Kombination aus LM3 und abgemindertes LM1 auf restlichen Fahrstreifen

Auf eine Berechnung der Lastfälle „Stützensenkung“ sowie „Temperatur“ wurde verzichtet. Gemäß ÖNORM EN 1992-2 [34] ist es zulässig, den Anteil der Querkraft von Einzellasten, welche innerhalb von $2d$ vom Auflagerrand an der Bauteiloberseite angreifen, mit einem Reduktionsfaktor β abzumindern. Von diesem Passus wurde bei auflagnahen Radlasten rigoros Gebrauch genommen, um den direkten Lastabtrag über eine Druckstrebe miteinzubeziehen. Dies führt in den meisten Fällen dazu, dass sich die maßgebende Laststellung meist vom Auflager entfernt. Es wird prinzipiell eine Berechnung gemäß Stufe 1 der ONR 24008 [33] durchgeführt, wobei bei einer Nichterfüllung eines Nachweises die Auswirkungen anderer Stufen angeführt werden.

Die Brücke wurde als Einstabsystem modelliert, wobei der Mittelpfeiler starr in den Querträger eingebunden wurde. Die Querkraftbemessung wurde sowohl im Endauflagerbereich als auch im Stützbereich des langen Feldes geführt. Wie bereits in den Anwendungsgrenzen in Abschnitt 5.4 erläutert, ist zum jetzigen Zeitpunkt das Ingenieurmodell nur anhand von Querkraftversuchen an Einfeldträgern verifiziert, weshalb es auch nur für Einfeldsysteme bzw. Endauflagerbereiche von Durchlaufsystemen abgesichert werden konnte. Dennoch wird bei diesem Beispiel auch im Stützbereich, der im Zuge dieses Forschungsvorhabens gewählt wurde, der Ansatz angewandt. Die Modellvorstellung muss jedoch noch mit

Versuchsdaten verglichen werden, um eine ausreichende Sicherheit gewährleisten zu können. Die derzeit verfügbaren Daten an Querkraftversuchen an Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung und Durchlaufsystem reichen dazu bei weitem nicht aus. Eine systematische Untersuchung gewisser Einflussparameter an mehrfeldrigen Versuchsbalken existiert zum jetzigen Zeitpunkt nicht.

Abbildung 8.4 (a) zeigt die umhüllende Querkraftlinie für den Endauflagerbereich des langen Feldes für die Kombination aus LM3 und LM1 (maßgebende Belastung) mit einem Anpassungsfaktor $\alpha_{Qi} = 1,00$. Aufgrund der Auffächerung der Spannkabel im Auflagerbereich wird ein Teil der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,0}$ von der Vertikalkomponente der Spannkraft V_p abgemindert. Abbildung 8.4 (b) zeigt die zugehörige Biegemomentenlinie aus den ständigen Lasten und Verkehrslasten sowie die Biegemomente M_p infolge der Vorspannkraft P . Abbildung 8.13 zeigt die oben genannten Schnittgrößenverläufe für den Stützbereich in Richtung des langen Feldes. Die Koordinate 0 auf der statischen Achse repräsentiert dabei stets die Auflagerachse des jeweiligen Bereichs.

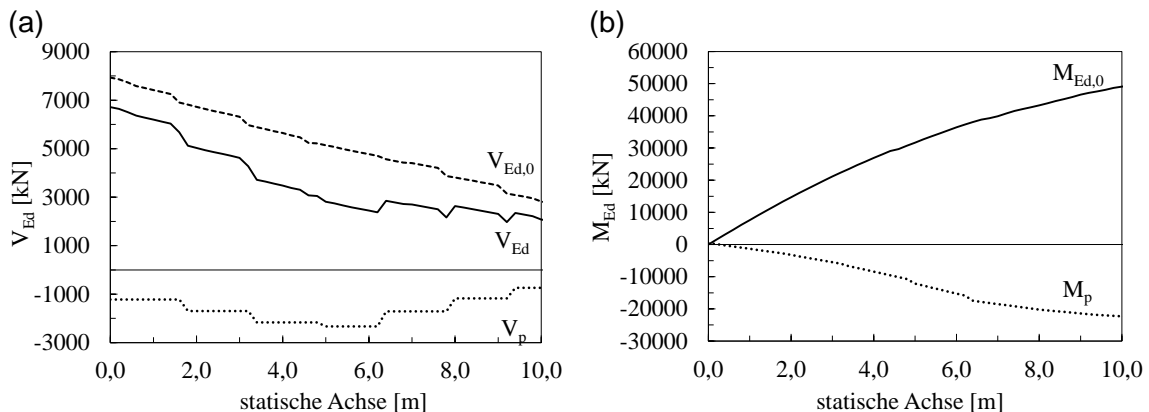


Abbildung 8.12: Brückenobjekt G63: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 für den Endauflagerbereich des langen Feldes gemäß Stufe 1 Berechnung nach ONR 24008 [33] (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie

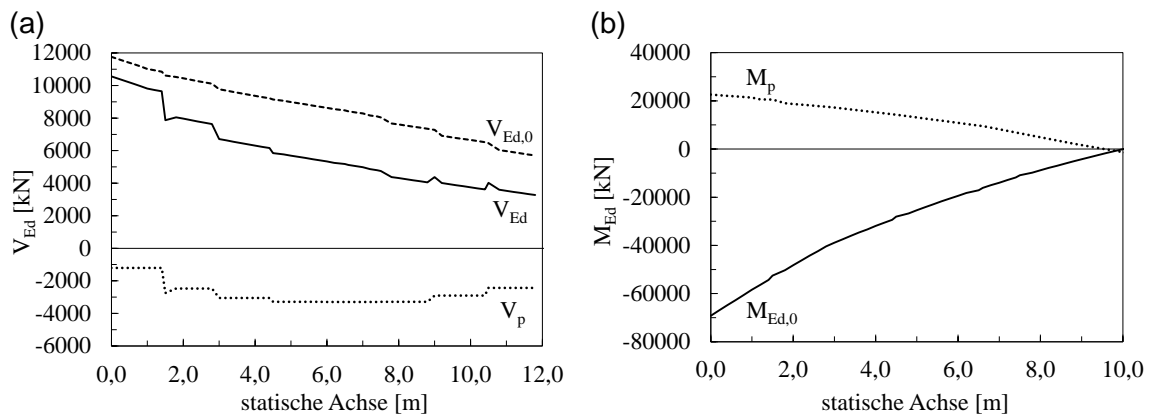


Abbildung 8.13: Brückenobjekt G63: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 für den Stützenbereich in Richtung des langen Feldes (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie

8.3.4.2 Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2

Nachweis am langen Endfeld

Die statische Nutzhöhe d wird aufgrund der verschiedenen Spanngliedlagen im Bemessungsschnitt im Abstand $d = 0,9$ m vom Auflager folgendermaßen gemittelt

$$d = 0,9m$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81m$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der zweiseitigen Bügelbewehrung ($7 \times \emptyset 10 + 1 \times \emptyset 14$ auf $1,5m$ verteilt) im Abstand d vom Auflager ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 28,15 \cdot 0,81 \cdot 43,5 \cdot 2,5 = 2.480 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Bemessungsschnitt d

$$V_p = 1.221 \text{ kN}$$

Die maximale Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ergibt sich direkt am Auflager ($d=0,95m$) zu

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = 1,12 \cdot 0,53 \cdot 20,5 \cdot 2,06 \cdot 0,9 \cdot 0,95 \cdot \frac{1}{0,4 + 2,5} \cdot 10^3 = 7.043 \text{ kN}$$

mit

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,5}{20,5} = 1,12 \quad \text{für} \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30,7}{250}\right) = 0,53$$

$$b_w = b_{w,nom} \quad \text{da} \quad \frac{b_w}{8} = 9,25\text{cm} > \varnothing_h = 7,2\text{cm}$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Euro-code 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ im Bemessungsschnitt im Abstand d vom Auflager klar nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{7.844}{2.480 + 1.221} = 2,12 > 1,00$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ direkt am Auflager kann hier knapp erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} + V_p} = \frac{8.285}{7.043 + 1.221} = 1,00 \leq 1,00$$

Nachweis über der Mittelstütze

Die statische Nutzhöhe d beträgt im Abstand d von der Mittelstütze entfernt:

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}} = 1,35\text{m}$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,35 = 1,215\text{m}$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der zweiseitigen Bügelbewehrung $7 \times \varnothing 10 + 1 \times \varnothing 14$ auf $1,5\text{m}$ verteilt) im Abstand d von der Mittelstütze ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 28,15 \cdot 1,215 \cdot 43,5 \cdot 2,5 = 3.720\text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Bemessungsschnitt d

$$V_p = 1.206\text{ kN}$$

Die maximale Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ergibt sich direkt am Ende des Querträgers zu ($d=1,36\text{ m}$) zu

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = 1,18 \cdot 0,53 \cdot 20,5 \cdot 2,55 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot \frac{1}{0,4 + 2,5} \cdot 10^3 = 13.697\text{ kN}$$

mit

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{3,7}{20,5} = 1,18 \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30,7}{250}\right) = 0,53$$

$$b_w = b_{w,nom} \quad \text{da} \quad \frac{b_w}{8} = 9,25 \text{ cm} > \varnothing_h = 7,2 \text{ cm}$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ im Bemessungsschnitt im Abstand d von der Mittelstütze deutlich nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{10.852}{3.720 + 1.206} = 2,20 > 1,00$$

Die Ausnützung der Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ direkt am Anschnitt zum Querträger ergibt sich zu:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{11.767}{13.697} = 0,86 \leq 1,00$$

Der Nachweis gemäß EC2 ist somit erfüllt.

8.3.5 Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells

8.3.5.1 Endauflagerbereich

Bereich AB:

Im Bereich AB wird zu Beginn überprüft, ob im überdrückten Bereich die Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet.

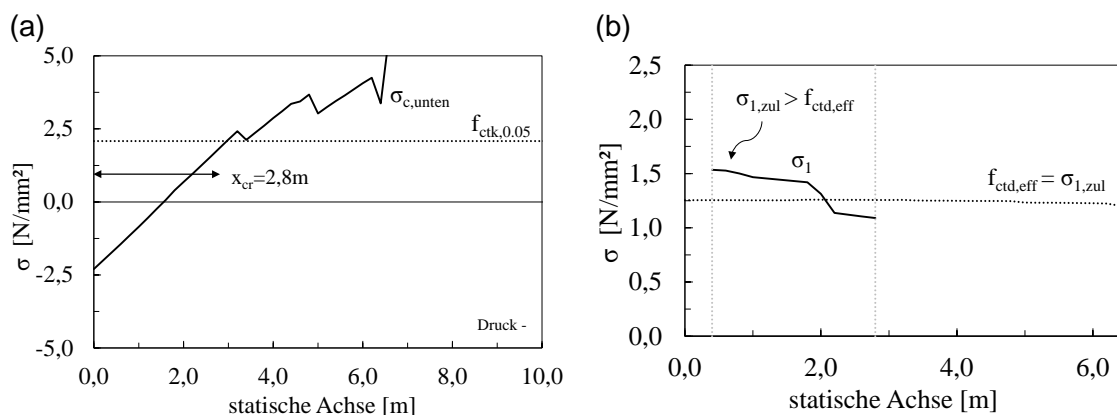


Abbildung 8.14: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$

Die effektive Zugspannung $f_{ctd,eff}$ ergibt sich in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2 gemäß Gleichung 5.4 zu

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{-4,0}{30,7} \right) \cdot 1,37 = 1,25 \text{ N/mm}^2 \leq 1,37 \text{ N/mm}^2$$

Die Hauptzugspannung σ_1 überschreitet somit die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$

$$\sigma_1 = 1,50 \text{ N/mm}^2 \geq f_{ctd,eff} = 1,25 \text{ N/mm}^2$$

Es muss somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge Schubbeanspruchung gerissen ist. In diesem Fall muss zusätzlich nachgewiesen werden, dass die im Riss freiwerdenden Zugspannungen aufgenommen werden können und es nicht zu einem spröden Versagen ohne Vorankündigung kommt. Dazu wird das in Abschnitt (5.2.2) beschriebene Nachweiskonzept verfolgt.

Aufgrund der Rissbildung kann die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrisses umgelagert werden. Dazu wird zu Beginn die Neigung des Schubrisses bei Rissbildung φ_{cr} berechnet (Gleichung 5.8):

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\frac{\left[1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-2,55}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2 - \left(\frac{-2,55}{2} \right)^2}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right)}}{|-2,55|}} = 29,9^\circ$$

Es wird ebenso angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss bis an den Obergurt reicht. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung ergibt sich somit nach Gleichung 5.9 zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 28,15 \cdot (92 - 20) \cdot 43,5 \cdot \cot 29,9^\circ = 1.532 \text{ kN}$$

Darüber hinaus ist der Bereich AB 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 (siehe Abbildung 8.6). Vereinfacht kann die Neigung des Druckgurt unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte sowie von linear elastischem Materialverhalten des Betons ermittelt werden. Dazu reicht es aus, den Angriffspunkt direkt am Auflager sowie an der theoretischen Biegerissstelle zu betrachten. Somit ergibt sich die Neigung der Druckkraft gemäß Gleichung 5.10 zu

$$\alpha_{cc} = \arctan \left(\frac{1,397 - 0,793}{2,8} \right) = 12,2^\circ$$

Der Bemessungsschnitt wird vereinfacht im Abstand d vom Auflager festgelegt. In Abhängigkeit der dort wirkenden Betondruckkraft F_{cc} resultiert die Vertikalkomponente der geneigten Druckgurtkraft $V_{Rd,cc}$ nach Gleichung 5.11 zu

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = 20.794 \cdot \sin 12,2^\circ = 4.389 \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,AB} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cc} + V_p = 1.532 + 4.389 + 1.221 = 7.142 \text{ kN}$$

Der Nachweis kann somit in der Zone AB trotz Schubrissbildung erbracht werden

$$V_{Rd,AB} = 7.142 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 7.502 \text{ kN}$$

Der Nachweis kann somit auch nicht mithilfe der Vertikalkomponente des Druckgurtes V_{cc} erfüllt werden. Eine Abminderung des Teilsicherheitsbeiwertes gemäß Stufe 2 in Kombination mit einem Anpassungsfaktor von $\alpha_{Qi} = 0,8$ für das neben dem Schwerverkehr fahrende LM1 ($\alpha_{Qi} = 1,0$ für den Neubau) gemäß ONR 24408 [33] führt jedoch dazu, dass der vorgeschlagene Hauptspannungsnachweis im unter Biegung ungerissenen Bereich (Zone AB) erfüllt werden kann (siehe Abbildung 8.15). Da somit im Stegbereich keine Schubrissbildung zu erwarten ist, muss der zuvor geführte Nachweis mit Berücksichtigung der Vertikalkomponente des Druckgurtes V_{cc} nicht angewendet werden.

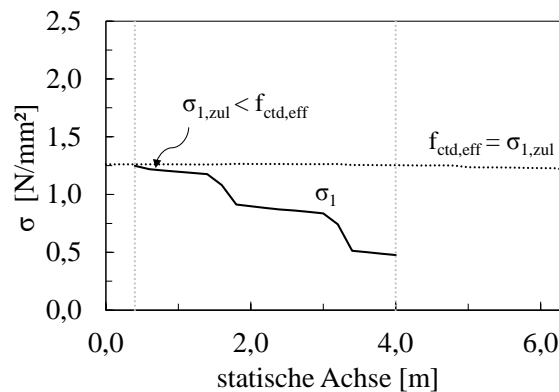


Abbildung 8.15: Hauptzugspannungsnachweis in der Zone AB gemäß einer Stufe 2 Berechnung nach ONR 24408 [33] und Berücksichtigung des zulässigen Anpassungsfaktors $\alpha_{Qi} = 0,8$ für das neben dem Schwerlastfahrzeug fahrenden Lastmodells 1.

Bereich C:

Bemessungsablauf gemäß Abbildung 5.7:

Ermittlung des kritischen Schnittes x_{krit} an dem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Gleichung 5.36):

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 2,80 + (1,46 - 0,20) = 4,06 \text{ m}$$

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} lauten:

$$M_{Ed} = 26,926 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 5,647 \text{ MN} = 5.647 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x_{cz} gemäß Gleichung 5.14

$$x_{cz} = \left[0,2 \cdot \left(\frac{15,2}{1,65} - 1 \right) + \frac{0,251}{1,65} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{0,2}{1,05} \right)^2 \cdot \left(\frac{15,2}{1,65} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{0,251}{1,65 \cdot 1,05}}{\left[\frac{0,2}{1,05} \cdot \left(\frac{15,2}{1,65} - 1 \right) + \frac{0,251}{1,65 \cdot 1,05} \right]^2}} - 1 \right] = 0,172 \text{ m} \leq h_{fc}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p (Gleichung 5.15):

$$A_t = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(5.026,5 \cdot \frac{200.000}{30111} + 33.600 \cdot \frac{195.000}{30111} \right) \cdot 10^{-6} = 0,251 \text{ m}^2$$

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

$$d = \frac{50,3 \cdot 146 + 96 \cdot (128 + 100 + 073) + 48 \cdot 90}{50,3 + 336} \cdot 10^{-2} = 1,05 \text{ m}$$

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

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{26,926}{0,99} - 1,606}{15,2 \cdot 0,172} = -10,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z} = 7,527 \cdot \left(\frac{1,22 - 0,99}{0,99} \right) + 7,519 \cdot \left(\frac{0,95 - 0,99}{0,99} \right) + 7,504 \cdot \left(\frac{0,68 - 0,99}{0,99} \right) + 3671,5 \cdot \left(\frac{0,85 - 0,99}{0,99} \right) = -1,606 \text{ MN}$$

mit innerem Hebelsarm z nach Gleichung 5.19

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} = 1,05 - \frac{0,172}{3} = 0,99 \text{ m}$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub gemäß Gleichung 5.34 mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x_{cz} nach Gleichung 5.14

$$b_{V,eff} = b_{ic} = 15,2 \text{ m} \leq 2,5 \cdot b_w = 4,12 \text{ m} \quad \text{da } x_{cz} < h_{fc}$$

$$b_{V,eff} = 4,12 \text{ m}$$

- Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone (Gleichung 5.26).

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\frac{\left[1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-10,95}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right)}} - \left(\frac{-10,95}{2} \right)^2 = 3,51 \text{ N/mm}^2$$

- Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$ gemäß Gleichung 5.29:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x_{cz} \cdot \tau_{cz,max} = \frac{2}{3} \cdot 4,12 \cdot 0,172 \cdot 3,51 \cdot 10^3 = 1.660 \text{ kN} \quad \text{da } x_{cz} < h_{fc}$$

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

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} = 28,15 \cdot 43,5 \cdot (1,46 - 0,172) \cdot 2 = 3.157 \text{ kN}$$

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

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 2.167 \text{ kN}$$

- Ermittlung des Querkraftwiderstand V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 3.157 + 1.660 + 2.167 = 6.984 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann somit in der Zone C nachgewiesen werden:

$$V_{Rd} = 6.984 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 5.647 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{5.647}{6.984} = 0,81 \leq 1,00$$

8.3.5.2 Mittelstütze

Es sei an dieser Stelle nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die nachfolgenden Berechnungen auf Basis einer Modellvorstellung geschehen, welche derzeit noch nicht mit experimentellen Untersuchungen abgesichert sind. Man verlässt somit die Anwendungsgrenzen des Ingenieurmodells, weshalb die im Anschluss angeführten Berechnungen lediglich eine Tendenz abbilden können. Die Berechnungen sind somit rein informativ zu betrachten. Für eine abgesicherte Anwendung des Ansatzes bedarf es gezielter Experimente, um die Belastungssituation im Stützbereich bei Spannbetonbrücken mit geringer Schubbewehrung so gut wie möglich realitätsnah abzubilden.

Bereich AB:

Im Bereich AB wird zu Beginn überprüft, ob im überdrückten Bereich die Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet. Dazu wird eine Berechnung nach Stufe 2 gemäß ONR 24008 [33] durchgeführt, bei welcher es erlaubt ist, den Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht γ_g zu reduzieren. Darüber hinaus werden die Anpassungsfaktoren α_{Qi} für das LM1 auf 0,8 reduziert.

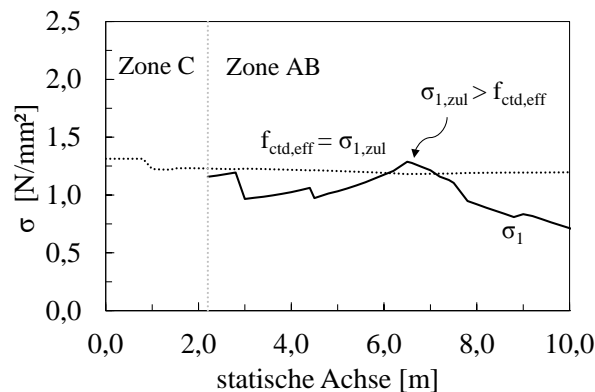


Abbildung 8.16: Hauptzugspannungsnachweis in der Zone AB gemäß einer Stufe 2 Berechnung nach ONR 24008 [33] und Berücksichtigung des zulässigen Anpassungsfaktors $\alpha_{Qi} = 0,8$ für das neben dem Schwerlastfahrzeug fahrenden Lastmodells 1.

Abbildung 8.16 zeigt den Nachweis in der Zone AB für den Bereich der Mittelstütze. Am Ende des aufgeweiteten Bereichs kann auf einer Länge von 80 cm der Hauptzugspannungsnachweis knapp nicht erfüllt werden. Auf eine Berechnung des Nachweismodelles für den unter Schub gerissenen Zustand wird für dieses Beispiel verzichtet.

Bereich C:

Die nachfolgenden Berechnungen entsprechen einer Nachrechnung gemäß ONR 24008 nach Stufe 1.

Bemessungsablauf gemäß Abbildung 5.7:

Ermittlung des kritischen Schnittes x_{krit} an dem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Gleichung 5.36):

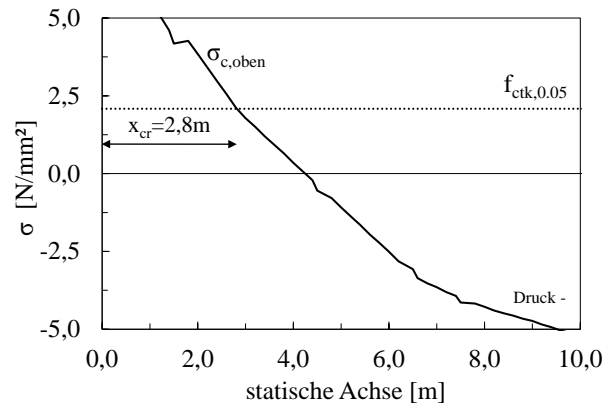


Abbildung 8.17: Normalspannung an der oberen Randfaser (Zugbereich) im Bereich der Mittelstütze

Die Stelle, an welcher die Zugfestigkeit des Beton $f_{ctk,0.005}$ überschritten ist, kann aus Abbildung 8.17 abgelesen werden und ergibt sich zu $x_{cr} = 2,8$ m. Da der unter Biegung gerissene Bereich oberhalb der Stütze relativ kurz ist, stellt sich bereits an dieser Stelle die Frage, ob die Anwendung des Ingenieurmodells für diesen Fall in dieser Form überhaupt geeignet ist. Eine Grundvoraussetzung des Modells ist, dass eine ausgeprägte Biegerissbildung vorherrscht, aus welcher sich der „kritische“ Biegeschubriss bildet. Deshalb wird im Zuge von Versuchen zu klären sein, inwieweit die Biegerissbildung fortgeschritten sein muss, um im Stützbereich eine Querkraftgefährdung infolge Biegeschubversagen überhaupt erst zu erzeugen.

$$x_{krit} = x_{cr} - (d_s - h_{fc}) = 2,80 - (1,52 - 0,34) = 1,72 \text{ m}$$

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} lauten:

$$M_{Ed} = 50,782 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 10,214 \text{ MN} = 10.214 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x_{cz} gemäß Gleichung 5.14

$$x_{cz} = \left[0,34 \cdot \left(\frac{11,72}{2,44} - 1 \right) + \frac{0,332}{1,65} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{0,34}{1,35} \right)^2 \cdot \left(\frac{11,72}{2,44} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{0,332}{2,44 \cdot 1,35}}{\left[\frac{0,34}{1,35} \cdot \left(\frac{11,72}{2,44} - 1 \right) + \frac{0,251}{2,44 \cdot 35} \right]^2}} - 1 \right] = 0,258 \text{ m} \leq h_{fc}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p (Gleichung 5.15):

$$A_I = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(8.193 \cdot \frac{200.000}{30111} + 46.080 \cdot \frac{195.000}{30111} \right) \cdot 10^{-6} = 0,332 \text{ m}^2$$

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

$$d = \frac{81,9 \cdot 142 + 28 \cdot 125 + 96 \cdot (138 + 142 + 125) + 48 \cdot (142 + 129 + 125)}{81,9 + 460,80} \cdot 10^{-2} = 1,35 \text{ m}$$

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

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{50,782}{1,26} - 0,4}{11,72 \cdot 0,258} = -13,4 \text{ N/mm}^2$$

mit innerem Hebelsarm z nach Gleichung 5.19

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} = 1,35 - \frac{0,258}{3} = 1,26 \text{ m}$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub gemäß Gleichung 5.34 mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x_{cz} nach Gleichung 5.14

$$b_{V,eff} = b_{fc} = 11,72 \text{ m} \leq 2,5 \cdot b_w = 6,1 \text{ m} \quad \text{da } x_{cz} < h_{fc}$$

$$b_{V,eff} = 6,1 \text{ m}$$

Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone (Gleichung 5.26).

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\frac{\left[1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-13,4}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right)}} - \left(\frac{-13,4}{2} \right)^2 = 3,72 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$ gemäß Gleichung 5.29:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x_{cz} \cdot \tau_{cz,max} = \frac{2}{3} \cdot 6,1 \cdot 0,258 \cdot 3,72 \cdot 10^3 = 3.907 \text{ kN} \quad \text{da } x_{cz} < h_{fc}$$

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

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} = 28,15 \cdot 43,5 \cdot (1,46 - 0,258) \cdot 2 = 2.845 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft P_0 beträgt im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 2.748 \text{ kN}$$

Ermittlung des Querkraftwiderstand V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 2.845 + 3.907 + 2.748 = 9.500 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann somit im Stützbereich sehr knapp nicht nachgewiesen werden:

$$V_{Rd} = 9.500 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 10.214 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{10.214}{9.500} = 1,08 \geq 1,00$$

Eine Reduktion der Belastung (z.B.: Stufe 2 Berechnung nach ONR 24008) würde den unter Biegung gerissenen Bereich über der Stütze verkleinern, wodurch die Nachweisstelle in Richtung Auflager wandert, wo wiederum auch eine höhere Schubbeanspruchung wirkt. Dies ist konträr zur Situation am Endfeld, da sich dort aufgrund einer Vergrößerung des unter Biegung gerissenen Bereichs (=geringere Belastung) die maßgebende Querkraft im Nachweisschnitt verringert.

8.3.6 Vergleich mit anderen Normen

Wie auch bei den zuvor nachgerechneten Brückenobjekt (Sparchenbachbrücke) wird auch in diesem Falle ein Vergleich mit anderen Querkraftwiderständen, berechnet nach verschiedenen Normenwerken, vorgenommen. Die dort (siehe Abschnitt 8.2.6) angeführten Hinweise sind auch für dieses Brückenobjekt gültig und werden daher an dieser Stelle nicht nochmals angeführt.

Abbildung 8.18 zeigt die Querkraftwiderstände berechnet nach verschiedenen internationalen Normenwerken für den Endauflagerbereich (a) sowie für die Mittelstütze (b).

Eurocode 2

Wie auch hier zu erwarten war, ergibt sich ein deutliches rechnerisches Defizit bei Anwendung des in Österreich gültigen Eurocode 2. Der Ausnutzungsgrad liegt in der Nähe des Endauflagers bei 212% und neben der Mittelstütze bei 220%. Um den Nachweis gegenüber

Querkräften erfüllen zu können, würde es anstatt der vorhandenen Schubbewehrung von (7Ø10 + 1 Ø14 auf 1,5 m verteilt) eine zweischnittige Bügelbewehrung in der Größenordnung von Ø16/15cm benötigen.

fib Model Code 2010

Die dritte Näherungsstufe des MC2010, welche auch gemäß ONR 24008 angewendet werden darf, erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Betontrageanteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ϵ_x sowie an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ bei minimaler Druckstrebenneigung θ_{min} geknüpft ist. Wie auch schon bei der Sparchenbachbrücke kann in diesem Fall aufgrund des hohen Ausnutzungsgrades der Betondruckstrebe $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ kein zusätzlicher Betontrageanteil $V_{Rd,c}$ in Rechnung gestellt werden. Darüber hinaus, ist die Längsdehnung ϵ_x auf halber Höhe des Steges im Stützbereich deutlich höher als im Endfeldbereich, weshalb sich die minimale Druckstrebenneigung $\theta_{min} = 33^\circ$ wesentlich vergrößert, wodurch wiederum der Traganteil der Bügelbewehrung sinkt. Nach einer Berechnung nach MC2010 ergibt sich im Nachweisschnitt d vom Auflager entfernt eine Ausnutzung in der Höhe von 300%. Die Anwendung des MC2010 liefert somit für den Stützbereich einen signifikant geringeren Querkraftwiderstand im Vergleich zu einer Berechnung nach Eurocode 2. Im Endauflagerbereich ergibt sich kaum ein Unterschied im Schubwiderstand, da die Druckstrebenneigungen θ gemäß EC2 und MC2010 nahezu ident sind.

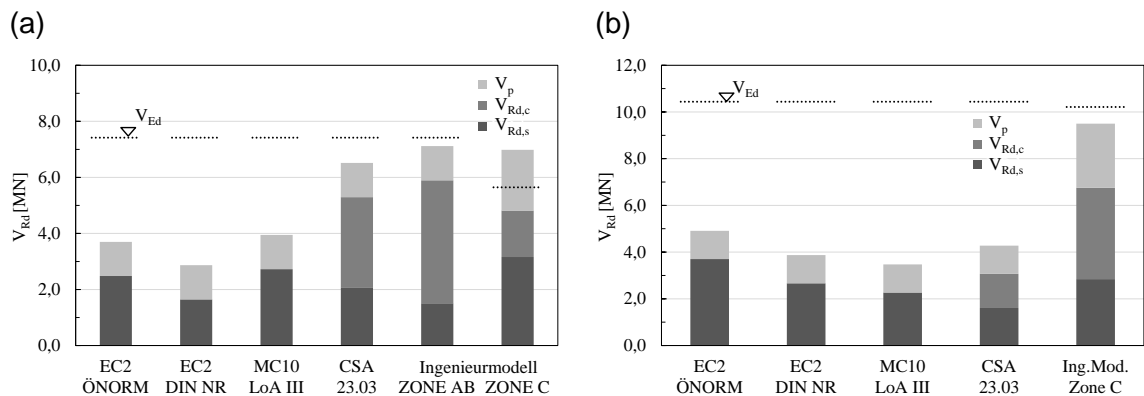


Abbildung 8.18: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten (a) Endauflagerbereich (b) Mittelstütze

In Zonen eingeteilte Schubbemessung - Ingenieurmodell

Im Endauflagerbereich ergibt sich der Fall, dass im Bereich AB die Schubtragfähigkeit nach Stufe 1 gemäß ONR 24008 nicht nachgewiesen werden kann. Eine Ausschöpfung der Möglichkeiten die Einwirkungen (Reduktion des Eigengewichts sowie des Anpassungsfaktor für

LM1) abzumindern, führt dazu, dass im gegebenen Fall sogar der Hauptzugspannungsnachweis erfüllt werden kann und somit auf eine aufwändige Berechnung der Vertikalkomponente der resultierenden Betondruckkraft verzichtet werden könnte. Im Bereich C kann für den Auflagerbereich der Nachweis gegenüber Querkraftbeanspruchung mit dem im Zuge dieses Projektes entwickelten Ingenieurmodells erbracht werden (81% Auslastung). Betrachtet man in Abbildung 8.18 (a) die Zusammensetzung der Querkrafttragfähigkeit der einzelnen Traganteile der verschiedenen normativen Ansätze, kann nochmals hervorgehoben werden, worin der große Vorteil des hier verwendeten und entwickelten Nachweiskonzeptes und seinen darin verankerten Nachweismodellen ist. Der anrechenbare Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ wird aufgrund der Annahme, dass alle Bügel aktiviert werden können (vergleiche hierzu Gleichung 5.30), welche auch tatsächlich vom Schubriss durchkreuzt werden, in den hier gezeigten Anwendungsfall vergrößert. Der Betontraganteil der Druckzone $V_{Rd,cz}$ liefert zusätzlich einen erheblichen Traganteil.

Obwohl die Anwendung des Ingenieurmodells für den Stützbereich mit Versuchen noch nicht abgedeckt und somit für die Praxis noch nicht geeignet ist, konnte dieses Beispiel das Potential des Ansatzes auch für den Stützbereich unter Beweis stellen. Der Nachweis konnte zwar für eine Stufe 1 Berechnung nach ONR 24008 knapp nicht erfüllt werden, aber der Ausnützungsgrad von 108% ist eine wesentliche Verbesserung im Gegensatz zu bestehenden normativen Ansätzen. Um die Modellvorstellung abgesichert anwenden zu können, müsste der gewählte Ansatz mit gezielten Experimenten näher untersucht werden.

8.4 ÖBB – Murbrücke Peggau

Bei der Murbrücke Peggau handelt es sich um ein 1965 errichtetes dreifeldriges Spannbetonbrückentragwerk. Die Stützweiten der Eisenbahnbrücke betragen 34x42x34m. Die Brücke besitzt einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt (siehe Abbildung 8.19) mit einer mittleren Höhe von 2,15m. Da die Brücke im Grundriss bogenförmig verläuft, verfügt die obere Platte über eine Querneigung. Die Dicke der Fahrbahnplatte ist über die Länge konstant und ihre Höhe beträgt 35cm, wobei diese im Stegbereich gevoutet ist. Für die Berechnungen wird vereinfacht eine konstante Gurtdicke h_{fc} angenommen. Die Obergurtbreite b_{fc} beträgt 3,9 m. Die Stegdicke b_w ergibt sich im Regelquerschnitt zu 40cm. In den Auflagerbereichen wurden die Bodenplatte und die Stege verbreitert.

Die Planausschnitte und die darauffolgenden Berechnungen basieren auf den von Seiten der ÖBB zur Verfügung gestellten Unterlagen.

8.4.1 Materialkennwerte

Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B450 hergestellt. Die charakteristischen Materialkennwerte ergeben sich in Anlehnung an die ONR 24008 [33] zu

$$f_{ck} = 30,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$$

Als Bewehrung wurde ein Rippentorsteel 50 (Klasse IV) verwendet, welcher folgende Festigkeit aufweist

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

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

Als Spannstahl wurde ein $\Delta 100$ verwendet. Da nähere Angaben zum Spannstahl fehlen, werden folgende Materialparameter angenommen:

$$f_{p,0.2} = 1320 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,u} = 1520 \text{ N/mm}^2$$

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

8.4.2 Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder

Die Querkraftbewehrung besteht im Endauflagerbereich (Bereich 1, siehe Abbildung 8.19 und 8.20) aus vierschnittigen Bügeln $\varnothing 16$ in einem Abstand von 25cm je Steg ($a_{sw,vorh} =$

64,34 cm²/m für beide Stege). Die Querkraftbewehrung wurde im Abstand von 3,15m vom Ende des Endquerträgers auf zweischnittige Bügeln Ø8 in einem Abstand von 25cm je Steg ($a_{sw,vorh} = 8,34 \text{ cm}^2/\text{m}$ für beide Stege) abgestuft. Die Querkraftbewehrung wurde somit um den Faktor 8 verringert. Der Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ schwankt aufgrund der Aufweitung im Endauflagerbereich zwischen

$$\rho_{w,vorh} = 0,0061 - 0,0078 > 5 \cdot \rho_{w,min} = 5 \cdot 0,001 = 0,005$$

Am Ende der Aufweitung ergibt sich der Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ zu

$$\rho_{w,vorh} = 0,00101 \leq \rho_{w,min} = 0,00102$$

In dieser Zone entspricht die vorhandene Schubbewehrung $a_{sw,vorh}$ somit der derzeit geforderten Mindestschubbewehrung $a_{sw,min}$ gemäß ÖNORM B 1992-2 [34]. Es kann somit von einem Brückentragwerk mit geringer Schubbewehrung gesprochen werden, wodurch die Anwendung des Ingenieurmodells in diesem Bereich gerechtfertigt ist.

Die Längsbewehrung besteht im Feldbereich (Unterseite) aus 28 Stück Ø8 Stäben ($A_{s,1} = 1407,4 \text{ mm}^2$).

Die Vorspannung wurde über ein Drahtspannverfahren der Firma BBRV bewerkstelligt: Ein Spannglied bestand dabei aus 55 Stück Drähte mit einem Durchmesser von 6mm ($A_{p,i} = 15,6 \text{ cm}^2$)

Die maximal zulässige Spannung nach dem Vorspannen betrug gemäß DIN 4227

$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,55 \cdot 1570 = 863,5 \text{ N/mm}^2$$

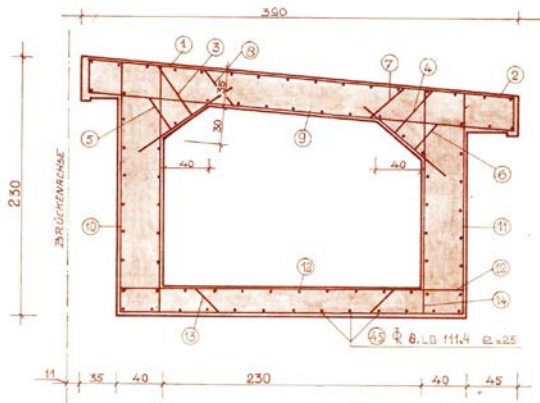
Ein kurzfristiges Überspannen von

$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,65 \cdot 1570 = 1020,5 \text{ N/mm}^2$$

war zulässig.

Die Spannkraftverluste wurden pauschal mit 15% angenommen. Im untersuchten Endbereich erfolgte die Vorspannung über 18 Spannglieder ($A_p = 280 \text{ cm}^2$). Wie üblich wurden die Spannglieder im Verankerungsbereich aufgefächert, wodurch in diesem Bereich eine günstige Wirkung infolge der Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p erzielt wurde. Die Vorspannkraft ergibt sich dort zu $P_\infty = 19,89 \text{ MN}$.

(a)



(b)

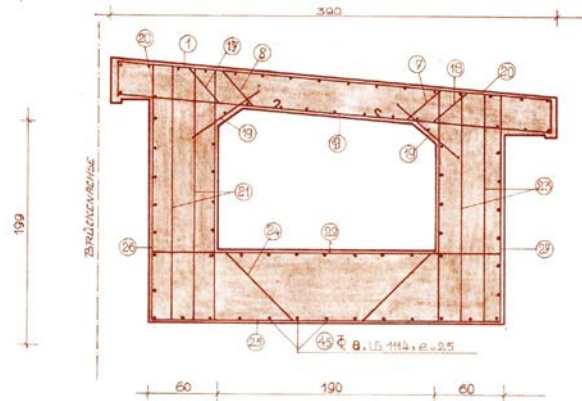


Abbildung 8.19: Querschnitt Murbrücke Peggau mit Bewehrungsführung: (a) Regelquerschnitt (b) Querschnitt im Endauflagerbereich (Bereich 1)

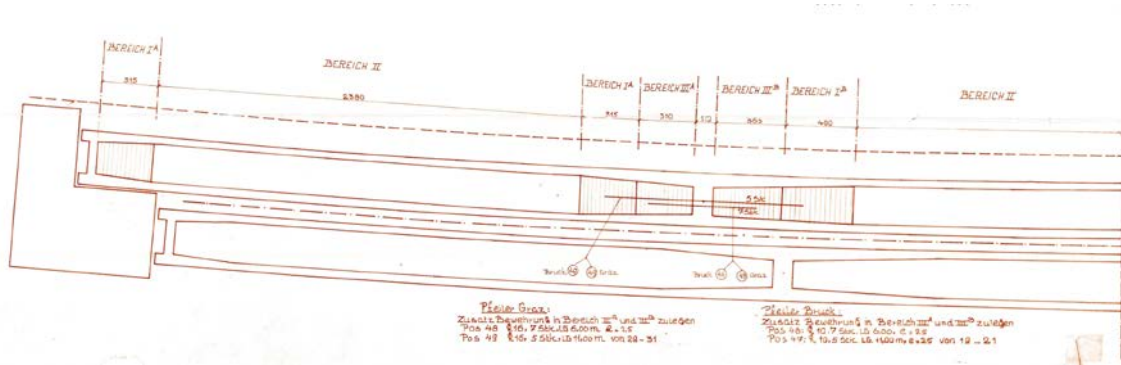


Abbildung 8.20: Grundriss Bewehrungsplan

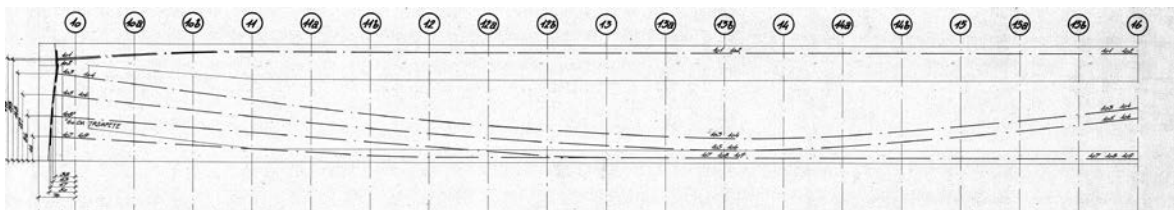


Abbildung 8.21: Kabelplan für Endfeld

8.4.3 Querkraftbemessung gemäß Originalstatik

Eine Originalstatik ist für dieses Tragwerk leider nicht vorhanden. Aufgrund des Baujahres 1964 wurde die Brücke gemäß der auch in Österreich gültigen DIN 4227 [31] bemessen. Aufgrund des hohen Schubbewehrungsgrades kann davon ausgegangen werden, dass der in DIN 4227 geforderte Hauptzugspannungsnachweis nicht erfüllt werden konnte. Dies zeigt auch die Problematik dieser alten Normung, dass bei Überschreitung der zulässigen Hauptzugspannung bereits eine beträchtliche Menge an Schubbewehrung nötig war. Im Bereich, wo dieser Nachweis anscheinend wieder erfüllt war, hat der damals planende Ingenieur die Bügelbewehrung markant abgestuft (siehe Abschnitt 8.4.2).

8.4.4 Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1

8.4.4.1 Belastung und Schnittgrößenermittlung

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurden folgende Belastungen berücksichtigt:

ständige Lasten

- Eigengewicht der Konstruktion
- Ausbaulasten: Schotterbett, Schwellen, Schienen, Geländer, Schutzeinrichtung usw.

Verkehrslasten:

- Lastmodell 71 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39]
- Lastmodell SW/0
- Lastmodell SW/2

Auf Belastungen infolge Stützensenkung, Temperatur, Anfahren und Bremsen, Fliehkräfte, Gleisaustritte und Seitenstoß wurde zur Vereinfachung verzichtet.

Die Brücke wurde als Einstabsystem modelliert. Der Querkraftnachweis wurde ausschließlich im Endauflagerbereich geführt, da im Stützenbereich die Abstufung der Querkraftbewehrung erst in einem Abstand von 6,23m vom Mittelaufleger vorgenommen wurde. Im Stützenbereich muss somit von keiner Querkraftgefährdung ausgegangen werden.

Abbildung 8.22 (a) zeigt die umhüllende Querkraftlinie für den Endauflagerbereich für das maßgebende Lastmodell SW/2. Aufgrund der Auffächerung der Spannkabel im Auflagerbereich wird ein Teil der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,0}$ von der Vertikalkomponente der Spannkraft V_P abgemindert. Abbildung 8.22 (b) zeigt die zugehörige Biegemomentenlinie aus den ständigen Lasten und Verkehrslasten sowie die Biegemomente M_p infolge der Vorspannkraft P .

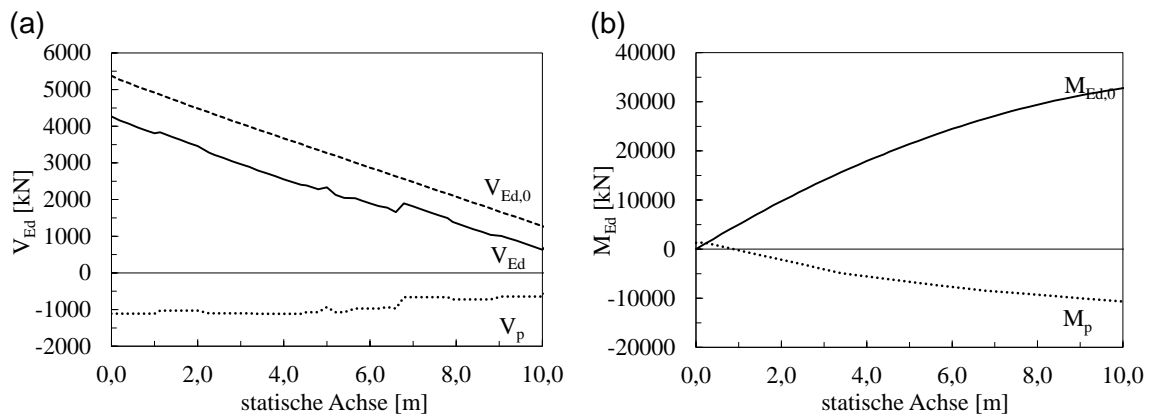


Abbildung 8.22: Murbrücke Peggau - Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und dem maßgebenden Verkehrslastmodell (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie

8.4.4.2 Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2

Entsprechend ÖNORM EN 1992-2 [34] ist auch im Falle eines Spannbetontragwerkes das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ anzuwenden. Ein Hauptzugspannungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird darin für Brückentragwerke nicht mehr vorgeschlagen. Gemäß dem österreichischen nationalen Anwendungsdokument [35] zur ÖNORM EN 1992-2 [34] darf unter Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnitts ($\sigma_v < 0 \text{ N/mm}^2$) die minimale Neigung der Druckstreben θ_{\min} mit $21,8^\circ$ ($\tan\theta_{\min}=0,4$) angenommen werden. Dies ist in den meisten Fällen für den Nachweisschnitt d vom Auflager entfernt erfüllt. 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, da dadurch die anrechenbare Länge der Bügelbewehrung $z \cdot \cot\theta_{\min}$ maximal wird. Während für Stahlbetonbauteile ohne äußere Normalkraft der innere Hebelsarm z , welcher die Höhe des idealisierten Fachwerks bestimmt, mit $0,9d$ angenommen werden darf, ist dieser für Spannbetonbauteile nicht eindeutig festgelegt. Im Eurocode 2 [34, 35] findet sich folgende Definition:

„z ist der innere Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9d$ verwendet werden.“

Bei parabelförmiger Spanngliedführung variiert der innere Hebelarm z über die Länge. Es ist jedoch nicht klar geregelt, ob nun z gemäß des maximalen Biegemoments oder im betrachteten Querschnitt mit zugehörigen Biegemoment berechnet werden soll. Es wird für die hier durchgeführte Nachrechnung daher folgende Vorgehensweise gewählt: Die statische Nutzhöhe d wird aufgrund der verschiedenen Spanngliedlagen im Bemessungsschnitt in Abhängigkeit der Bewehrungs- und Spannstahlflächen gemittelt (siehe Gleichung 5.16).

Der Querkraftnachweis wird zum einen wie im Eurocode 2 gefordert, im Abstand $d = 1,00m$ vom Auflager geführt. Darüber hinaus sind bei markanten Abstufungen der Querkraftbewehrung zusätzliche Nachweisschnitte erforderlich, weshalb für dieses Brückenobjekt ein weiterer Nachweis bei $x = 3,4m$ notwendig ist.

Nachweis im Abstand d :

Die statische Nutzhöhe ergibt sich zu

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}} = 1,11m$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,11 = 1,0m$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der vierschnittigen Bügelbewehrung ($\varnothing 16/25cm$) im Abstand d vom Auflager ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 64,34 \cdot 1,0 \cdot 43,5 \cdot 2,5 = 6.999 kN$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Bemessungsschnitt d

$$V_p = 1.110 kN$$

Die maximale Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ergibt sich direkt am Auflager ($d=1,07 m$) zu

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = 1,21 \cdot 0,53 \cdot 20,5 \cdot 1,2 \cdot 0,963 \cdot \frac{1}{0,4 + 2,5} \cdot 10^3 = 5.083 kN$$

mit

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{4,2}{20,5} = 1,21 \quad \text{für} \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30,7}{250} \right) = 0,53$$

$$b_w = b_{w,nom} \quad \text{da} \quad \frac{b_w}{8} = 15cm > \varnothing_h = 7cm$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstreben­neigung θ gemäß Eurocode 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ im Bemessungsschnitt im Abstand d vom Auflager klar erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{4.863}{6.999 + 1.100} = 0,55 > 1,00$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ direkt am Auflager kann hier ebenso erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} + V_p} = \frac{5.263}{5.083 + 1.110} = 0,80 > 1,00$$

Nachweis bei $x = 3,4$ m:

Die statische Nutzhöhe ergibt sich zu

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}} = 1,23m$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,234 = 1,11m$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der zweischnittigen Bügelbewehrung ($\emptyset 8/25cm$ pro Steg) ergibt sich zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 8,04 \cdot 1,11 \cdot 43,5 \cdot 2,5 = 972 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Nachweisschnitt

$$V_p = 1.116 \text{ kN}$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ in der Nachweisstelle $x=3,4$ vom Auflager entfernt klar nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{3.907}{972 + 1.116} = 1,87 > 1,00$$

8.4.5 Anwendung des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes

In diesem Abschnitt wird das vorgeschlagene Nachweiskonzept (siehe Kapitel 5) bei der Querkraftbemessung von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad angewendet. Dabei wird zu Beginn auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung eine Einteilung in unterschiedliche Zonen vorgenommen (siehe Abbildung 5.1 (a)). Dazu wird im ersten Schritt die Stelle, wo an der unteren Randfaser der 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit

$f_{ctk,0.005}$ erreicht wird, ermittelt. Dadurch ergibt sich die theoretische Biegerisssstelle x_{cr} zu 4,4 m, welche zugleich den Beginn der Zone C markiert (siehe Abbildung 8.23).

Nachweis im Bereich AB:

Im Bereich AB wird zu Beginn überprüft, ob im überdrückten Bereich die Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet. Die effektive Zugfestigkeit wird auf Basis des selbst aufgestellten biaxialen Spannungskriteriums (siehe Gleichung 5.4) bestimmt. Im vollkommen überdrückten Bereich kann es durchaus vorkommen, dass die maximale Hauptzugspannung auch außerhalb des Schwerpunkts auftritt, weshalb die Hauptzugspannungen auf verschiedenen Querschnittshöhen zu überprüfen sind. Die maximale Hauptzugspannung σ_1 ergibt sich in diesem Fall jedoch im Schwerpunkt des Querschnitts. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 können wie folgt berechnet werden

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \tau_{xz}^2} = \frac{\sigma_{cp}}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \left(\frac{V_z \cdot S}{I \cdot b_{w,nom}}\right)^2}$$

Der Nachweis wird hier exemplarisch für die Stelle 0,2m (Ende Querträger) geführt:

$$\sigma_1 = \frac{-4,2}{2} + \sqrt{\frac{-4,2^2}{4} + \left(\frac{4,154 \cdot 1,572}{2,499 \cdot 1,2}\right)^2} = 0,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-4,2}{2} - \sqrt{\frac{-4,2^2}{4} + \left(\frac{4,154 \cdot 1,572}{2,499 \cdot 1,2}\right)^2} = -5,13 \text{ N/mm}^2$$

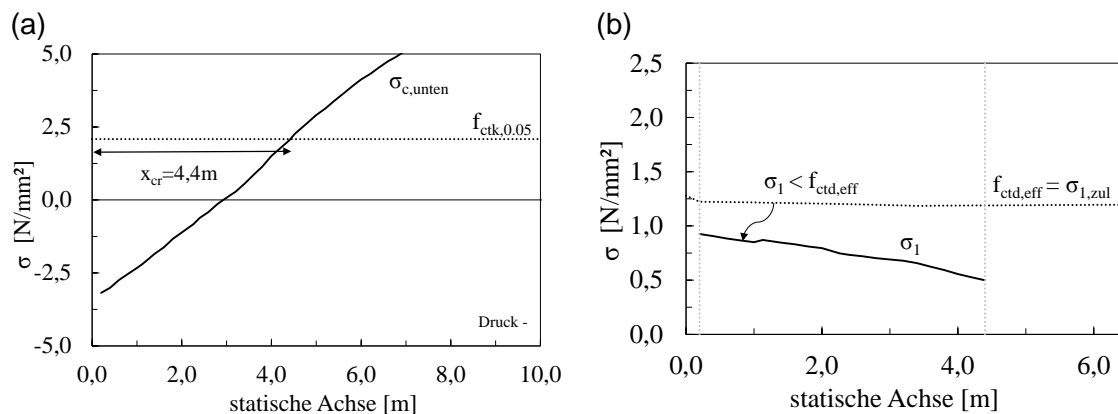


Abbildung 8.23: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an der unteren Randfaser (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$

Die effektive Zugspannung $f_{ctd,eff}$ ergibt sich in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2 gemäß Gleichung 5.4.

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{-5,13}{30,7}\right) \cdot 1,37 = 1,22 \text{ N/mm}^2 \leq 1,37 \text{ N/mm}^2$$

Die Hauptzugspannung σ_1 unterschreitet somit die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$

$$\sigma_1 = 0,92 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd,eff} = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

Im Bereich AB kann somit der Hauptzugspannungsnachweis erfüllt werden. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass es zu keiner Rissbildung in diesem Bereich kommt und somit auch keine Querkraftgefährdung gegeben ist.

Nachweis im Bereich C

Im Bereich C bildet sich der kritische Schubriss aus einem Biegeriss (Biegeschubversagen infolge des Abreißen der Bügel). Um diese Versagensart zu beschreiben, wird das in Abschnitt 5.2.3.2 vorgeschlagene Ingenieurmodell angewendet. Nachfolgend wird der in Abbildung 5.7 dargestellte Ablauf der Nachweisführung exemplarisch vorgerechnet:

Ermittlung des kritischen Schnittes x_{krit} an dem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Gleichung 5.369:

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 4,40 + (2,025 - 0,35) = 6,1 \text{ m}$$

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} lauten:

$$M_{Ed} = 24,496 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 2,869 \text{ MN} = 2.869 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x_{cz} gemäß Gleichung 5.14

$$x_{cz} = \left[0,35 \cdot \left(\frac{3,9}{0,8} - 1 \right) + \frac{0,191}{0,8} \right] \cdot \left[1 + \frac{\left(\frac{0,35}{1,37} \right)^2 \cdot \left(\frac{3,9}{0,8} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{0,191}{0,8 \cdot 1,37}}{\left[\frac{0,35}{1,37} \cdot \left(\frac{3,9}{0,8} - 1 \right) + \frac{0,191}{0,8 \cdot 1,37} \right]^2} - 1 \right] = 0,320 \text{ m} \leq h_{fc}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p (Gleichung 5.15):

$$A_t = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(1407,4 \cdot \frac{200.000}{30111} + 27.992 \cdot \frac{195.000}{30111} \right) \cdot 10^{-6} = 0,191 \text{ m}^2$$

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

$$d = \frac{14,07 \cdot 203 + 62,2 \cdot (16 + 132 + 157 + 204) + 31,1 \cdot 183}{14,07 + 27,992} \cdot 10^{-2} = 1,37 \text{ m}$$

Berechnung der Normalspannung in der Druckzone $\sigma_{c,cz}$ infolge Biegung und Vorspannung unter der Annahme linear elastischen Materialverhaltens von Beton:

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{24,5}{1,26} - 0,5}{3,9 \cdot 0,32} = -16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z} = 4,420 \cdot \left(\frac{0,05 - 1,26}{1,26} \right) + 4,400 \cdot \left(\frac{1,22 - 1,26}{1,26} \right) + 4,403 \cdot \left(\frac{1,46 - 1,26}{1,26} \right) + 4,420 \cdot \left(\frac{1,96 - 1,26}{1,26} \right) + 2,207 \cdot \left(\frac{1,72 - 1,26}{1,26} \right) = 0,52$$

mit innerem Hebelsarm z nach Gleichung 5.19

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} = 1,37 - \frac{0,32}{3} = 1,26 \text{ m}$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub gemäß Gleichung 5.34 mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x_{cz} nach Gleichung 5.14

$$b_{V,eff} = b_{fc} = 4,9 \text{ m} \leq 2,5 \cdot b_w = 2 \text{ m} \quad \text{da } x_{cz} \leq h_{fc}$$

$$b_{V,eff} = 2 \text{ m}$$

Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone (Gleichung 5.26).

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\frac{\left[1,6 \cdot 1,37 - 0,2 \cdot 30,7^{1/3} \cdot 1,37 + \frac{-16}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} - 1 \right) \right]^2}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{1,37}{30,7} \right)}} - \left(\frac{-16}{2} \right)^2 = 3,88 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$ gemäß Gleichung 5.29:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot x_{cz} \cdot \tau_{cz,max} = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 0,32 \cdot 3,88 \cdot 10^3 = 1.662 \text{ kN} \quad \text{da } x_{cz} < h_{fc}$$

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

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} = 8,04 \cdot 43,5 \cdot (2,03 - 0,32) \cdot 2 = 1.192 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft P_0 beträgt im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 973 \text{ kN}$$

Ermittlung des Querkraftwiderstand V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 1.192 + 1.662 + 973 = 3.827 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann somit in der Zone C nachgewiesen werden:

$$V_{Rd} = 3.827 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2.869 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{2.869}{3.827} = 0,75 \leq 1,00$$

8.4.6 Vergleich mit anderen Normen

Neben der Anwendung des im Zuge dieses Forschungsvorhabens entwickelten Nachweis-konzept für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit gerin-gem Schubbewehrungsgrad wurde das zuvor vorgestellte Brückentragwerk ebenso mit ausgewählten Bemessungsansätzen anderer internationaler Normenwerke berechnet. Dazu wurden folgende Normen herangezogen:

Österreich: ÖNORM EN 1992-2 und ÖNORM B 1992-2 [34,35]

Deutschland: DIN EN 1992-2 und DIN EN 1992-2 NAD + deutsche Nachrechnungsrichtlinie [55-57]

International: fib Model Code 2010 – dritte Näherungsstufe (LoA III) [38]

Kanada: CSA 23.03 [54]

Die Querkraftnachweise wurden für die verschiedenen Normenwerke zum einen im jewei-ligen vorgeschlagenen Nachweisschnitt sowie am Ende der Abstufung durchgeführt. Abbil-dung 8.24 zeigt einen Vergleich der Querkraftwiderstände, berechnet nach den oben ange-führten Normen. Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p wurde dabei stets auf der Widerstandseite mitberücksichtigt. Im Abstand d vom Auflager kann der Nachweis gemäß Eurocode 2 deutlich erbracht werden. Wie zu erwarten, ergibt sich jedoch ein deutliches rechnerisches Defizit im Bereich der Abstufung, da die Schubbewehrung um einen Faktor 8 abgemindert wurde. Der Ausnützungsgrad in diesem Schnitt liegt bei 187%.

Eine Nachweisführung gemäß deutscher Nachrechnungsrichtlinie (DIN EN 1992-2) ergibt einen geringeren Querkraftwiderstand, welcher dadurch erklärt werden kann, dass die Druckstrebenneigung θ für dieses Brückenobjekt deutlich höher als im Vergleich mit EC2 anzunehmen ist.

Die dritte Näherungsstufe des MC2010 erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Beton-traganteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ϵ_x sowie an den Ausnützungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ bei minimaler Druckstre-benneigung θ_{min} geknüpft ist. In diesem Beispiel ergibt sich aufgrund des geringen inneren Hebelarmes z aufgrund der aufgefücherten Spannglieder im Auflagerbereich und aufgrund

der geringen Druckstrebenneigung θ_{\min} eine sehr hohe Auslastung der Druckstrebe $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{\min})$, weshalb im Nachweisschnitt $x=3,4\text{m}$ (siehe Abbildung 8.24 (b)) nur ein sehr geringer Querkrafttraganteil des Betons $V_{Rd,c}$ in Rechnung gestellt werden darf. Im Nachweisschnitt d vom Auflager entfernt, ist die Auslastung sogar über 1, weshalb hier kein zusätzlicher Betontraganteil rechnerisch berücksichtigt werden darf. Der höhere Querkraftwiderstand im Vergleich zu EC2 resultiert hier daraus, dass die untere Grenze der Druckstrebenneigung mit 20° im MC2010 geringer ist als nach EC2 ($\theta=21,8^\circ$). In der kanadischen Betonbaubemessungsnorm CSA 23.03 darf unter Berücksichtigung der Dehnung im Steg ein Betontraganteil $V_{Rd,c}$ angerechnet werden. Eine Beschränkung auf Basis der Druckstrebentragfähigkeit existiert darin nicht. Entgegen der flachen Neigungen θ gemäß EC2 und MC2010 ist in Kanada der minimale Winkel der Druckstreben mit $\theta=29^\circ$ festgelegt, wodurch auch der geringe Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ erklärt werden kann. Eine Berechnung nach kanadischer Normung liefert im Regelfall stets den höchsten rechnerischen Querkraftwiderstand der hier untersuchten Normenwerke.

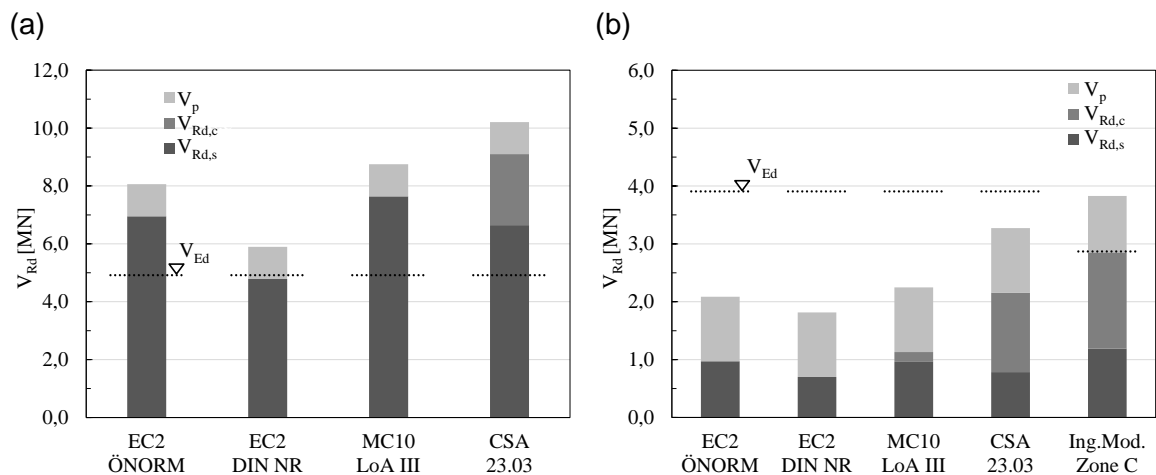


Abbildung 8.24: Murbrücke – Peggau: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten: (a) Abstand d vom Auflager (b) bei der Abstufung (Ausnahme Ingenieurmodell x_{krit}).

In Zonen eingeteiltes Nachweiskonzept - Ingenieurmodell

Die Anwendung des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts erfordert die Nachweisführung in zwei Bereichen. In der Zone AB wird zunächst ein „klassischer“ Hauptspannungsnachweis im Zustand I geführt. Da dieser Nachweis für dieses Brückenobjekt erfüllt werden konnte, kann davon ausgegangen werden, dass in diesem Bereich keine Schubrissbildung stattfindet, wodurch auch keine Querkraftgefährdung zu erwarten ist. Im unter Biegung gerissenen Bereich findet das im Zuge dieses Forschungsvorhabens entwickelte Ingenieurmodell seine Anwendung, welches der ungerissenen Betondruckzone eine wesentliche

Rolle beim Abtrag von Querkräften zutraut (siehe Abschnitt 5.2.3). Abbildung 8.7 verdeutlicht nochmals, den wesentlichen Vorteil dieses Nachweiskonzeptes mit den darin unterschiedlichen Nachweismodellen: Die Nachweisführung erfolgt genau in jenen Bereichen, welche auch tatsächlich eine Schubbruchgefährdung aufweisen. Dazu werden dem Tragverhalten entsprechende Nachweismodelle angewendet. Während für dieses Brückenobjekt nach einer Nachrechnung des Widerstandes gemäß EC2 eine teure und aufwändige Schubverstärkung im abgestuften Bereich erforderlich wäre, könnte auf Basis der Berechnung anhand des ingenieurmäßigen Nachweiskonzeptes auf diese für dieses Brückenobjekt verzichtet werden.

8.5 ÖBB - Schwechatbrücke

Die zweistegige, vorgespannte Plattenbalkenbrücke wurde im Jahre 1960 errichtet. Das Einfeldsystem weist eine Stützweite von 26 m und eine Breite von 15,8m auf. Die Höhe eines Plattenbalkens ergibt sich in Feldmitte zu $h = 2,25\text{m}$. Da der Träger überhöht ausgeführt wurde, verjüngt sich der Querschnitt zum Auflager hin, weshalb die Höhe dort nur $h = 2,01\text{ m}$ beträgt. Die Dicke der Platte beträgt 35cm, wobei diese an den Balken gevoutet ist. Die Stegdicke b_w ergibt sich zu 65cm und wird im unmittelbaren Auflagerbereich ($x = 1,3\text{m}$) auf 75 cm verbreitert. Die Obergurtbreite b_{fc} beträgt 4,35 m. Das Brückenobjekt befindet sich im Kernnetz der ÖBB. Die nachfolgenden Berechnungen basieren auf den von Seiten der ÖBB zur Verfügung gestellten Unterlagen.

8.5.1 Materialkennwerte

Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B450 hergestellt. Die charakteristischen Materialkennwerte ergeben sich in Anlehnung an die ONR 24008 [33] zu

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

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

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,44 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 27000 \text{ N/mm}^2$$

Als Bewehrung wurde ein Rippentorsteel 40 (Klasse III) verwendet, welche folgende Festigkeit aufweist

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

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Als Spannstahl wurde ein $\Delta 100$ (St 165/185) verwendet.

$$f_{p,0.2} = 1.620 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,u} = 1.760 \text{ N/mm}^2$$

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

8.5.2 Planausschnitte – Bewehrung und Spannglieder

Die Querkraftbewehrung besteht aus einer Baustahlmatte A60 ($\varnothing 6$ in einem Abstand von 10 cm), welche zu zweischnittigen Bügeln gebogen wurde (siehe Abbildung 8.26). Im unmittelbaren Auflagerbereich ($x = 2,0\text{m}$) wurden darüber hinaus $\varnothing 10$ in einem Abstand von 30 cm je Steg zugelegt ($a_{sw,vorh} = 21,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ für beide Stege). Die Querkraftbewehrung im restlichen Träger bestand nur mehr aus der zu Bügel gebogenen Baustahlmatte ($a_{sw,vorh} = 11,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ für beide Stege). Der Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ schwankt aufgrund der Aufweitung im Endauflagerbereich zwischen

$$\rho_{w,vorh} = 0,0015 - 0,0017 < 5 \cdot \rho_{w,min} = 5 \cdot 0,00084 = 0,00423$$

Am Ende der Aufweitung ergibt sich der Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ zu

$$\rho_{w,vorh} = 0,00087 \geq \rho_{w,min} = 0,00084$$

In dieser Zone entspricht die vorhandene Schubbewehrung $a_{sw,vorh}$ somit der derzeit geforderten Mindestschubbewehrung $a_{sw,min}$ gemäß ÖNORM B 1992-2 [34]. Es kann somit von einem Brückentragwerk mit geringer Schubbewehrung gesprochen werden, wodurch die Anwendung des Ingenieurmodells in diesem Bereich gerechtfertigt ist. Zusätzlich entspricht die Ausführung der Bügelbewehrung nicht den derzeit geforderten konstruktiven Anforderungen. Die Bügelbewehrung ist in der Zugzone zum einen gestoßen und zum anderen in der Druckzone nicht ausreichend verankert.

Die Längsbewehrung bestand aus den Querstäben (6 $\varnothing 6$) der zu Bügel geformten Baustahlmatte A60.

Die Vorspannung wurde über ein Drahtspannverfahren der Firma BBRV bewerkstelligt: Ein Spannglied bestand dabei aus 42 Stück Drähte mit einem Durchmesser von 5mm ($A_{p,i} = 8,25 \text{ cm}^2$)

Die maximal zulässige Spannung nach dem Vorspannen betrug gemäß DIN 4227

$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,55 \cdot 1620 = 891 \text{ N/mm}^2$$

Ein kurzfristiges Überspannen von

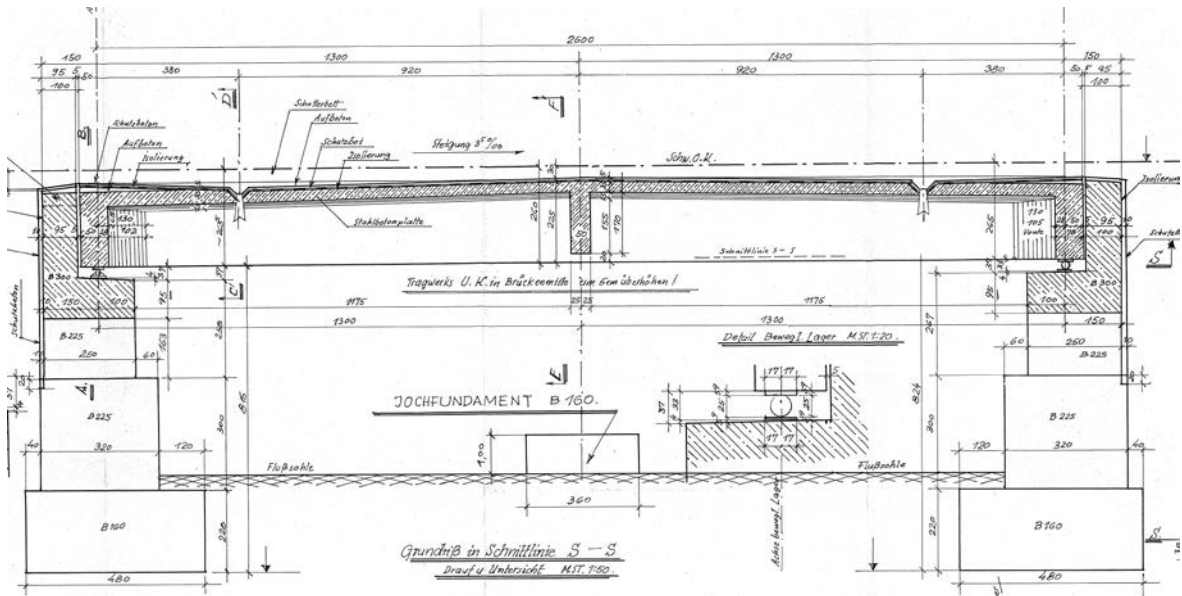
$$\sigma_{zul} = 0,55 \cdot f_{p,u} = 0,65 \cdot 1760 = 1.144 \text{ N/mm}^2$$

war zulässig.

Die Spannkraftverluste wurden pauschal mit 15% angenommen. Die Vorspannung wurde über 24 Spannglieder ($A_p = 198 \text{ cm}^2$) eingebracht. Wie üblich wurden die Spannglieder im

Verankerungsbereich aufgefächert, wodurch in diesem Bereich eine günstige Wirkung infolge der Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p erzielt wurde. Die Vorspannkraft ergibt sich dort zu $P_\infty = 16,3 \text{ MN}$.

(a)



(b)

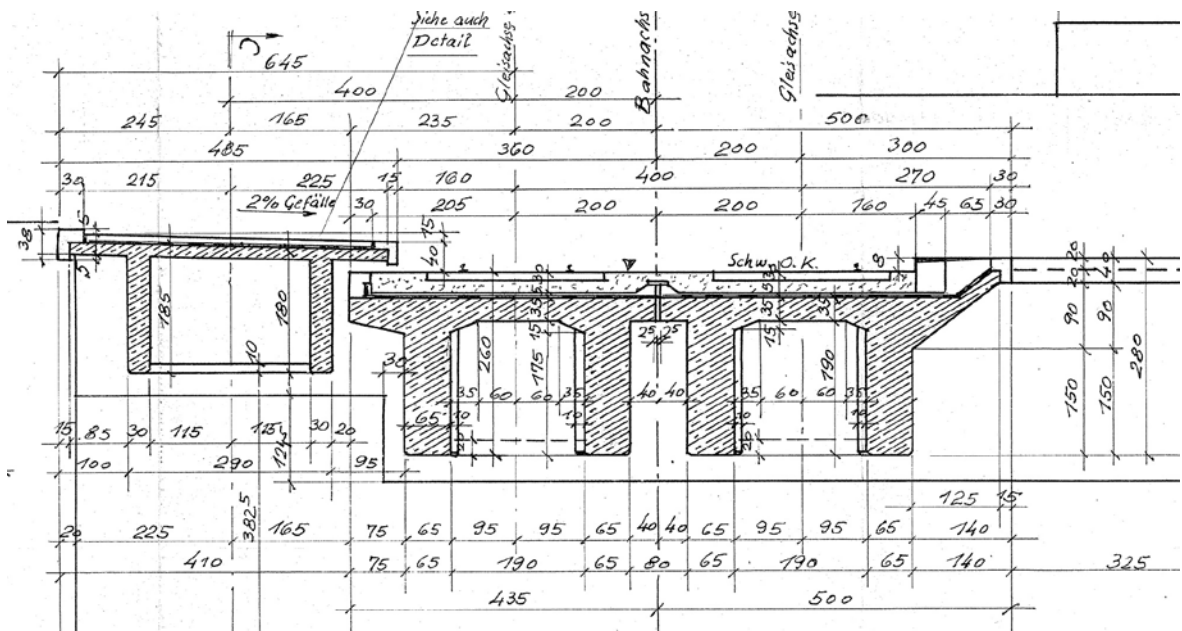


Abbildung 8.25: Schwechatbrücke: (a) Ansicht Schalungsplan (b) Querschnitt

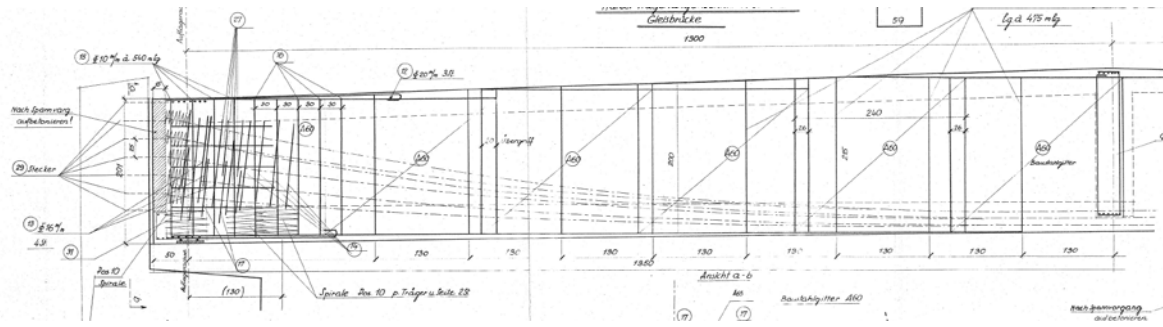


Abbildung 8.26: Schwechatbrücke: Ausschnitt Bewehrungspläne

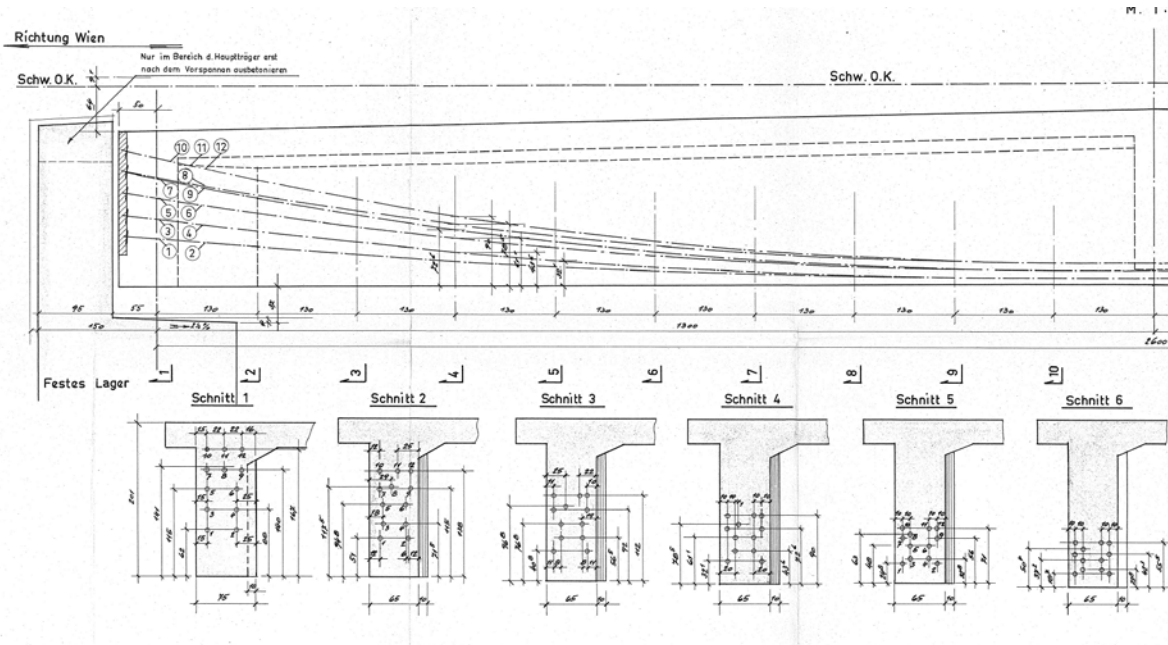


Abbildung 8.27: Schwechatbrücke Spanngliedverlauf für eine Trägerhälfte

8.5.3 Querkraftbemessung gemäß Originalstatik

Auf eine Nachrechnung gemäß der damals gültigen Norm wird verzichtet, da bei diesem Beispiel die Originalstatik des Bauwerks noch vorhanden ist.

Gemäß Originalstatik wurde für der Querkraftnachweis über einen Hauptzugspannungsnachweis sowohl unter Gebrauchslast als auch unter Bruchlast im Zustand I (ungerissen) geführt. Da in beiden Fällen die zulässigen Hauptzugspannungen eingehalten werden konnten, wurde die Querkraftbewehrung rein aus konstruktiven Überlegungen gewählt.

8.5.4 Nachrechnung gemäß ONR 24008 – Stufe 1

8.5.4.1 Belastung und Schnittgrößenermittlung

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurden folgende Belastungen berücksichtigt:

ständige Lasten

- Eigengewicht der Konstruktion $g_{1k} = 100 \text{ kN/m} + G_{1k} = 40 \text{ kN}$ (Mittelquerträger)
- Ausbaulasten: Schutzbeton, Isolierung, Schotterbett, Gefällebeton, Schienen und Befestigung, Randstreifen, Geländer usw. $g_{2k} = 54 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten:

- Lastmodell 71 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [39]
- Lastmodell SW/2 (maßgebend)

Auf Belastungen infolge Anfahren und Bremsen, Gleismitte und Seitenstoß wurde zur Vereinfachung verzichtet.

Abbildung 8.28 (a) zeigt die umhüllende Querkraftlinie für den Endauflagerbereich für das maßgebende Lastmodell SW/2. Aufgrund der Auffächerung der Spannkabel im Auflagerbereich wird ein Teil der einwirkenden Querkraft $V_{Ed,0}$ von der Vertikalkomponente der Spannkraft V_P abgemindert. Abbildung 8.28 (b) zeigt die zugehörige Biegemomentenlinie aus den ständigen Lasten und Verkehrslasten sowie die Biegemomente M_p infolge der Vorspannkraft P .

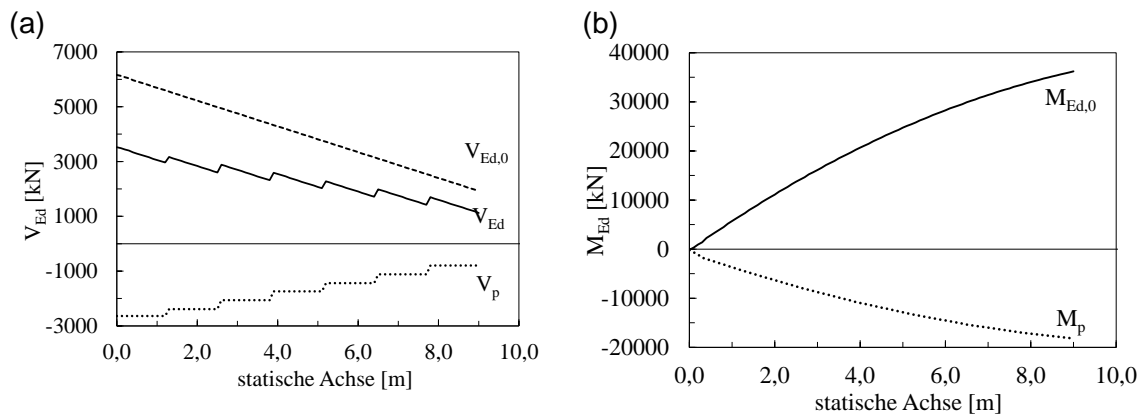


Abbildung 8.28: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Lastmodell SW/2 (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie

8.5.4.2 Querkraftnachweis gemäß Eurocode 2

Entsprechend ÖNORM EN 1992-2 [34] ist auch im Falle eines Spannbetontragwerkes das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ anzuwenden. Ein Hauptzugspannungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird darin nicht mehr vorgeschlagen. Der maßgebende Nachweisschnitt wird aufgrund der Abstufung sowie der Spanngliedneigung zu $x = 2,6$ m gewählt.

Die statische Nutzhöhe d wird aufgrund der verschiedenen Spanngliedlagen im Bemessungsschnitt vom Auflager folgendermaßen gemittelt

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}} = 1,26 \text{ m}$$

Der innere Hebelsarm z wird auch für Spannbetonbauteile hier mit $0,9d$ angenommen und ergibt sich zu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1,26 = 1,134 \text{ m}$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,s}$ der zweischnittigen Bügelbewehrung ($\varnothing 6/10\text{cm}$) im Nachweisschnitt ergibt sich somit zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 11,3 \cdot 1,134 \cdot 34,8 \cdot 2,5 = 1.115 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p beträgt im Nachweisschnitt

$$V_p = 2.059 \text{ kN}$$

Die maximale Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ergibt sich am Ende der Querträger ($d=0,864\text{m}$) zu

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = 1,25 \cdot 0,56 \cdot 11,9 \cdot (2 \cdot 0,75) \cdot 0,777 \cdot \frac{1}{0,4 + 2,5} \cdot 10^3 = 3.325 \text{ kN}$$

mit

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{für} \quad 0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{17,8}{250}\right) = 0,556$$

$$b_w = b_{w,nom} \quad \text{da} \quad \frac{b_w}{8} = 9,4 \text{ cm} > \varnothing_h = 6,25 \text{ cm}$$

Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 [34, 35] kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ im Bemessungsschnitt im Nachweissschnitt klar nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,s} + V_p} = \frac{4.942}{1.115 + 2.059} = 1,56 > 1,00$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ direkt am Auflager kann hier knapp ebenso nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} + V_p} = \frac{6.039}{3.324 + 2.636} = 1,01 > 1,00$$

Dass sogar die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nicht erfüllt werden kann, ist dem konservativen Ansatz für den inneren Hebelsarm z sowie der flachen Druckstrebenneigung θ geschuldet. Bei Anwendung der Stufe II (Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für das Eigengewicht auf $\gamma_G = 1,2$) gemäß ONR 24008 [33] kann der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit ($\eta = 0,96$) jedoch erfüllt werden.

8.5.5 Anwendung des neuentwickelten Ingenieurmodells

In diesem Abschnitt wird das neu entwickelte Ingenieurmodell (siehe Kapitel 5) bei der Querkraftbemessung von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad angewendet. Dabei wird zu Beginn auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung eine Einteilung in unterschiedliche Zonen vorgenommen (siehe Abbildung 5.1). Dazu wird im ersten Schritt die Stelle, wo an der unteren Randfaser der 5%-Quantil der Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ erreicht wird, ermittelt. Dadurch ergibt sich die theoretische Biegerissstelle x_{cr} zu 2,7 m, welche zugleich den Beginn der Zone C markiert (siehe Abbildung 8.29).

Bereich AB:

Im Bereich AB wird zu Beginn überprüft, ob im überdrückten Bereich die Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet. Die effektive Zugfestigkeit wird auf Basis des selbst aufgestellten biaxialen Spannungskriteriums (siehe Gleichung 5.4) bestimmt. Im vollkommen überdrückten kann es durchaus vorkommen, dass die maximale Hauptzugspannung auch außerhalb des Schwerpunkt auftritt, weshalb die Hauptzugspannungen auf verschiedenen Querschnittshöhen zu überprüfen sind. Die maximale Hauptzugspannung σ_1 ergibt sich in diesem Fall jedoch im Schwerpunkt des Querschnitts.

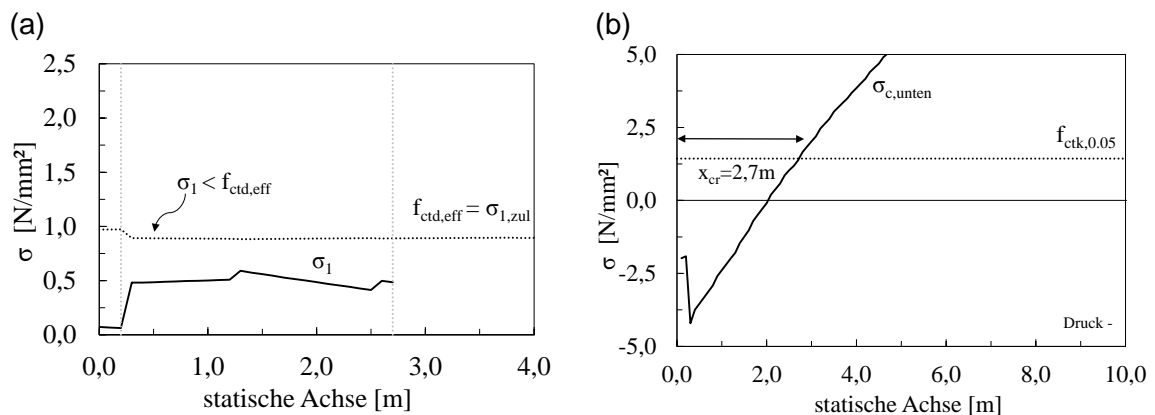


Abbildung 8.29: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$

Die effektive Zugspannung $f_{ctd,eff}$ ergibt sich in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2 gemäß Gleichung 5.4. Wie in Abbildung 8.29 ersichtlich unterschreitet die Hauptzugspannung σ_1 die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$. In der Zone AB kann somit der Nachweis mit Hilfe eines Hauptzugspannungsnachweises erbracht werden. Von einer Schubrissbildung im Steg muss in diesem Fall nicht ausgegangen werden.

Bereich C:

Im Bereich C bildet sich der kritische Schubriss aus einem Biegeriss (Biegeschubversagen infolge des Abreißen der Bügel). Um diese Versagensart zu beschreiben, wird das in Abschnitt 5.2.3.2 vorgeschlagene Ingenieurmodell angewendet.

Bemessungsablauf gemäß Abbildung 5.7:

Ermittlung des kritischen Schnittes x_{krit} an dem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Gleichung 5.36):

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 2,70 + (2,06 - 0,35) = 4,40 \text{ m}$$

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} lauten:

$$M_{Ed} = 22,336 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed} = 4,096 \text{ MN} = 4.096 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x_{cz} gemäß Gleichung 5.14

$$x_{cz} = \left[0,35 \cdot \left(\frac{4,35}{1,3} - 1 \right) + \frac{0,144}{1,3} \right] \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\left(\frac{0,35}{1,51} \right)^2 \cdot \left(\frac{4,35}{1,3} - 1 \right) + 2 \cdot \frac{0,144}{0,7 \cdot 1,51}}{\left[\frac{0,35}{1,51} \cdot \left(\frac{4,35}{1,3} - 1 \right) + \frac{0,144}{1,3 \cdot 1,51} \right]^2}} - 1 \right] = 0,289 \text{ m} \leq h_{fc}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p (Gleichung 5.15):

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(169 \cdot \frac{210.000}{27.000} + 19.792 \cdot \frac{195.000}{27.000} \right) \cdot 10^{-6} = 0,144 \text{ m}^2$$

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

$$d = \frac{169,7 \cdot 2,06 + 4.948 \cdot 1,26 + 1.649 \cdot 1,37 + 3.299 \cdot (1,43 + 1,53 + 1,70 + 1,80)}{169,7 + 19.792} = 1,51 \text{ m}$$

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

$$\sigma_{c,cz} = \frac{-\frac{23,34}{1,41} + 0,05}{4,35 \cdot 0,29} = -12,6 \text{ N/mm}^2$$

mit innerem Hebelsarm z nach Gleichung 5.19

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3} = 1,51 - \frac{0,29}{3} = 1,41 \text{ m}$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub gemäß Gleichung 5.34

$$b_{V,eff} = b_{fc} = 4,35 \text{ m} \leq 2,5 \cdot b_w = 3,25 \text{ m} \quad \text{da } x_{cz} \leq h_{fc}$$

$$b_{V,eff} = 3,25 \text{ m}$$

Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubspannung $\tau_{cz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone (Gleichung 5.26).

$$\tau_{cz,max} = \sqrt{\frac{1,6 \cdot 0,95 - 0,2 \cdot 17,8^{1/3} \cdot 0,95 + \frac{-12,6}{2} \cdot \left(0,6 \cdot \frac{0,95}{17,8} - 1\right)}{\left(1 + 0,6 \cdot \frac{0,95}{17,8}\right)}} - \left(\frac{-12,6}{2}\right)^2 = 2,82 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des Querkraftwiderstandes der Druckzone $V_{Rd,cz}$ gemäß Gleichung 5.29:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot h_{fc} \cdot \tau_{cz,max} = \frac{2}{3} \cdot 3,25 \cdot 0,289 \cdot 2,824 \cdot 10^3 = 1.768 \text{ kN} \quad \text{da } x_{cz} > h_{fc}$$

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

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot (d_s - x_{cz}) \cdot \cot \theta_{cr} = 11,31 \cdot 348 \cdot (2,06 - 0,289) \cdot 2 = 1.394 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft P_0 beträgt im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_p = P_{0,i} \cdot \sin \alpha_p = 1.740 \text{ kN}$$

Ermittlung des Querkraftwiderstand V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit} :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_p = 1.394 + 1.768 + 1.740 = 4.902 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit kann somit in der Zone C nachgewiesen werden:

$$V_{Rd} = 4.902 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 4.096 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{4.096}{4.902} = 0,84 \leq 1,00$$

8.5.6 Vergleich mit anderen Normen

Neben der Anwendung des im Zuge dieses Forschungsvorhabens entwickelten Nachweiskonzeptes für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad wurde das zuvor vorgestellte Brückentragwerk ebenso mit ausgewählten Bemessungsansätzen anderer internationaler Normenwerke berechnet. Dazu wurden folgende Normen herangezogen:

Österreich: ÖNORM EN 1992-2 und ÖNORM B 1992-2 [34,35]

Deutschland: DIN EN 1992-2 und DIN EN 1992-2 NAD + deutsche Nachrechnungsrichtlinie [55-57]

International: fib Model Code 2010 – dritte Näherungsstufe (LoA III) [38]

Kanada: CSA 23.03 [54]

Die Querkraftnachweise wurden für alle Normenwerke stets im jeweiligen maßgebenden Nachweisschnitt durchgeführt. Dieser befindet sich aufgrund der Abstufung und der über

die Länge variablen Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p im Bereich von $x = 2,6$ m. Abbildung 8.30 zeigt einen Vergleich der Querkraftwiderstände, berechnet nach den oben angeführten Normen. Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p wurde dabei stets auf der Widerstandseite mitberücksichtigt.

Eurocode 2

Wie zu erwarten, ergibt sich ein deutliches rechnerisches Defizit bei Anwendung des in Österreich gültigen Eurocode 2. Der Ausnutzungsgrad liegt bei 156%. Um den Nachweis gegenüber Querkraft erfüllen zu können, würde es anstatt der vorhandenen Schubbewehrung von $\varnothing 6/10\text{cm}$ eine zweischnittige Bügelbewehrung in der Größenordnung von $\varnothing 14/15\text{cm}$ ($a_{sw} = 42,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ für beide Stege) benötigen.

DIN EN 1992-1-1 + deutsche Nachrechnungsrichtlinie

Die Anwendung der deutschen Nachrechnungsrichtlinie (DIN EN 1992-2) ergibt einen geringfügig höheren Querkraftwiderstand, welcher darauf beruht, dass der innere Hebelarm z einen größeren Wert annehmen darf, als im Vergleich zu ÖN EN 1992-2 und ÖN B 1992-2. Dies wird jedoch aufgrund der steileren Druckstrebenneigung θ teilweise wieder kompensiert.

fib Model Code 2010 LoA III

Die dritte Näherungsstufe des MC2010 erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Betontraganteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ε_x sowie an den Ausnutzungsgrad der Druckstreben Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ bei minimaler Druckstrebenneigung θ_{min} geknüpft ist. In diesem Beispiel ergibt sich aufgrund des geringen inneren Hebelarmes z aufgrund der aufgefächerten Spannglieder im Auflagerbereich und aufgrund der geringen Druckstrebenneigung θ_{min} eine Auslastung der Druckstrebe über 1, weshalb kein zusätzlicher Querkrafttraganteil des Betons in Rechnung gestellt werden darf. Der geringfügig höhere Querkraftwiderstand im Vergleich zu EC2 resultiert daraus, dass die untere Grenze der Druckstrebenneigung mit 20° im MC2010 geringer ist als nach EC2 ($\theta=21,8^\circ$).

CSA 23.03

In der kanadischen Betonbaubemessungsnorm CSA 23.03 darf unter Berücksichtigung der Dehnung im Steg ein Betontraganteil $V_{Rd,c}$ berücksichtigt werden. Eine Beschränkung auf Basis der Druckstreben Tragfähigkeit existiert darin nicht. Entgegen der flachen Neigungen θ gemäß EC2 und MC2010 ist in Kanada der minimale Winkel der Druckstreben mit $\theta=29^\circ$ festgelegt, wodurch auch der geringere Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ erklärt werden kann. Die kanadische Bemessungsnorm liefert die höchste Querkrafttragfähigkeit der im Zuge dieses Abschnittes begutachteten Normenwerke.

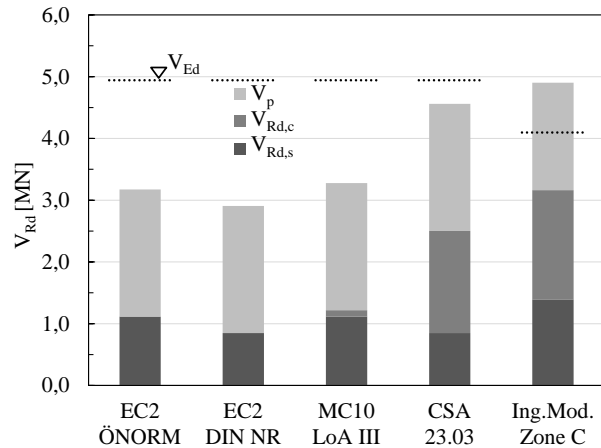


Abbildung 8.30: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten

Ingenieurmodell

Die Anwendung des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts erfordert die Nachweisführung in zwei Bereichen. In der Zone AB wird zunächst ein Hauptspannungsnachweis im Zustand I geführt. Dieser konnte in diesem Fall erfüllt werden (siehe Abbildung 8.29 (b)), weshalb davon ausgegangen werden kann, dass es in diesem Bereich zu keiner Schubrissbildung im ULS kommt und somit keine Querkraftgefährdung herrscht. Im unter Biegung gerissenen Bereich findet das Ingenieurmodell sein Anwendung, welches der ungerissenen Betondruckzone eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkraften zutraut. Während für dieses Brückenobjekt nach einer Nachrechnung des Widerstandes gemäß EC2 eine teure und aufwändige Schubverstärkung erforderlich wäre, kann auf Basis des ingenieurmäßigen Nachweiskonzeptes auf diese für dieses Brückenobjekt verzichtet werden.

9 ZUSAMMENFASSUNG

Das vorliegende Forschungsvorhaben lässt sich in folgende Punkte zusammenfassen:

- Bei Anwendung des letztgültigen Normenstandes kann es vorkommen, dass gerade beim Tragsicherheitsnachweis gegenüber Querkraftbeanspruchung und eventuell auch bei kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung im Zuge einer Nachrechnung rechnerische Defizite auftreten. Dies beruht im Wesentlichen auf dem gestiegenen Verkehrsaufkommen und den Zunahmen im Transit- und Güterverkehr sowie den permanenten Modifikationen der Bemessungsnormen, wobei die Regeln zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit besonders betroffen waren. Die derzeit gültigen und für den Neubau angedachten Bemessungsregeln sind dabei zum Teil erheblich konservativer angesetzt als die Regelwerke, welche bei der Errichtung der Brückenobjekte den Stand der Technik darstellten. Dies betrifft zum einen die Ansätze für die Bestimmung der Querkraftbewehrung für vorgespannte Brückentragwerke (siehe Abbildung 1.2 (a)) und zum anderen die Querkraftbemessungsregeln für Plattenbrücken und Fahrbahnplatten in Querrichtung ohne Schubbewehrung (siehe Abbildung 1.2 (b)).

Die Nachrechnung auf Basis der nichtlinearen Finiten-Elemente Methode und des eigens entwickelten Materialmodells M4L zahlreicher Torsionsversuche aus der Literatur zeigten eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen. Darauf aufbauend konnte eine umfangreiche Parameterstudie zur Untersuchung wesentlicher Einflüsse auf das Tragverhalten von Bauteilen mit kombinierter Beanspruchung aus Torsion und Querkraft vorgenommen werden. Für geringe und querkraftunbewehrte Querschnitte ist die Zugfestigkeit entscheidend für die Tragfähigkeit, insbesondere bei reiner Torsionsbeanspruchung. Einen positiven Effekt auf die Querkrafttragfähigkeit kann bereits mit einer Bewehrung deutlich geringer als die geforderte Mindestbewehrung nach EC2 erzielt werden. Dagegen ist die erforderliche Mindestbewehrung bei reiner Torsion deutlich höher, um ein sprödes Versagen zu vermeiden. Der Flansch von Plattenbalken hat kaum einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, was auch mit den im Zuge dieses Vorhabens durchgeführten Versuchen übereinstimmt. Bei reiner Torsion ist der Einfluss des Flansches jedoch nennenswert. Das Tragverhalten von Plattenbalken unter kombinierter Beanspruchung von Querkraft und Torsion unterscheidet sich kaum von dem des Rechteckquerschnitts. Darüber hinaus zeigte die Nachrechnung der Versuche, dass die Vorspannung einen sehr großen Einfluss auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit hat.

Bei reiner Torsion ist die Zunahme größer als bei Querkraft. Weiterhin ist der Einfluss der Bewehrung auf die Tragfähigkeit bei vorgespannten Bauteilen geringer als bei nicht vorgespannten Bauteilen. Mit Hilfe dieser umfangreichen numerischen Simulationen konnte eine Datenbasis geschaffen werden, die bei der Weiterentwicklung der bestehenden Torsionsmodelle helfen kann. Die gezeigten Einflussparameter werden mit den derzeitigen Modellansätzen nur unzureichend abgebildet. Die Entwicklung eines Ingenieurmodells für Torsion bzw. kombinierte Beanspruchung Querkraft und Torsion bedarf noch weitergehender Untersuchungen, vor allen experimentell.

- Im Zuge dieser Forschungsarbeit wurde eine Versuchsserie an 9 Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung, 11 Stahlbetonbalken mit schwacher Schubbewehrung sowie 4 Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt durchgeführt, um so einen tieferen Einblick in die Komplexität des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne und mit geringer Bügelbewehrung zu erlangen. Das Hauptaugenmerk in dieser Versuchsreihe wurde auf photogrammetrische Messungen unter Zugrundelegung der digitalen Bildkorrelation gelegt. Auf Basis dieser Aufzeichnungen konnte eine exakte und kontinuierliche Vermessung der Risskinematik des „kritischen“ Schubrisses vorgenommen werden. Es zeigte sich, dass die Tragkapazität der Rissverzahnung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung eine wesentliche Rolle bei der Abtragung von Schubkräften zugestanden werden muss. Durch den Einbau einer gemäß Eurocode 2 konformen Mindestschubbewehrung verändert sich dies jedoch erheblich, da es aufgrund der signifikanten Rissöffnung zu einer Reduzierung der Rissverzahnung kommt. Diese Erkenntnis zeigte sich sowohl bei den Stahlbeton- als auch bei den Spannbetonbalken. Während bei Stahlbetonbalken das Tragvermögen der Bügelbewehrung den größten Anteil übernimmt (46 – 91 %), zeigte sich bei Spannbetonbalken ein völlig anderes Bild. Die Querkraftbewehrung übernimmt dort nur einen Anteil von ca. 20 – 36% der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit. Dies lässt den Schluss zu, dass ein über die zuvor genannten Tragmechanismen hinausgehender Betontraganteil $V_{R,c}$ existieren muss. Bei Spannbetonbalken kann durch einen sogenannten Druckbogen-Zugband Mechanismus ein großer Anteil der Querkraft über die ungerissene Druckzone abgetragen werden.
- Die Versuchsergebnisse wurden des Weiteren zur Überprüfung und Validierung bestehender normativer Bemessungsansätze herangezogen. Dabei zeigt sich, dass

die gemäß ONR 24008 anzuwendenden Nachweismodelle des Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1992-1-1) und der höchsten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 für die Versuchsbalken ohne Querkraftbewehrung eine gute Übereinstimmung mit der in den Versuchen erzielten Schubtragfähigkeit liefert. Dies ist natürlich auch darauf zurückzuführen, dass die Bemessungsformeln an dieser Art von Versuchsbalken (Einfeldsysteme mit Punktlast) kalibriert wurden.

Bei den Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung führt die Anwendung des gemäß Eurocode 2 vorgeschlagenen Fachwerkmodells bei einer Druckstrebenneigung θ von 31° zu stark auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen. Die im österreichischen nationalen Anwendungsdokument enthaltene Möglichkeit bei nicht abgestufter Längsbewehrung den Winkel θ auf $21,8^\circ$ zu reduzieren, kann durch die Versuchsergebnisse bestätigt werden. Da die Längsbewehrung im Brückenbau in der Regel abgestuft wird und somit eine Druckstrebenneigung θ von 31° anzuwenden ist, zeigen sich hier durchaus noch Tragreserven. Das Nachweisverfahren gemäß der dritten Näherungsstufe des MC 2010 liefert ähnlich gute Vorhersagen wie eine Berechnung nach EC2 mit θ auf $21,8^\circ$. Dies kann auf den zusätzlichen Betontraganteil $V_{R,c}$ zurückgeführt werden.

Bei Spannbetonbalken darf bei vollkommen überdrücktem Querschnitt stets der flachere Druckstrebenwinkel θ von $21,8^\circ$ angesetzt werden. Nichtsdestotrotz ergibt sich beim Vergleich der Versuchslasten V_{Exp} mit den nach Eurocode 2 errechneten Querkraftwiderstand ein Mittelwert von 2,81. Diese Tragreserven vermag eine Anwendung der dritten Näherungsstufe des MC2010 deutlich besser zu nutzen, dennoch liegt der Mittelwert mit 1,56 noch deutlich auf der sicheren Seite.

- Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aufgrund der gemessenen Risskinematik und des Rissverlaufs des maßgebenden Schubrisses stand das Hauptaugenmerk dieses Forschungsvorhabens in der Erstellung eines ingenieurmäßigen Nachweismodelles zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrückentragwerken mit sehr schwacher Bügelbewehrung. Entgegen des derzeit normativ festgelegten Nachweiskonzeptes wird im Zuge dieses Projektes eine bereits bekannte Nachweisführung neu aufgegriffen: die Bemessung erfolgt dabei in verschiedenen Bereichen, welche von der auftretenden Rissbildung (Biegerisse und Schubrisse) hauptsächlich bestimmt werden. In den einzelnen Zonen findet dann ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Nachweismodell Anwendung: Im Bereich, wo keine Biegerisse anzutreffen sind (Zone A und B) wird beginnend mit

einem Hauptspannungsnachweis im Zustand I kontrolliert, ob es in diesem Bereich infolge Schubbeanspruchung Schubrisse im Steg auftreten. Bei Unterschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ gilt der Nachweis als erbracht. Bei Überschreitung muss ein gesonderter Nachweis geführt werden, welcher zum einen die durch den Schubriss gekreuzte Bügelbewehrung $V_{R,s}$ und zum anderen die Vertikalkomponente der resultierenden Betondruckkraft V_{cc} bei der Berechnung des Querkraftwiderstandes V_R in diesem Bereich miteinbezieht. Besonders kritisch muss der unter Biegung gerissene Bereich betrachtet werden, da sich gerade in diesem Bereich sehr häufig der zum Versagen führende Schubriss ausbildet. In dieser sogenannten Zone C kommt das aus dem Schubfeldmodell abgeleitete Ingenieurmodell zum Einsatz. Der vorgeschlagene Ansatz traut der ungerissenen Druckzone einen erheblichen Traganteil zu. Das Tragvermögen der Druckzone kann dabei solange gewährleistet werden, bis dort ein kritischer biaxialer Spannungszustand vorherrscht.

- Durch Vergleiche mit den eigenen Experimenten sowie mit Versuchsdaten aus der Literatur wurde die Tauglichkeit des neuartigen Ansatzes für den unter Biegung gerissenen Bereich demonstriert. Um die geforderte Zuverlässigkeit gemäß Eurocode einhalten zu können und die Richtigkeit der implementierten Teilsicherheitsbeiwerte zu verifizieren, wurden zusätzlich Untersuchungen mit probabilistischen Methoden gemäß ÖNORM EN 1990 durchgeführt. Der Vergleich mit den darin angeführten Grenzwerten für die Zuverlässigkeit für normale Bauwerke bzw. übliche Brücken der Schadensfolgeklasse 2 und der Reliability Class 2 zeigte ein ausreichendes Sicherheitsniveau mit den gemäß Eurocode 2 üblichen Teilsicherheitsbeiwerten.
- Die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes mit dem darin enthaltenen Ingenieurmodell wurde an realen Straßen- und Eisenbahnbrücken gezeigt. Die Ergebnisse der Nachrechnung haben ergeben, dass in allen Fällen der Nachweis im Auflagerbereich bei Einfeldbrücken bzw. im Endfeldbereich bei Durchlaufsystemen erfüllt werden kann.

Dadurch können in Zukunft aufwändige Sanierungen im Bereich der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit schwacher Schubbewehrung verhindert, die Erhaltungskosten gesenkt sowie die Nutzungsdauer verlängert werden.

- Das Ingenieurmodell wurde wie in Abschnitt 5.3 gezeigt, anhand von Schubversuchen an einfeldrigen Spannbetonbalken unter punktförmiger Belastung kontrolliert und abgesichert. Inwieweit der gewählte Ansatz auch für den Stützbereich bei Durchlaufsystemen angewendet werden kann, konnte im Zuge dieses Projektes

nicht überprüft werden, da auf diesem Gebiet derzeit noch keine ausreichende experimentelle Grundlage existiert. Dennoch wurde für die in Kapitel 8 nachgerechnete zweifeldrige Straßenbrücke ebenso der Nachweis über der Stütze mit dem hier vorgestellten Nachweismodell geführt. Die Ergebnisse scheinen vielversprechend zu sein, um jedoch Gewissheit zu bekommen, bedarf es einer groß angelegten Versuchsreihe an mehrfeldrigen Spannbetonträgern. Darin müssten die wesentlichen Einflussparameter systematisch untersucht werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Bredt, R.: (1896): Kritische Bemerkungen zur Drehelastizität, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 40, Nr. 28, S. 785-790 und Nr. 29, S. 813-817.
- [2] Lampert, P. und Thürlimann, B. (1968): Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr.6506-2.
- [3] Lampert, P. und Thürlimann, B. (1969): Torsions-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr.6506-3.
- [4] Lampert, P. und Thürlimann, B. (1971): Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr.6506-4.
- [5] Rausch, E. (1929): Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren, Technische Hochschule Berlin, Dissertation.
- [6] Zilch, K. und Zehetmaier G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau: nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer-Verlag.
- [7] Cowan H. J (1965): Reinforced and Prestressed Concrete in Torsion. London: Ewald Arnold.
- [8] Comité Euro-International du Béton (CEB) (1990): CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'Information, No 213-214; Thomas Telford Services, London.
- [9] Bergmeister K., Fingerloos F. und Wörner J.-D. (2015): Beton-Kalender 2015: Bauen im Bestand – Brücken, 2. Teil, Ernst & Sohn.
- [10] Ernst, G.C. (1957): Ultimate torsional properties of rectangular reinforced concrete beams. Journal of the American Concrete Institute - Proceedings. Vol. 29, 4, pp. 341-356.
- [11] Chalioris, C.E. (2008): Torsional strengthening of rectangular and flanged beams using carbon fibre-reinforced-polymers - Experimental study. Construction and Building Materials. Vol. 22, pp. 21-29.
- [12] Ameli, M., Ronagh, H.R. and Dux, P.F. (2007): Behavior of FRP strengthened reinforced concrete beams under torsion. Journal of Composite for Construction, ASCE., Vol. 11, 2, pp. 192-200.
- [13] Victor, D.J. and Muthukrishnan, R. (1973): Effect of stirrups on ultimate torque of reinforced concrete beams. Journal of the American Concrete Institute - Proceedings., Vol. 70, 2, pp. 300-306.
- [14] Leonhardt, F. and Schelling, G. (1974): Torsionversuche an Stahlbetonbalken. DAfStb, Heft 239.

- [15] Zedler, T. (2011): Zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter Torsion. Ruhr-Universität Bochum. Dissertation.
- [16] Červenka, J. and Papanikolaou, V.K. (2008): Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, Vol. 24, 12, pp. 2192–2220.
- [17] Tue, N.V., Li, J. and Caner, F.C. (2013): Microplane constitutive model M4L for concrete. I: Theory. *Computers & Structures*, Vol. 128, pp. 219-229.
- [18] Li, J., Tue, N.V. and Caner, F.C. (2013): Microplane constitutive model M4L for concrete. II: Calibration and validation. *Computers & Structures*, Vol. 128, pp. 146-159.
- [19] Hsu, T. T. C. (1968): Torsion of structural concrete - behaviour of reinforced concrete rectangular Members, ACI-Special Publication SP-18-10; Torsion of structural concrete, S. 261-306.
- [20] Liu, J., et al (1998): Study on the torsion-shear behavior of high strength concrete members without web reinforcement under combined bending, shear and torsion. *Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture*, Vol. 31, 1, pp. 43-50.
- [21] Rahal, K.N. and Collins, MP. (2003): Experimental evaluation of ACI and AASHTO-LRFD design provisions for combined shear and torsion. *ACI Structural Journal*. Vol. 100, 3, pp. 277-282.
- [22] Badawy, H.E.I., McMullen, AE. und Jordaan, IJ. (1977): Experimental investigation of the collapse of reinforced concrete curved beams. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 29, 99, pp. 59-69.
- [23] Wen, J. (1989): Study on combined shear-torsion behavior of prestressed concrete elements under bending, shear and torsion. Master Thesis. Harbin University of Civil Engineering and Architecture. Master Thesis.
- [24] Farmer, LE. and Ferguson, PM. (1967): T-beams under combined bending, shear and torsion. *ACI Journal*, Vol. 64, 6, pp. 757-765.
- [25] Leonhardt, F. und Walther, R. (1962): Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Ernst u. Sohn, Berlin.
- [26] Kani G. (1967): How safe are our large concrete beams?, *ACI Journal*, 64 (3): S. 128-141.

- [27] Novák, D.: Freet – Feasible Reliability Engineering Tool. Link: <http://www.freet.cz/> (letzter Zugriff: 30.07.2015)
- [28] Hansen, M (2004): Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation, Universität Hannover.
- [29] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code 12th draft; Link: <http://www.jcss.ethz.ch>; 10.11.2000 (letzter Zugriff: 30.07.2015)
- [30] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie: RVS 13.03.11, Qualitätssicherung bauliche Erhaltung, Überwachung, Kontrolle
- [31] DIN 4227 (1953): Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- [32] BMV-Richtlinie (1966): Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, Bundesministerium für Verkehr/Hauptverwaltung der Deutschen Bahn, Bonn.
- [33] ONR 24008 (2014): Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [34] ÖNORM EN 1992-2 (2012): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Austrian Standards Institute, Wien.
- [35] 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 Institute, Wien.
- [36] 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 Institute, Wien.
- [37] 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 Institute, Wien.
- [38] fib (2013): fib Model code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete. Ernst & Sohn.
- [39] ÖNORM EN 1991-2 (2004): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Österreichisches Normungsinstitut, Wien.

- [40] Bachmann, H. und Thürlimann, B. (1966): Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton, Schweizerische Bauzeitung, 84 (33), S. 583-591 und 84 (34), s. 599-606.
- [41] Leonhardt, F., Koch, R. und Rostasy F. (1973): Schubversuche an Spannbetonträgern, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227, Berlin.
- [42] Kupfer, H. B. (1973): Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Berlin.
- [43] Huber et al. (2014): Mechanisch konsistentes Schubfeldmodell für Bestandsbrücken ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung, Ergebnisbericht Forschungsvorhaben im Rahmen VIF 2011.
- [44] Huber P., Huber T. und Kollegger J.: Investigation of the Shear Behavior of RC Beams on the Basis of Measured Crack Kinematics, Engineering Structures (eingereicht)
- [45] Maurer R. und Kiziltan H. (2013): Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken, Bauingenieur, 88 (4), S. 165 – 176.
- [46] Moayer, M. und Regan, P.E. (1974): Shear strength of prestressed and reinforced concrete T-beams, ACI, SP 42, S. 183-214.
- [47] Regan, P.E. (1971): Shear in reinforced concrete - an experimental study, CIRIA-Report Nr. 4.
- [48] Krauss, R. Heimgartner, E. und Bachmann H. (1973): Versuche über den Einfluss geneigter Spannkabel in teilweise vorgespannten Betonbalken. Versuchsbericht 6504-6, ETH-Zürich.
- [49] Huber, P., Schweighofer, A. und Kollegger, J. (2013): Shear strength of over 50 years old post-tensioned concrete bridge girders, fib-Symposium Tel-Aviv, Proceedings, S.273-276.
- [50] Cederwall, K., Hedman, O. und: Losberg, A. (1974): Shear strength of partially pre-stressed beams with pretensioned reinforcement of high grade deformed bars, ACI, SP 4.
- [51] De Silva, S., Mutsuyoshi, H., Witchukreangkrai, E. und Takagi, M. (2006): Experimental Study on Shear Cracking Behaviour in I-shaped Partially Prestressed Concrete Beams, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.28, No.2, pp. 817-822.

- [52] Hanson, J. M. und Hulsbos, C. L. (1964): Ultimate Shear Tests of Prestressed Concrete I Beams under Concentrated and Uniformed Loadings, PCI Journal, Vol.9, No.3, pp.15-28.
- [53] ÖNORM EN 1990 (2013): Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung), Austrian Standards Institute, Wien.
- [54] CSA Committee A23.3-04 (2004): Design of concrete structures, Canadian Standards Association, Mississauga, Kanada.
- [55] DIN EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC:2010, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [56] DIN EN 1992-1-1 (2011): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [57] BaSt (2011) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie).
- [58] Reineck, K.,H., Kuchma, D.,A. und Fitik, B. (2012): Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 597, Berlin.
- [59] Walraven, J. C. (1980): Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis, Dissertation, Delft University.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1: Altersstruktur österreichischer Eisenbahn- und hochrangiger Straßenbrücken	8
Abbildung 1.2: Querkraftgefährdete Brückentypen: (a) vorgespannte Plattenbalken- und Hohlkastenbrücken mit geringer Schubbewehrung vor 1989 erbaut (b) Plattenbrücke und Fahrbahnplatten in Querrichtung ohne Querkraftbewehrung vor 1968 erbaut.....	9
Abbildung 2.1: Torsionsbeanspruchung wegen exzentrischer Belastung	12
Abbildung 2.2: Torsionstragverhalten: (a) Torsionsmoment – Verdrillungsbeziehung für verschiedene Querschnittstypen (b) Abnahme der Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit des Torsionsmomentes für verschiedene Querschnittstypen (entnommen aus [6]) (c) effektiver Betonkern zur Abtrag der Torsionsbeanspruchung	14
Abbildung 2.3: Schlagartiges Versagen infolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons (a) infolge unzureichender Bewehrungsmengen (b) infolge zu großen Abstand der Bügelbewehrung (entnommen aus [41])	15
Abbildung 2.4: Zugversagen der Torsionslängs- oder Torsionsbügelbewehrung (entnommen aus [41]).....	15
Abbildung 2.5: Versagen der Druckstreben zwischen den Rissen (entnommen aus [41])	16
Abbildung 2.6: Kantenausbruch aufgrund der wirkenden Umlenkkräfte in den Ecken (entnommen aus [41]).....	16
Abbildung 2.7: Fachwerkmodell bei Torsionsbeanspruchung mit vertikalen Zugstreben ..	16
Abbildung 2.8: Normenvergleich - Bezogenes Widerstandmoment W_T in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Betondeckung c_{nom} und Bauteilbreite b (links); Abminderungsfaktor α_c aufgrund Querkzugbeanspruchung in Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} (rechts)	20
Abb. 3.1: Versuchsaufbau (links: aus [10], rechts: aus [11]).....	24
Abb. 3.2: Torsionsmoment-Verwindungskurven für Balken mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden von Hsu [19].....	26
Abbildung 3.3: Verformtes Modell beim Erreichen der Bruchlast bei Körper 3TR-0 aus [1] (links: ATENA, rechts: SOFiSTiK)	27

Abbildung 3.4: Vergleich zwischen Simulation und Versuch für Balken ohne Querkraftbewehrung	28
Abbildung 3.5: Vergleich zwischen Simulation und Versuch für Balken mit Querkraftbewehrung	29
Abbildung 3.6: FE Simulationsergebnisse eines Stahlbetonbalkens mit Querkraftbewehrung aus [10].....	30
Abbildung 3.7: Versuchsaufbau: (a) aus [20], (b) aus [21] und (c) aus [22]	32
Abbildung 3.8: FE-Modelle für die Versuchskörper: (a) aus [20], (b) aus [21] und (c) aus [22]	34
Abbildung 3.9: Simulierte Versagensarten von Balken unterschiedlicher T/V-Kombinationen	35
Abbildung 3.10: Verformungslokalisierung nach Rissbildung von Balken unterschiedlicher T/V-Kombinationen	36
Abb. 3.11: Vergleich Versuch/Rechnung (Links: $f_c = 38,3-40,9$ MPa; Rechts: $f_c = 45,9 - 49,7$ MPa)	37
Abb. 3.12: Numerische Modelle für Balken unterschiedlicher T/V-Verhältnisse.....	38
Abb. 3.13: Vergleich Rechnung/Versuch für die Versuche in [21]	39
Abb. 3.14: Dehnung in Längsbewehrung für ausgewählte Balken von Rahal und Collins [21]	40
Abb. 3.15: Vergleich Versuch/Rechnung für die Versuche von Badawy et al. [22]	40
Abb. 3.16: Einfluss der Betonzugfestigkeit bei Balken ohne Querkraftbewehrung.....	43
Abbildung 3.17: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf das Verhalten von Balken mit Querkraftbewehrung	43
Abb. 3.18: Einfluss des Bewehrungsgrads bei Balken mit Querkraftbewehrung (Bügelabstand = 150mm).....	44
Abb. 3.19: Einfluss des Bügelabstands bei Balken mit Mindestquerkraftbewehrung	45
Abb. 3.20: Versuchsaufbau von [24] für Balken mit T-Querschnitten	46
Abb. 3.21: Finite-Elemente-Modelle der Versuchskörper (links: [2]; rechts: [13]).....	47
Abb. 3.22: Rissbild bei Bruchlast für den Versuchskörper TW-1	48

Abb. 3.23: Vergleich Versuch/Rechnung für den Versuchskörper T-c aus [11]	49
Abb. 3.24: Modell eines Stahlbetonbalkens mit rechteckigem Querschnitt zum Vergleich	50
Abb. 3.25: Vergleich zwischen T- und Rechteckquerschnitt	51
Abbildung 3.26: Last-Verformungskurven von Stahlbetonbalken mit T- bzw. Rechteckquerschnitt unter reiner Torsion bzw. Querkraft.....	52
Abb. 3.27: Versuchsaufbau und zugehörige Schnittgrößen [23].....	53
Abb. 3.28: Modellierungsdetails der Versuchskörper aus [23].....	55
Abbildung 3.29: Rissbilder der Balken	56
Abb. 3.30: Vergleich Versuch/Rechnung für vorgespannte Balken ohne Querkraftbewehrung	57
Abb. 3.31: Einfluss der Vorspannung bei Balken unter Torsion und Querkraft	58
Abb. 3.32: Vergleich Versuch/Rechnung für Balken mit Bewehrung	59
Abbildung 3.33: Einfluss der Querkraftbewehrung auf die Bruchlast bei vorgespannten Stahlbetonbalken	59
Abbildung 4.1: Details zu den Trägerabmessungen und der eingebauten Bewehrung: (a) Versuche an Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung (b) Versuche an Stahlbetonträgern mit Querkraftbewehrung	62
Abbildung 4.2: Versuchsaufbau: (a) für Träger mit einer Bauteilhöhe h von 250 und 500 mm (b) für Träger mit einer Bauteilhöhe h von 1000 mm	66
Abbildung 4.3: Messung der Risskinematik mit Hilfe der Photogrammetrie.....	68
Abbildung 4.4: Grundprinzip der digitalen Bildkorrelation (DIC).....	69
Abbildung 4.5: Lastverformungsbeziehung der Querkraftversuche an Stahlbetonträgern: (a) Rxxxo60 (b) Txxxo60 (c) Rxxxo35 (d) Rxxxm60 (e) Txxxm60 (f) Rxxxm35x	71
Abbildung 4.6: Querkrafttragmechanismen bei Stahlbetonträger: (a) ohne Schubbewehrung (b) mit Schubbewehrung.....	73
Abbildung 4.7: Gemessene Risskinematik für ausgewählte Querkraftversuche: (a) Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung (b) Stahlbetonträger mit geringer Querkraftbewehrung	75

Abbildung 4.8: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen: (a) EC2 für STB ohne Schubbewehrung (b) MC 2010 Näherungsstufe 2 für STB ohne Schubbewehrung76

Abbildung 4.9: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen: (a) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 31^\circ$ für STB mit Schubbewehrung (b) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 21,8^\circ$ für STB mit Schubbewehrung (c) MC2010 für STB mit Schubbewehrung78

Abbildung 4.10: Details zu den Trägerabmessungen sowie zur Spanngliedführung: (a) Träger mit aufgefächelter Spanngliedführung (b) Träger mit horizontalen Spanngliedern80

Abbildung 4.11: Versuchsaufbau der Querkraftversuche an Spannbetonträger mit geringem Schubbewehrungsgrad83

Abbildung 4.12: Lastverformungsbeziehung der Querkraftversuche an Spannbetonträgern: (a) mit geradem Spanngliedverlauf (b) mit geneigtem Spanngliedverlauf.....85

Abbildung 4.13: Gemessene Risskinematik der Spannbetonträger.....85

Abbildung 4.14: Rissöffnungs (w) – und Rissgleitungsbeziehung (s) über die Höhe h : (a) PC056st (b) PC056in (c) PC089st (d) PC089in.....87

Abbildung 4.15: Vergleich der in den Versuchen erzielten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} mit einer Berechnung nach verschiedenen normativen Ansätzen sowie des im Zuge dieses Projektes entwickelten Ingenieurmodells (a) EC2 Fachwerkmodell mit $\theta = 21,8^\circ$ (b) MC2010 dritte Näherungsstufe (c) Ingenieurmodell89

Abbildung 5.1: Zoneneinteilung zur Abgrenzung der unterschiedlichen Querkraftmodelle90

Abbildung 5.2: Bemessungsablauf bei der in Zonen eingeteilten Nachweisführung92

Abbildung 5.3: Biaxiales Versagenskriterium für verschiedene Betongüten gemäß [43]94

Abbildung 5.4: Ausbildung eines Druckbogens bei vorgespannten Trägern im Auflagerbereich.....95

Abbildung 5.5: Grundlagen zur Berechnung der Vertikalkomponente der resultierenden Druckkraft V_{cc}96

Abbildung 5.6: Modellannahmen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung: (a) Freigeschnittener Körper mit externen und internen Kräften und Dehnungszustand im Querschnitt (b) Idealisierter Kontrollschnitt mit resultierenden Spannungszustand in der Druckzone und Definition der mitwirkenden Breite für Querkraft $b_{v,eff}$	99
Abbildung 5.7: Ingenieurmodell – Berechnungsablauf zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} im Nachweisschnitt x_{krit}	106
Abbildung 5.8: Vergleich zwischen experimentell ermittelter Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} und berechneter Querkrafttragfähigkeit V_R von 35 Versuchsträgern in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrades ρ_w gemäß: (a) Eurocode 2 [36] (b) fib Model Code 2010 [38] (c) Ingenieurmodell mit β_{ad} (d) Ingenieurmodell mit β_{ad}	109
Abbildung 5.9: Vergleich zwischen experimentell ermittelter Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} und mit dem Ingenieurmodell berechneter Querkrafttragfähigkeit V_R von 35 Versuchsträgern in Abhängigkeit verschiedenster Einflussparameter.....	112
Abbildung 6.1: Ermittlung des Mittelwertes der Querkraft für die probabilistische Berechnung mit Freet	119
Abbildung 6.2: Ergebnis der Verteilung aus der probabilistischen Berechnung mit Freet (a) nach Ingenieurmodell, (b) nach Eurocode 2 für den Versuchsträger „PC089IN“	121
Abbildung 6.3: Ergebnis der probabilistischen Berechnung nach Freet.....	122
Abbildung 7.1: Wichtungsfaktoren der einzelnen Einflussparameter nach Freet	126
Abbildung 7.2: Ermittelte β -Indizes bei sich veränderlichen Mittelwerten der Einflussparameter des Versuchsträger „PC089IN“.....	128
Abbildung 8.1: Querschnitt Sparchenbachbrücke: (a) Bewehrungsführung (b) Abmessungen.....	134
Abbildung 8.2: Ausschnitt Bewehrungspläne: (a) Mittelträger (b) Randträger	134
Abbildung 8.3: Spanngliedverlauf für eine Trägerhälfte.....	135
Abbildung 8.4: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie	137
Abbildung 8.5: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$	140

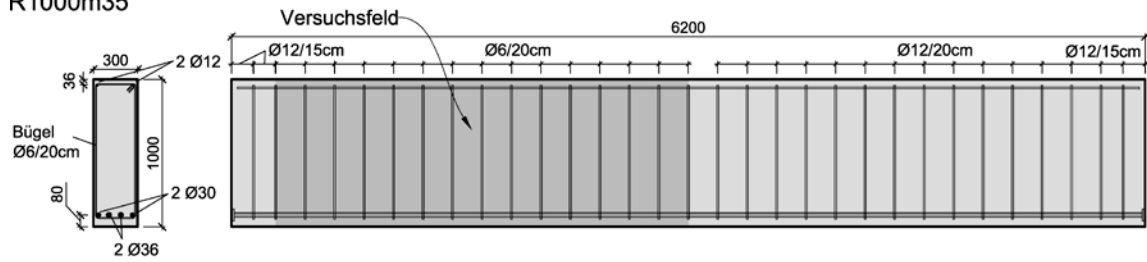
Abbildung 8.6: Nulllinie und resultierende Druckkraft entlang der statischen Achse für eine Berechnung unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte.....	141
Abbildung 8.7: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten.....	145
Abbildung 8.8: Ansicht Brückenobjekt G63	147
Abbildung 8.9: Schalungsplan Brückenobjekt G63: (a) Feldquerschnitt (b) Stützenquerschnitt (c) Ansichten.....	150
Abbildung 8.10: Spanngliedverlauf für langes Feld	150
Abbildung 8.11: Brückenobjekt G63 Ausschnitt Bewehrungspläne: (a) Querschnitt (b) Grundriss – langes Feld.....	151
Abbildung 8.12: Brückenobjekt G63: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 für den Endauflagerbereich des langen Feldes gemäß Stufe 1 Berechnung nach ONR 24008 [33] (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie	153
Abbildung 8.13: Brückenobjekt G63: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Kombination aus LM3 und abgeminderten LM1 für den Stützenbereich in Richtung des langen Feldes (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie.....	154
Abbildung 8.14: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul}=f_{ctd,eff}$	156
Abbildung 8.15: Hauptzugspannungsnachweis in der Zone AB gemäß einer Stufe 2 Berechnung nach ONR 24008 [33] und Berücksichtigung des zulässigen Anpassungsfaktors $\alpha_{Qi} = 0,8$ für das neben dem Schwerlastfahrzeug fahrenden Lastmodells 1.	158
Abbildung 8.16: Hauptzugspannungsnachweis in der Zone AB gemäß einer Stufe 2 Berechnung nach ONR 24008 [33] und Berücksichtigung des zulässigen Anpassungsfaktors $\alpha_{Qi} = 0,8$ für das neben dem Schwerlastfahrzeug fahrenden Lastmodells 1.	161
Abbildung 8.17: Normalspannung an der oberen Randfaser (Zugbereich) im Bereich der Mittelstütze	162

Abbildung 8.18: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten (a) Endauflagerbereich (b) Mittelstütze	165
Abbildung 8.19: Querschnitt Murbrücke Peggau mit Bewehrungsführung: (a) Regelquerschnitt (b) Querschnitt im Endauflagerbereich (Bereich 1)	169
Abbildung 8.20: Grundriss Bewehrungsplan	169
Abbildung 8.21: Kabelplan für Endfeld	169
Abbildung 8.22: Murbrücke Peggau - Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und dem maßgebenden Verkehrslastmodell (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie	171
Abbildung 8.23: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an der unteren Randfaser (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$	174
Abbildung 8.24: Murbrücke – Peggau: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten: (a) Abstand d vom Auflager (b) bei der Abstufung (Ausnahme Ingenieurmodell x_{krit})	178
Abbildung 8.25: Schwechatbrücke: (a) Ansicht Schalungsplan (b) Querschnitt	181
Abbildung 8.26: Schwechatbrücke: Ausschnitt Bewehrungspläne	182
Abbildung 8.27: Schwechatbrücke Spanngliedverlauf für eine Trägerhälfte	182
Abbildung 8.28: Schnittgrößen infolge ständiger Lasten und Lastmodell SW/2 (a) Querkraftlinie (b) Biegemomentenlinie	184
Abbildung 8.29: Spannungszustand im Zustand I: (a) Spannungen an den Randfasern (b) Hauptspannungen und zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul} = f_{ctd,eff}$	186
Abbildung 8.30: Vergleich der Querkraftwiderstände gemäß diverser internationaler Normenwerke in den jeweiligen festgelegten Nachweisschnitten	190
Abbildung ANHANG A.1: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung	209
Abbildung ANHANG A.2: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung	210
Abbildung ANHANG A.3: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung	211

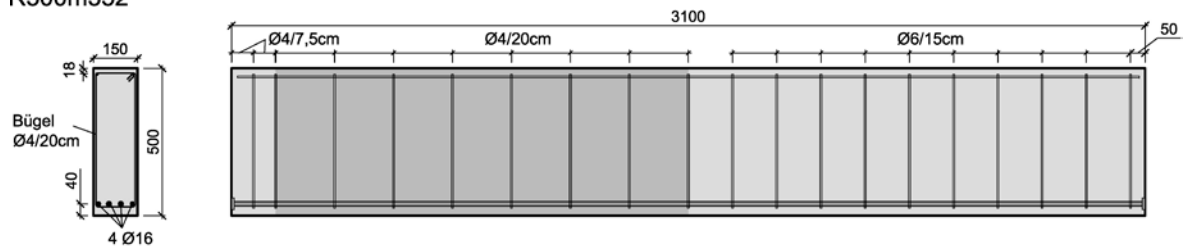
Abbildung ANHANG A.4: Bewehrungspläne Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung.....	212
Abbildung ANHANG A.5: Kabel- und Schalungspläne der Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung.....	213

ANHANG A : Ausführungspläne - Versuchsbalken

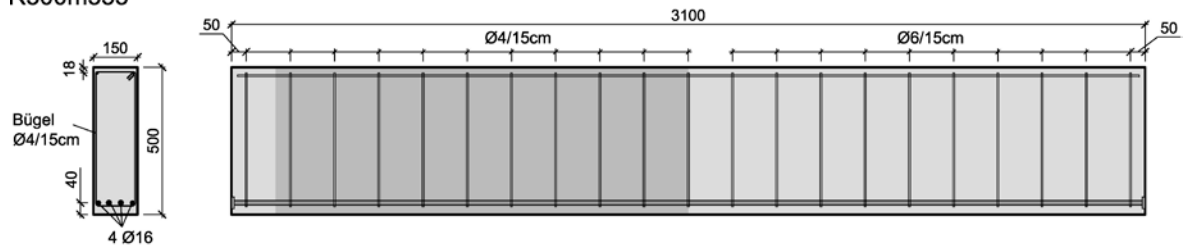
R1000m35



R500m352



R500m353



R250m35

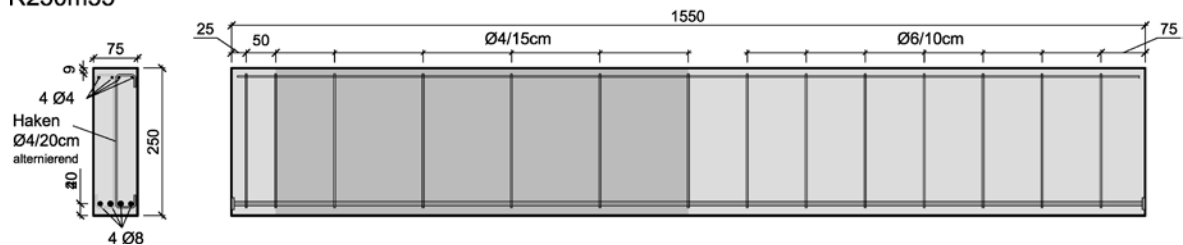
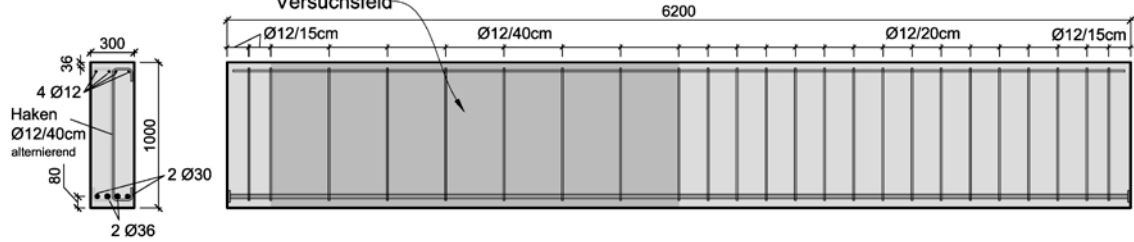
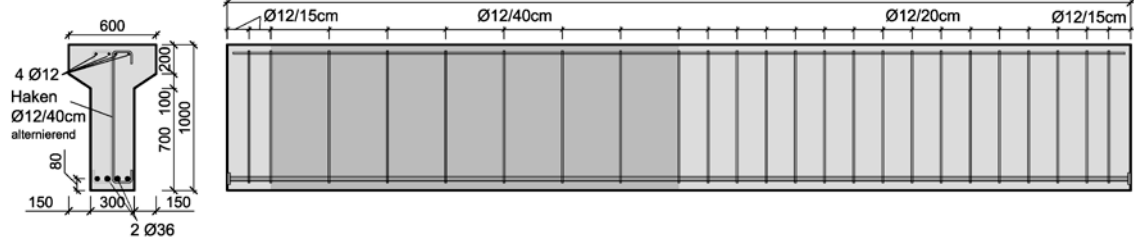


Abbildung ANHANG A.1: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung

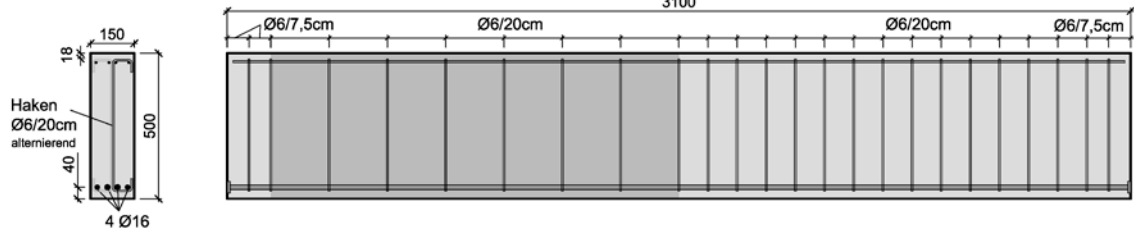
R1000m60



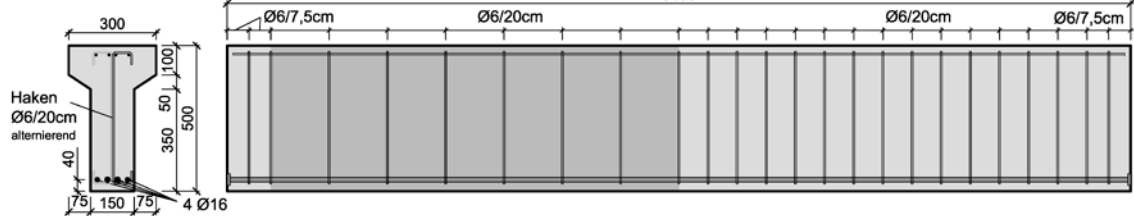
T1000m60



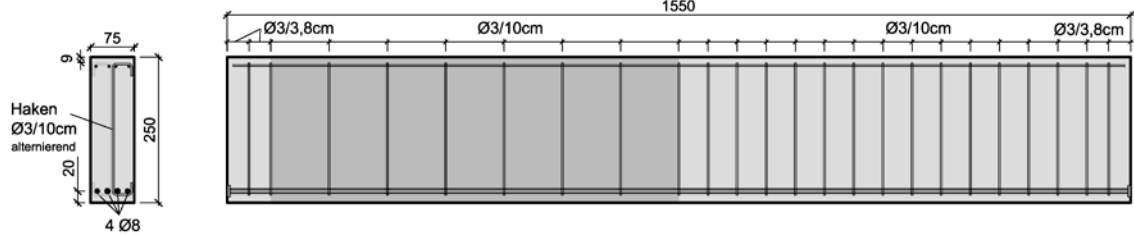
R500m60/R500m351



T500m60



R250m60



T250m60

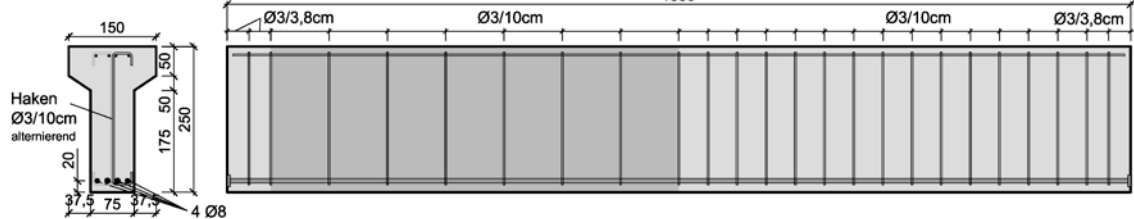
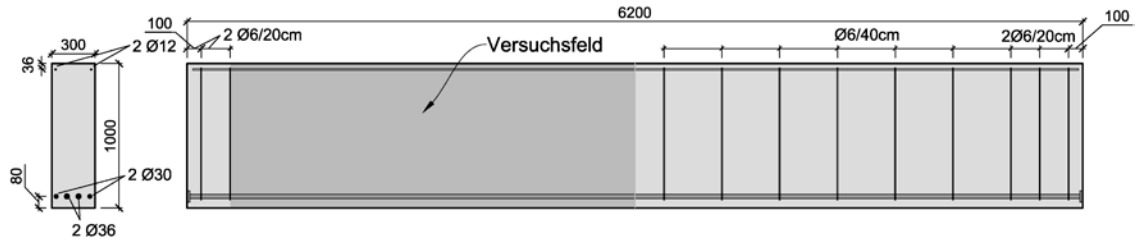
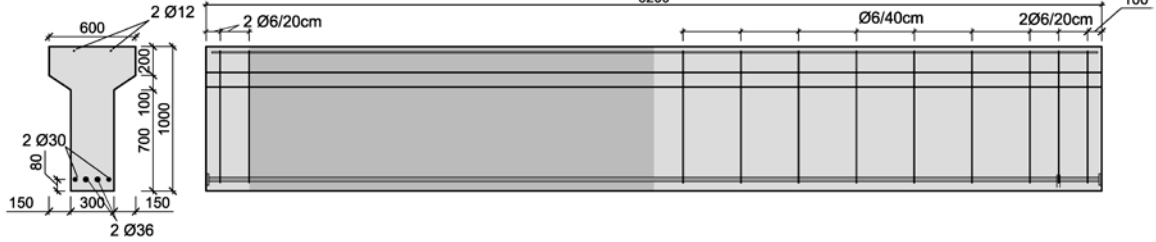


Abbildung ANHANG A.2: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung

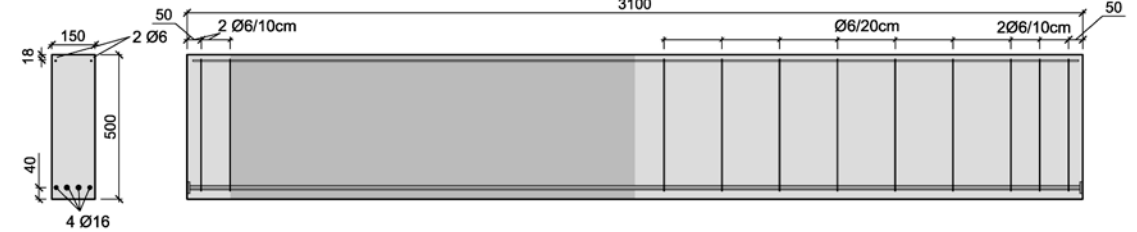
R1000o60/R1000o35



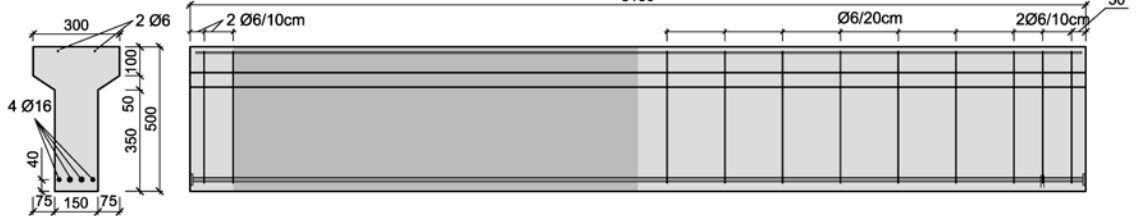
T1000o60



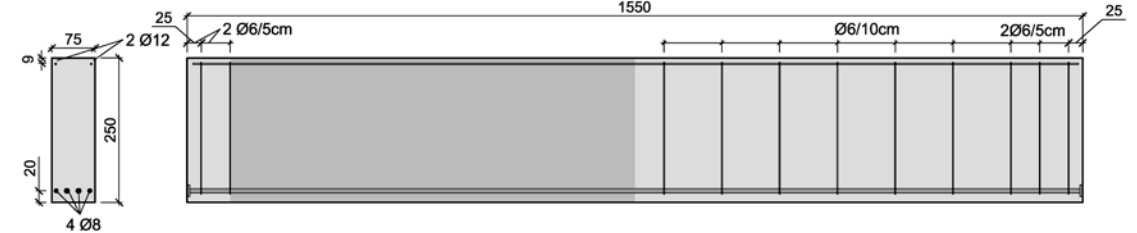
R500o60/R500o35



T500o60



R250o60/R250o35



T250o60

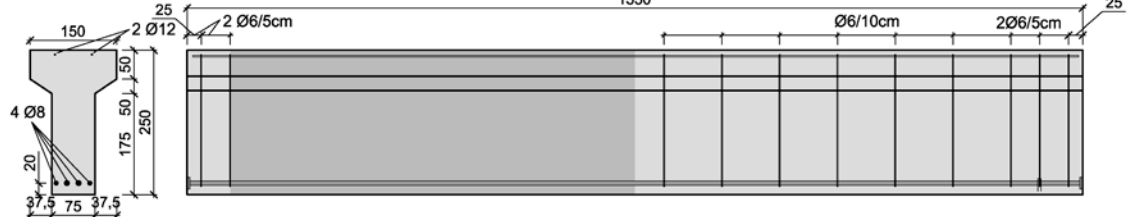


Abbildung ANHANG A.3: Bewehrungspläne Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung

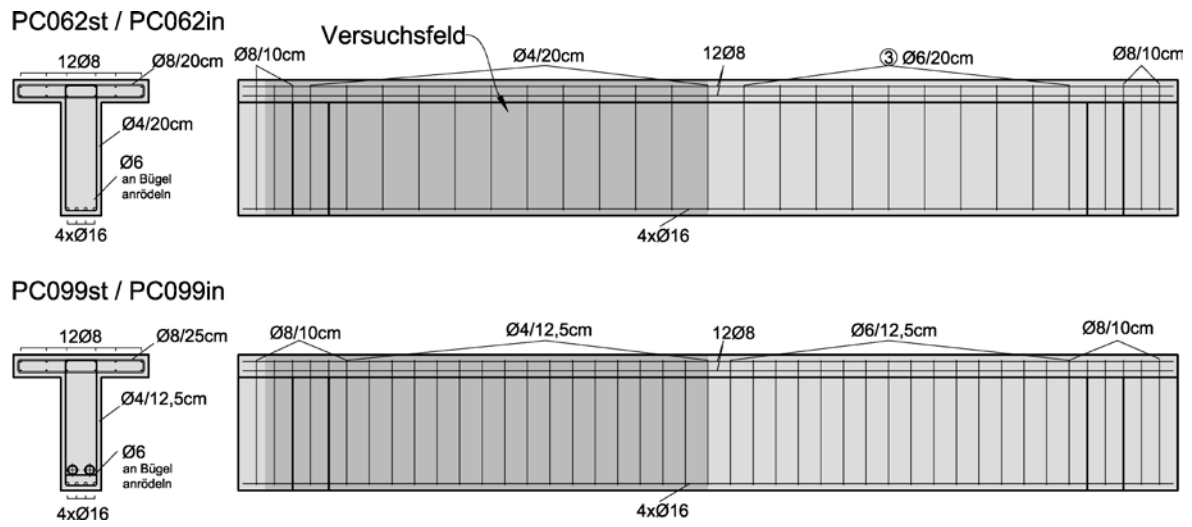


Abbildung ANHANG A.4: Bewehrungspläne Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung

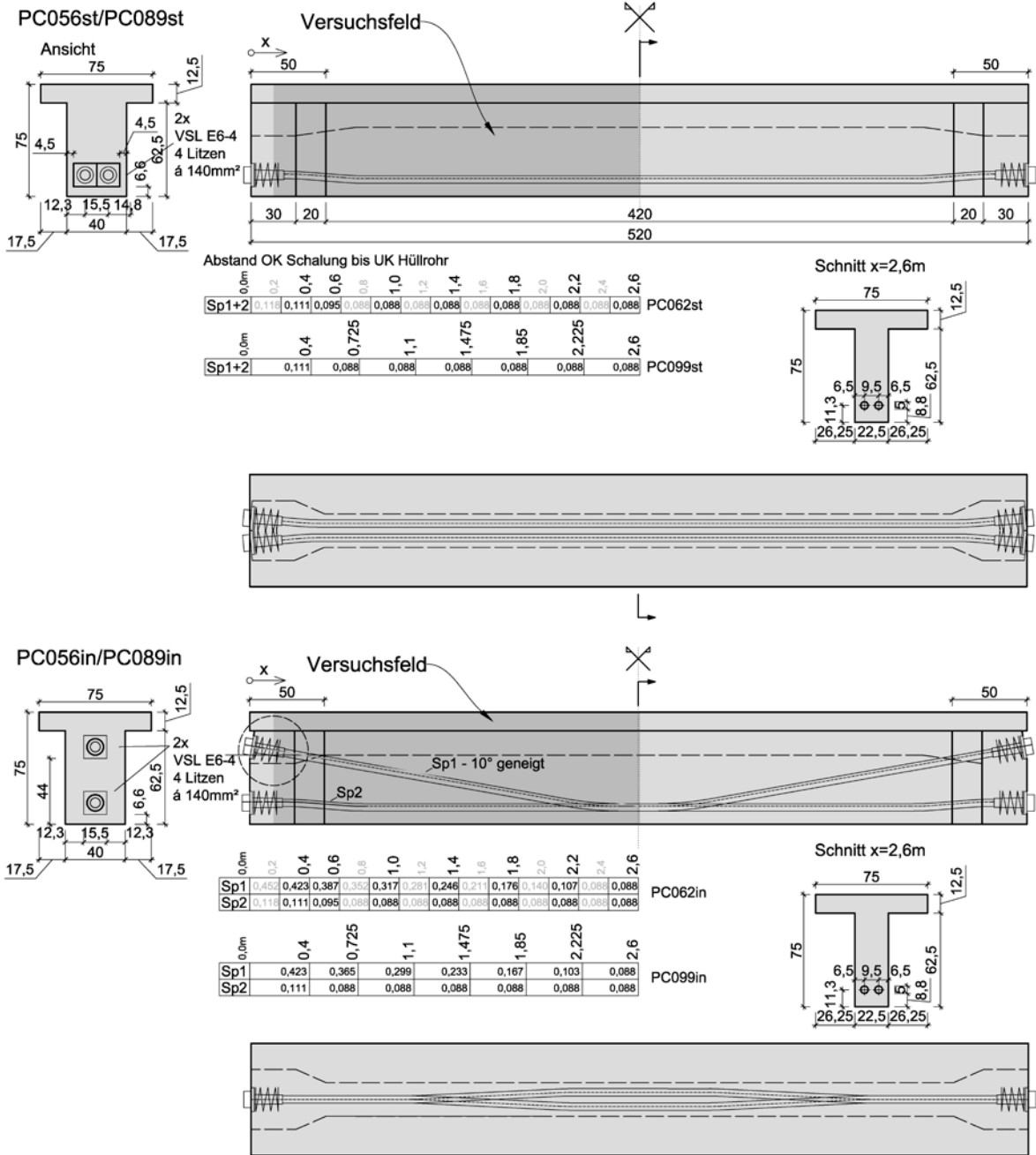


Abbildung ANHANG A.5: Kabel- und Schalungspläne der Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung

ANHANG B : Versuchsergebnisse

STAHLBETONBALKEN

R250o60

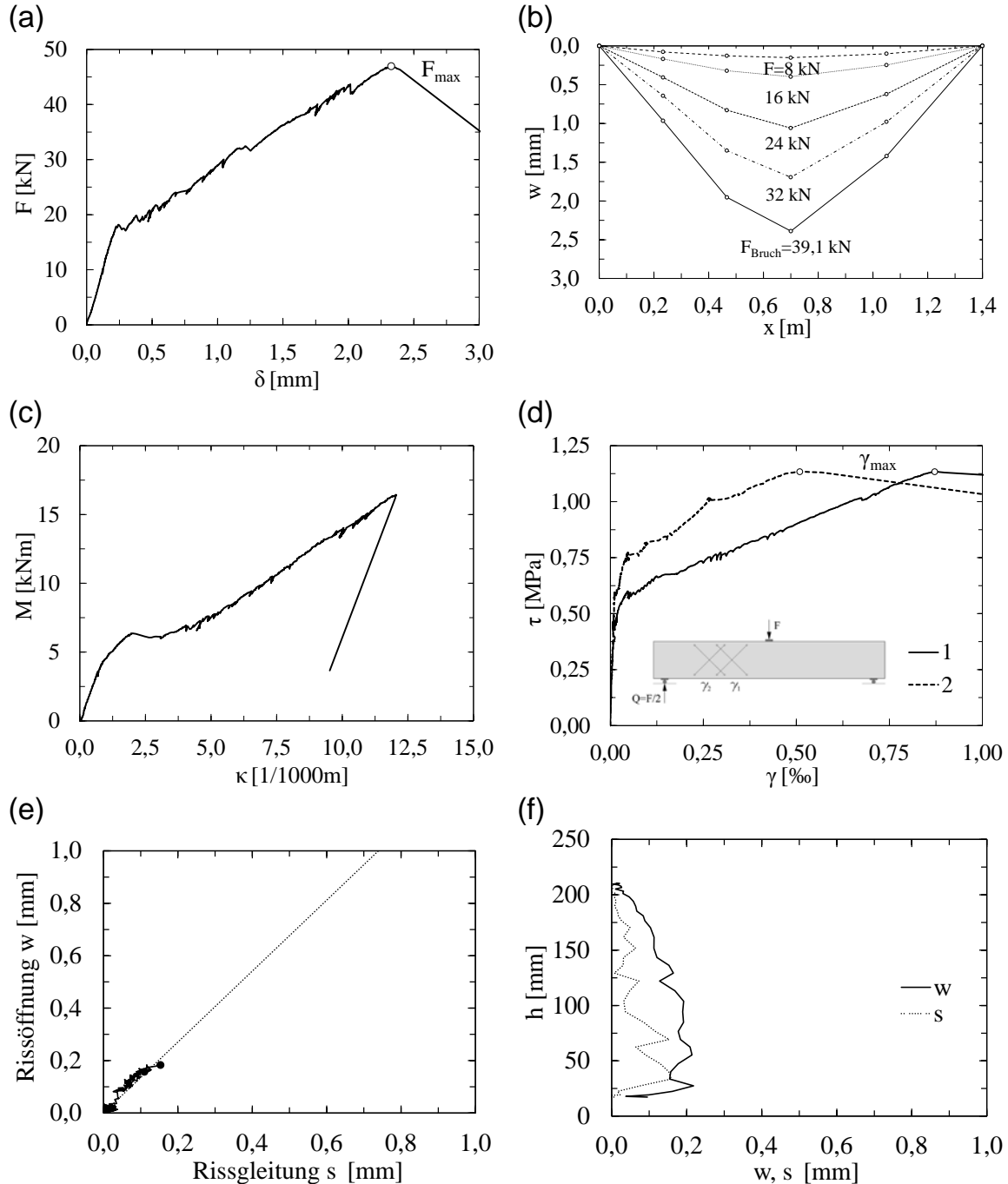


Abbildung B.1: Versuchsergebnisse R250o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannungs - Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs - Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch



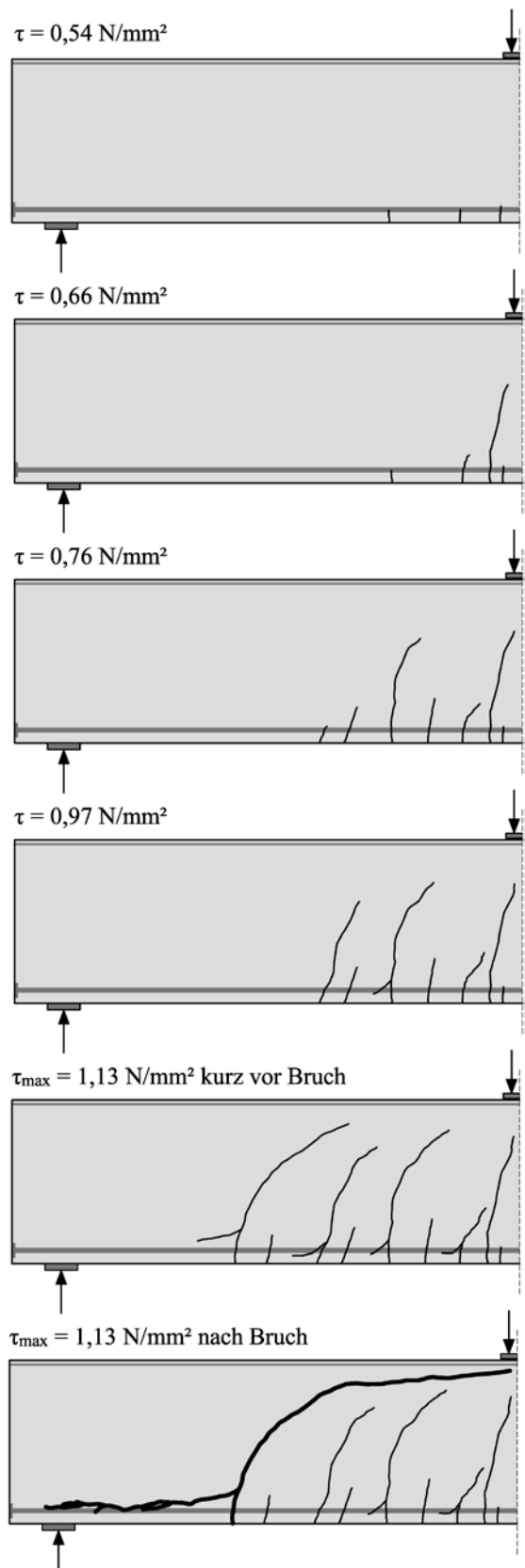


Abbildung B.2: R250o60 - Rissentwicklung

R250o35

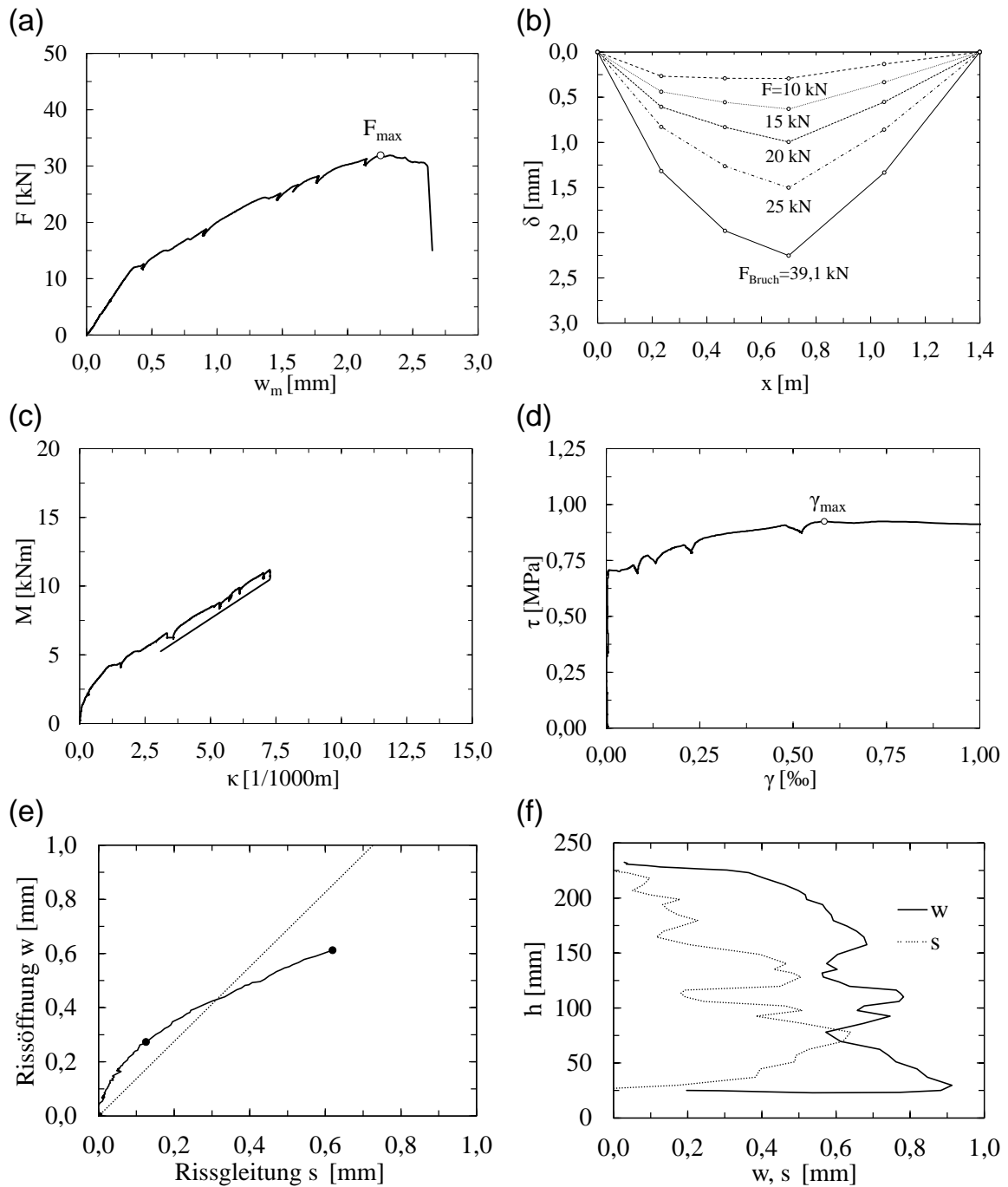


Abbildung B.3: Versuchsergebnisse R250o35: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannungs – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

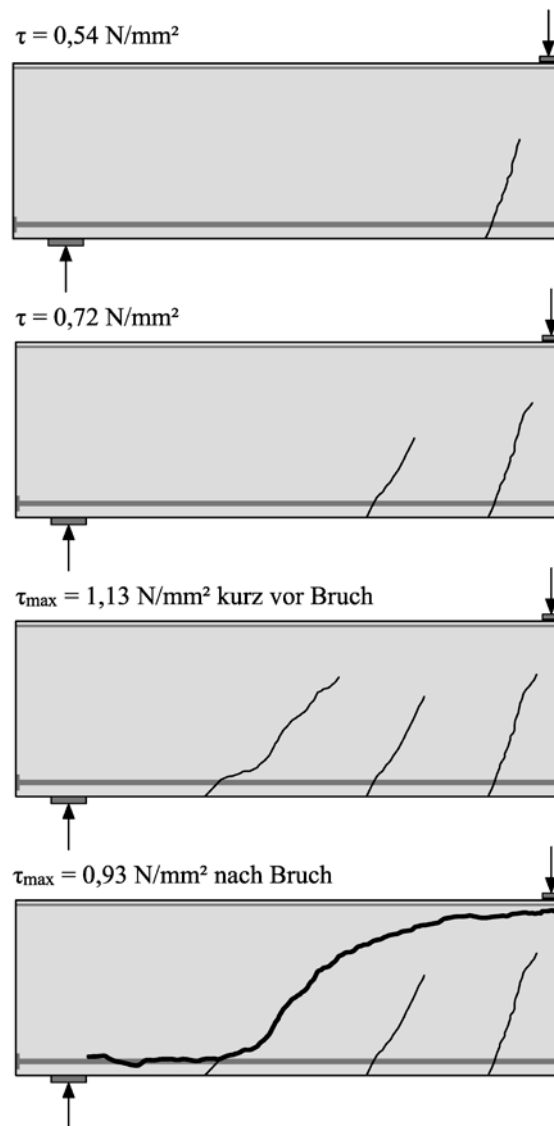


Abbildung B.4: Rissentwicklung

R500o60

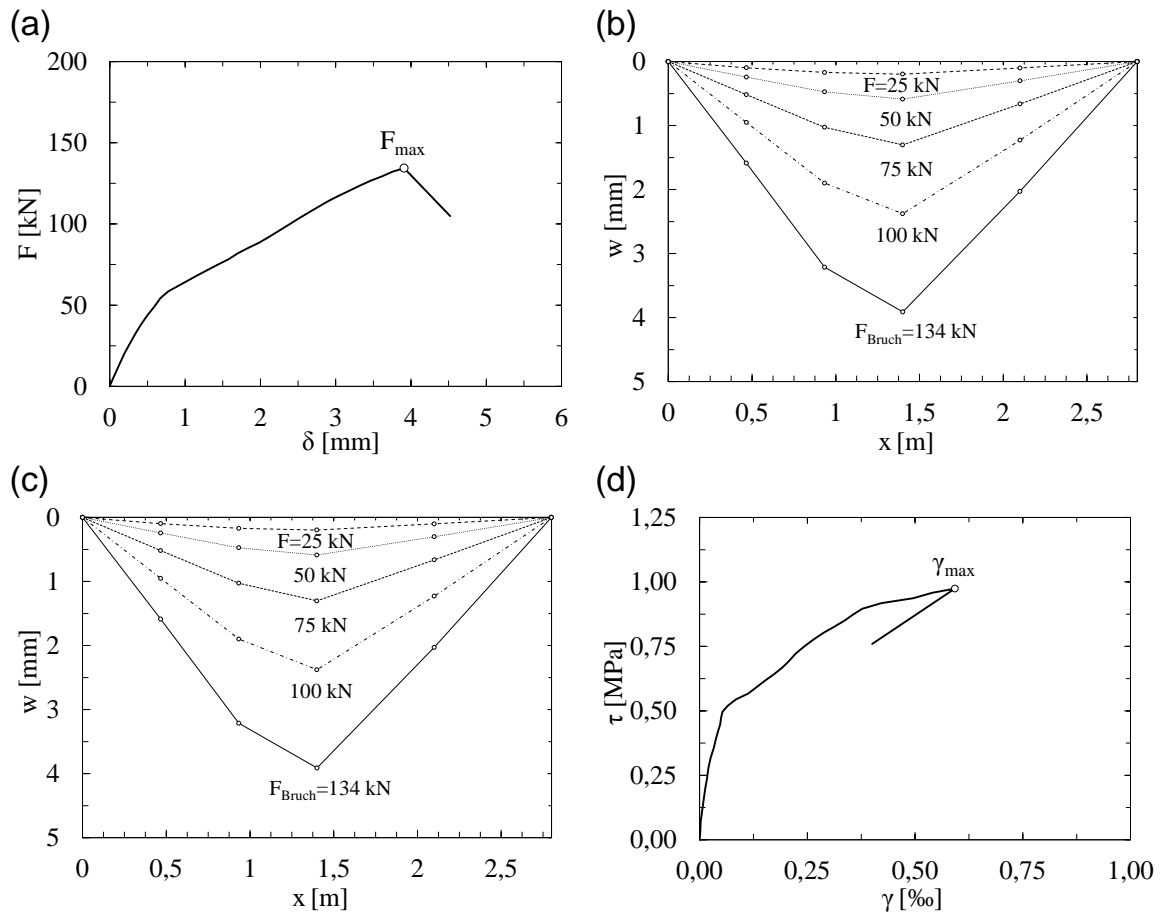


Abbildung B.5: Versuchsergebnisse R500o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannungs – Schubverzerrungsbeziehung

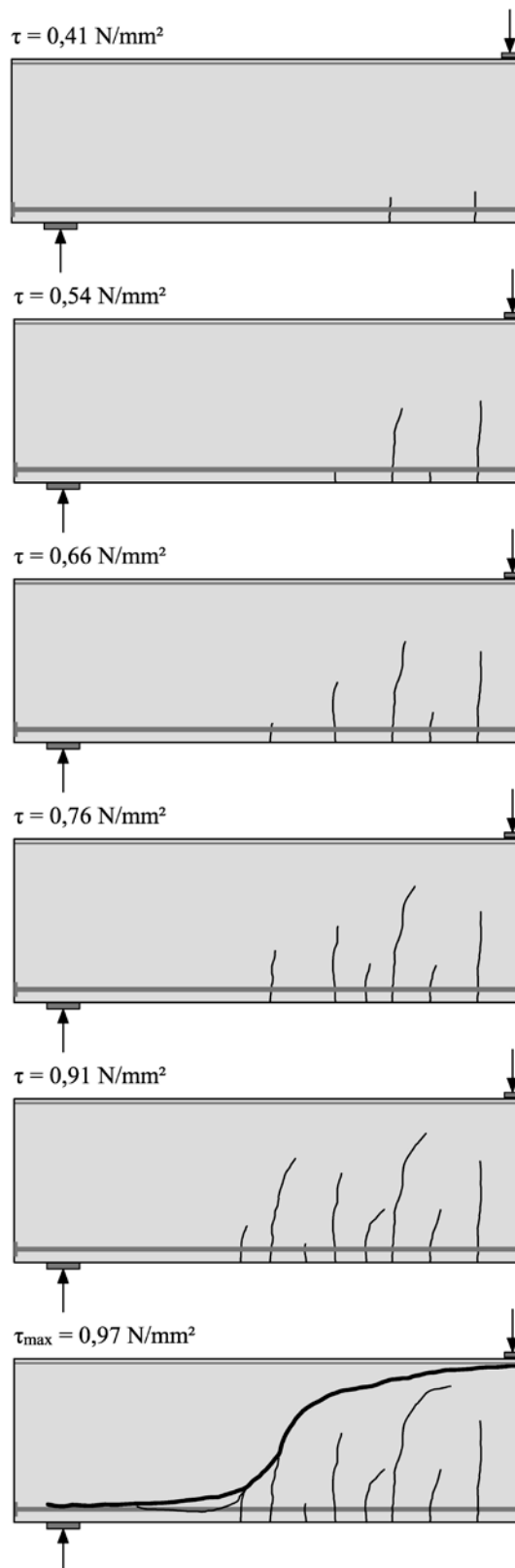


Abbildung B.6: Rissentwicklung

R500o35

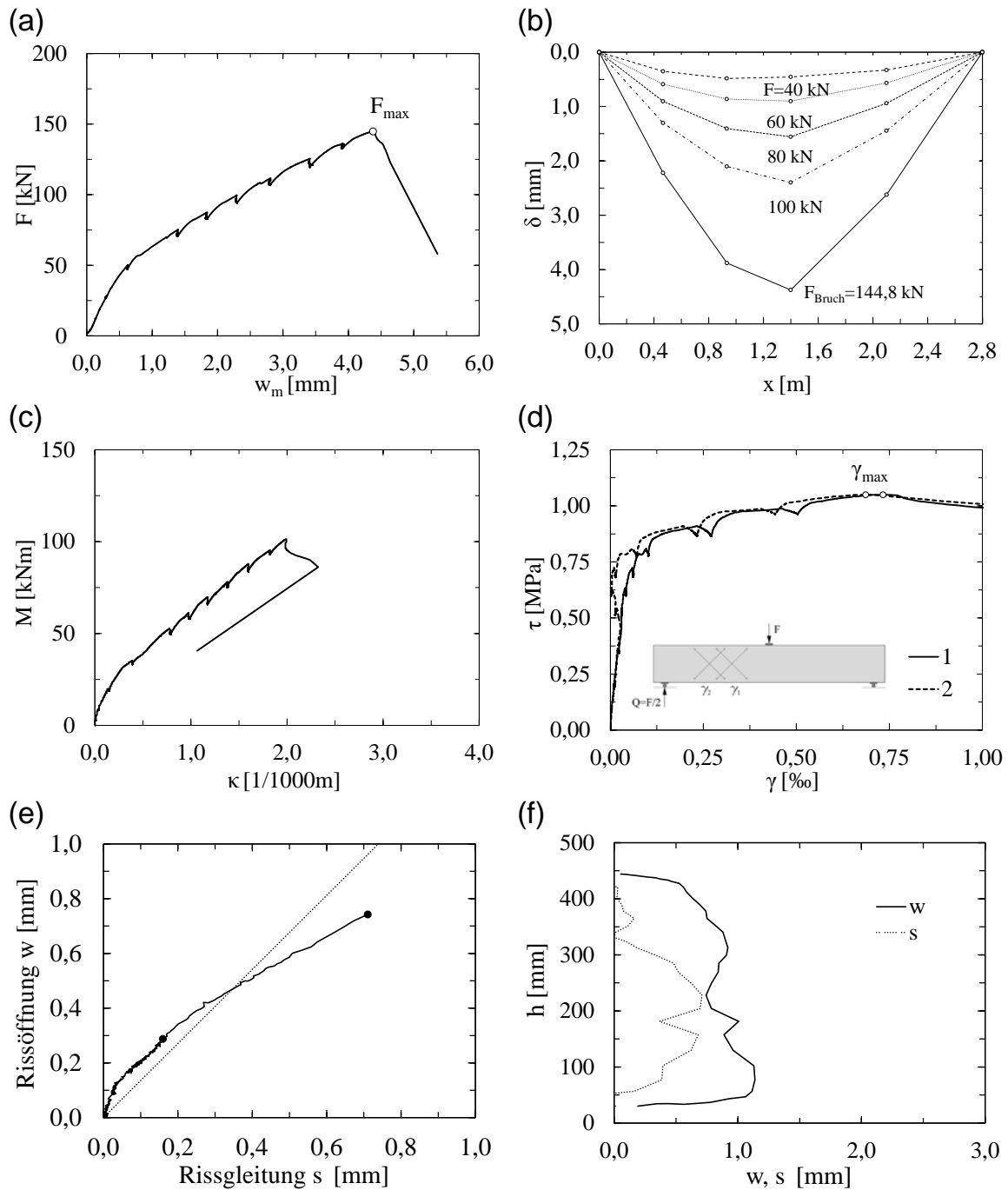


Abbildung B.7: Versuchsergebnisse R500o35: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannungs – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

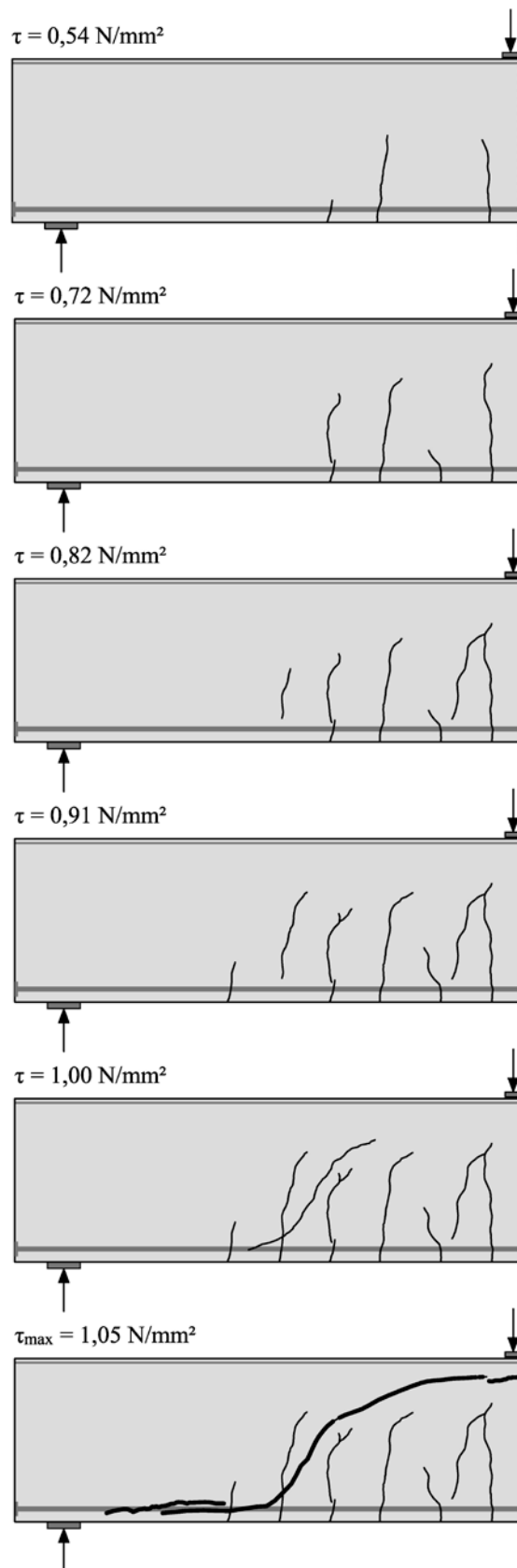


Abbildung B.8: Rissentwicklung

R1000o60

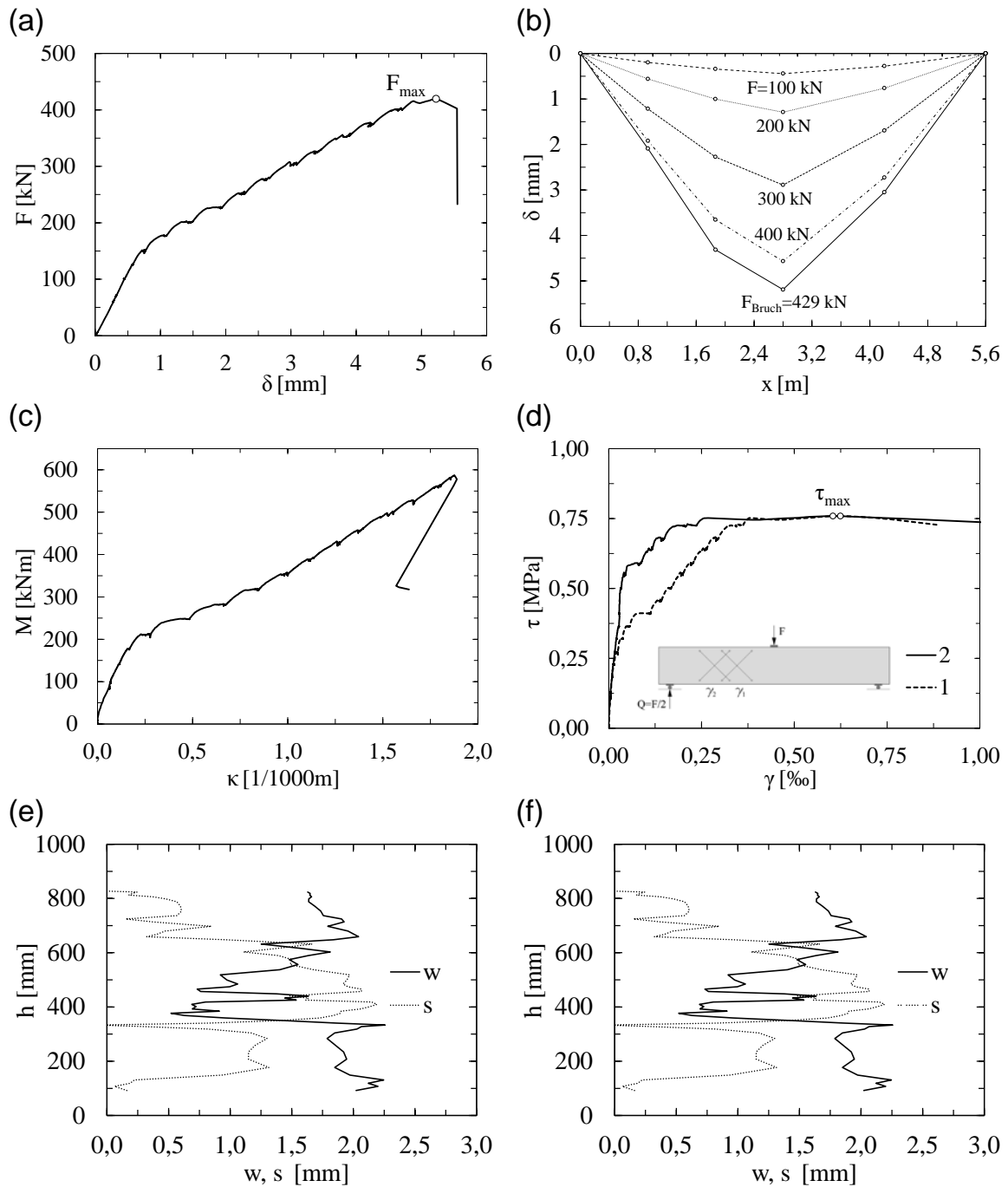


Abbildung B.9: Versuchsergebnisse R1000o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannung – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

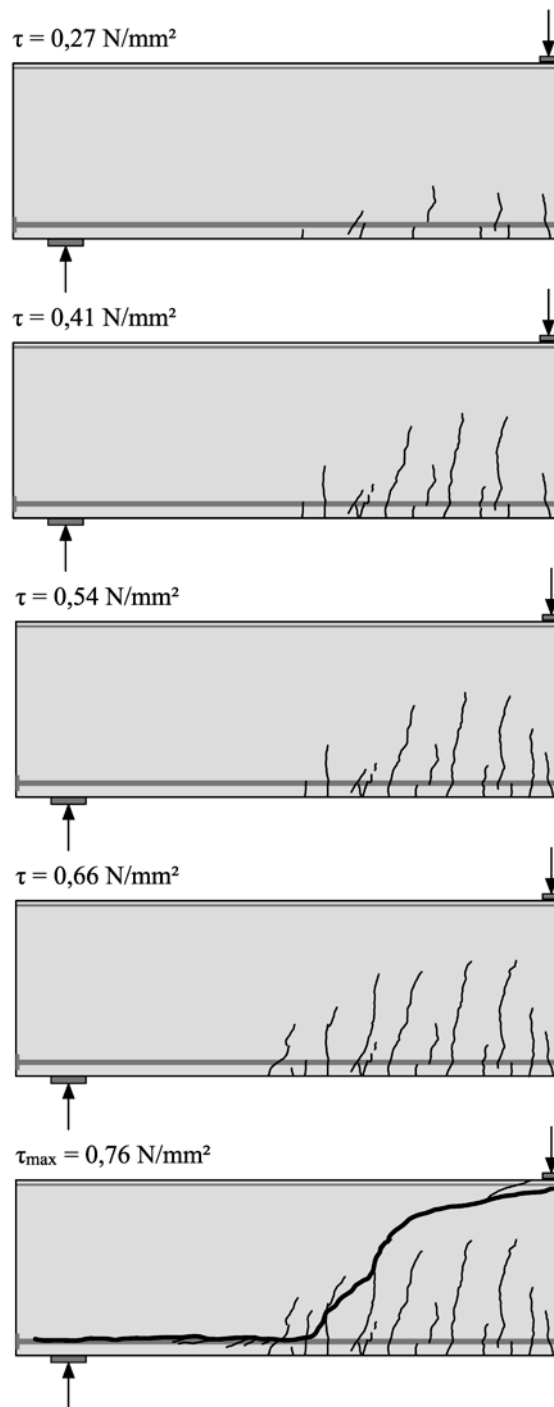


Abbildung B.10: Rissentwicklung

R1000o35

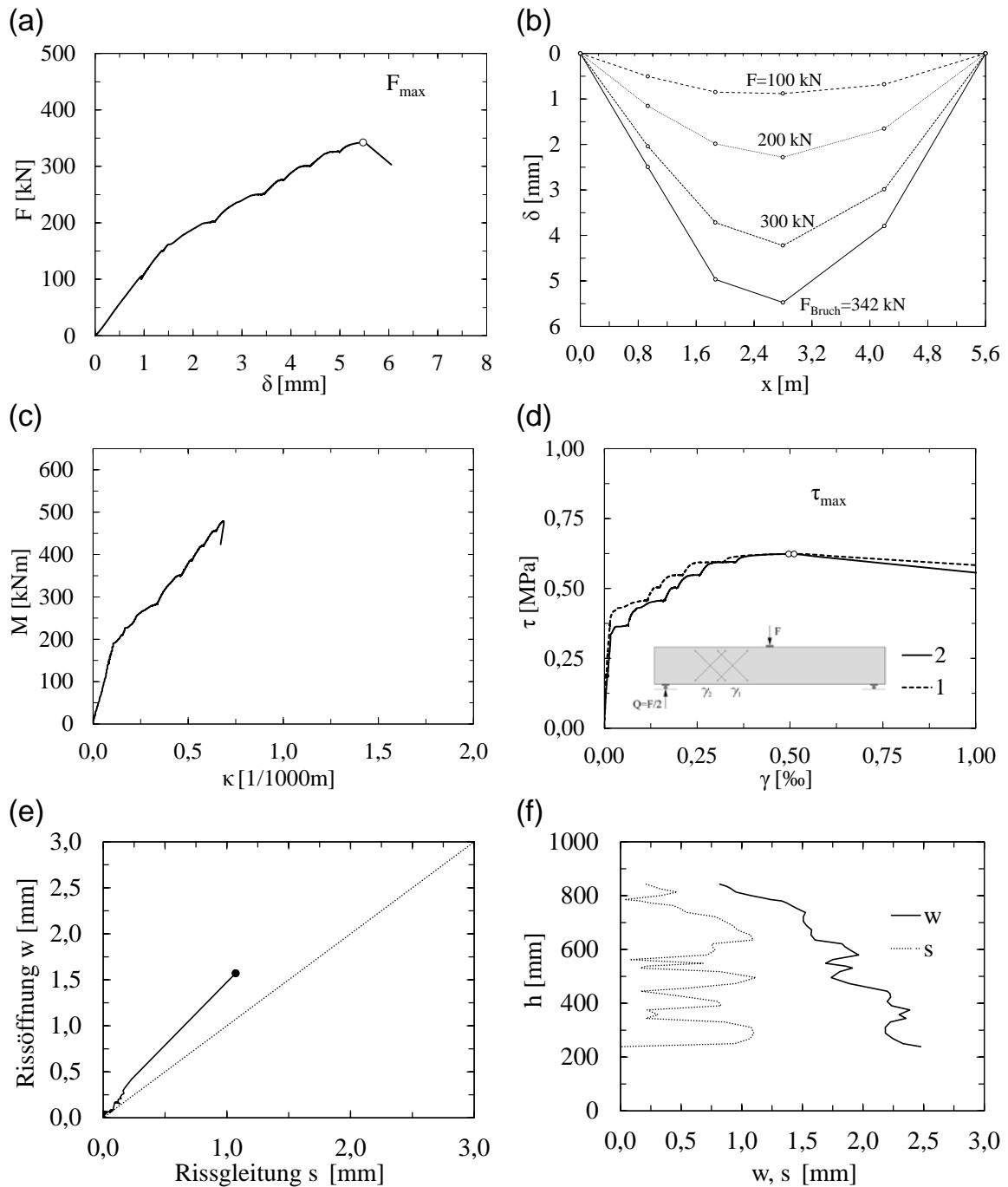


Abbildung B.11: Versuchsergebnisse R1000o35: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannungs – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

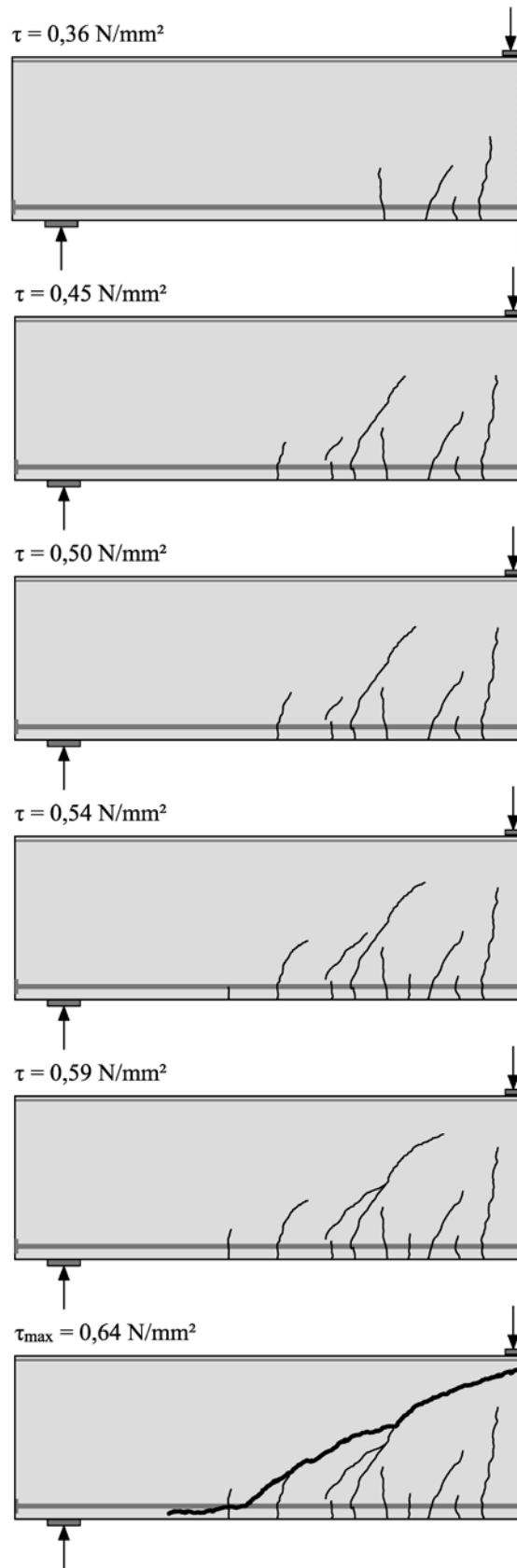


Abbildung B.12: Rissentwicklung

T250o60

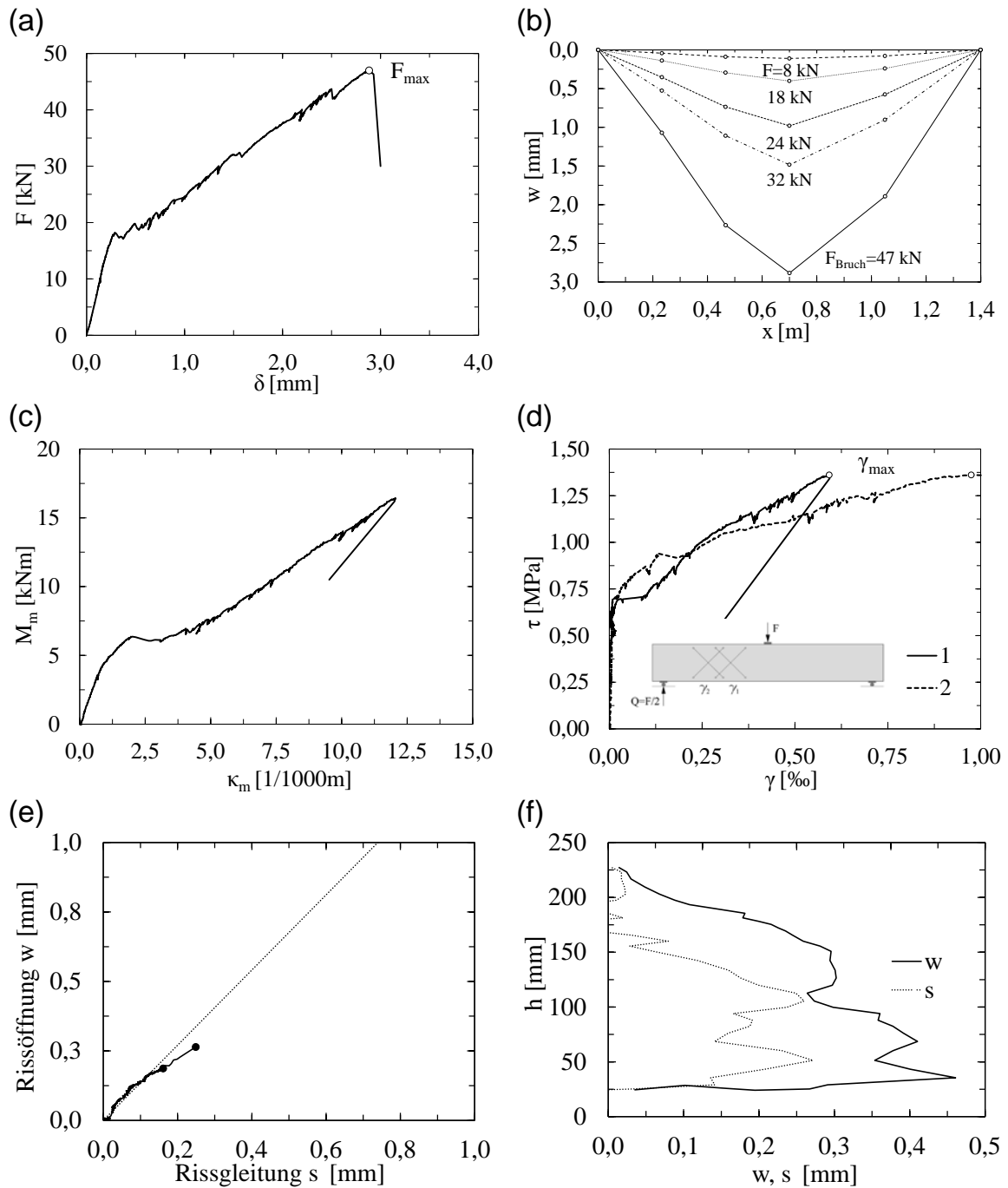


Abbildung B.13: Versuchsergebnisse T250o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannung – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

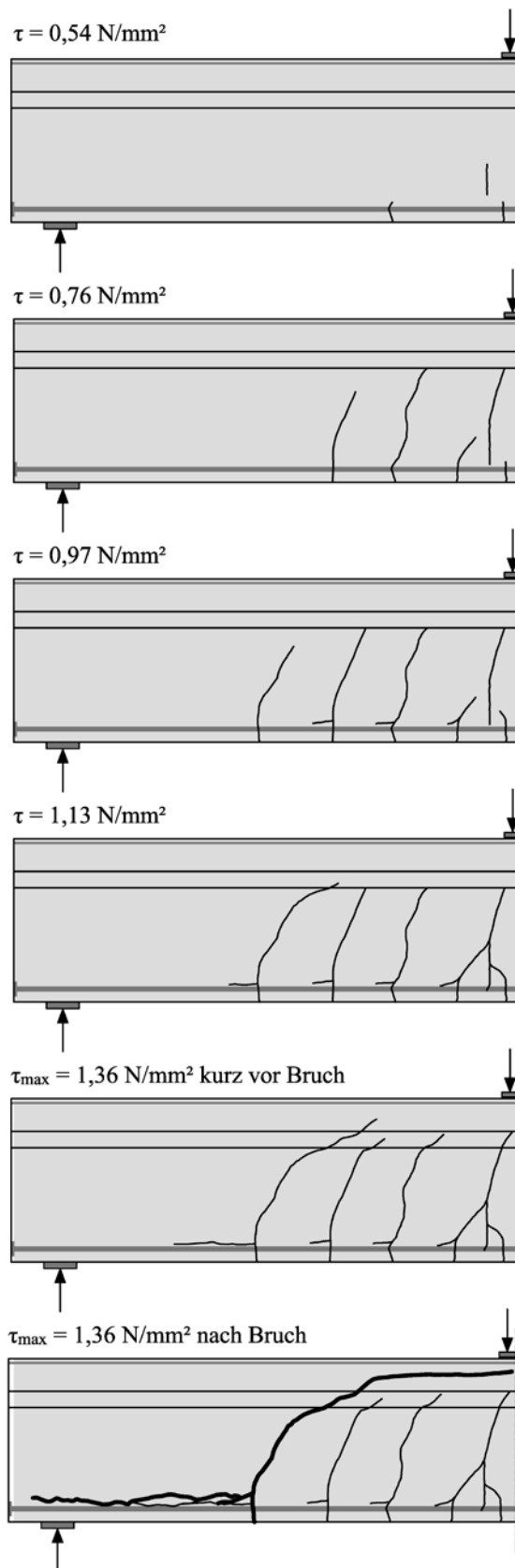


Abbildung B.14: Rissentwicklung

T500o60

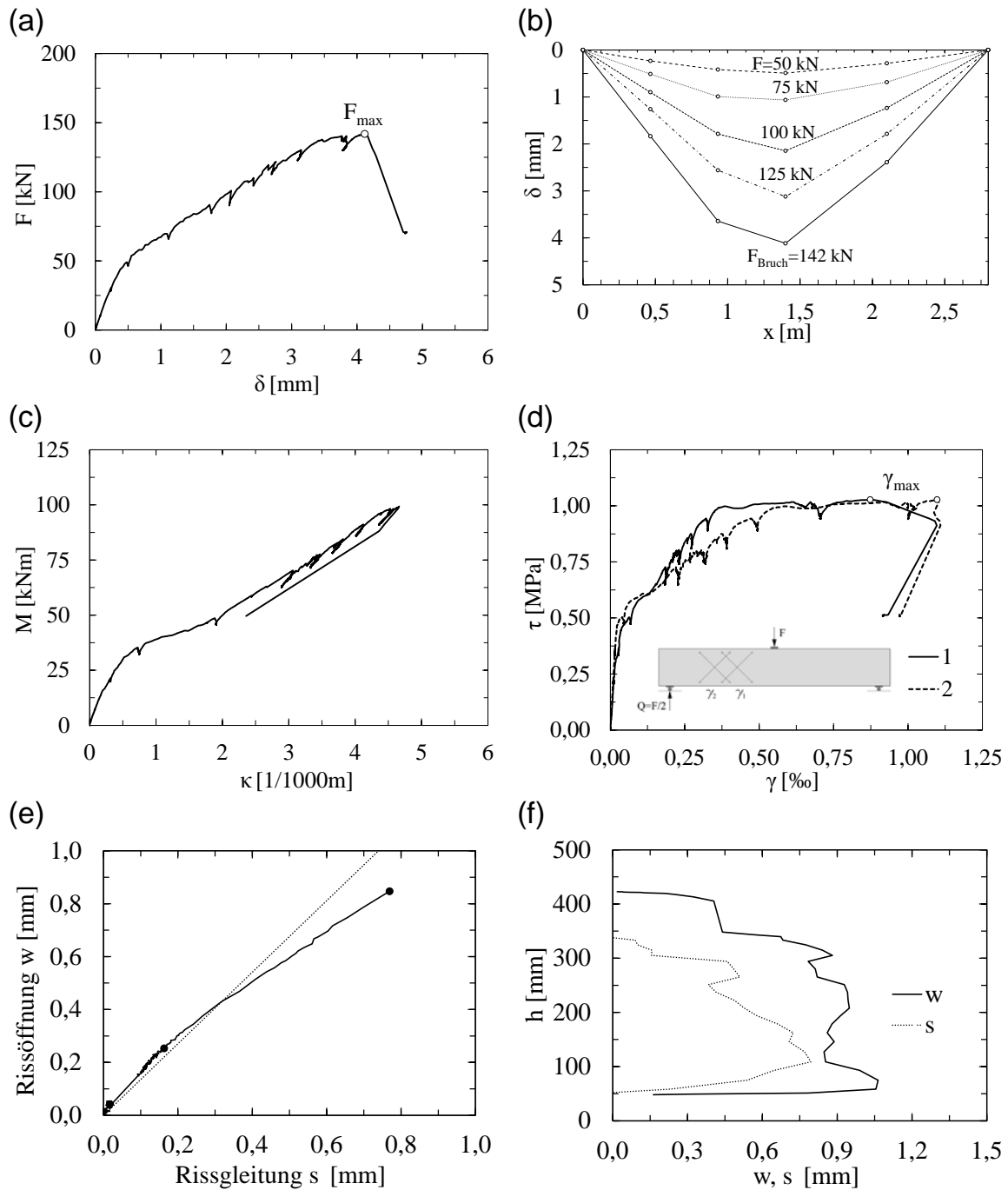


Abbildung B.15: Versuchsergebnisse T500o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannung – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

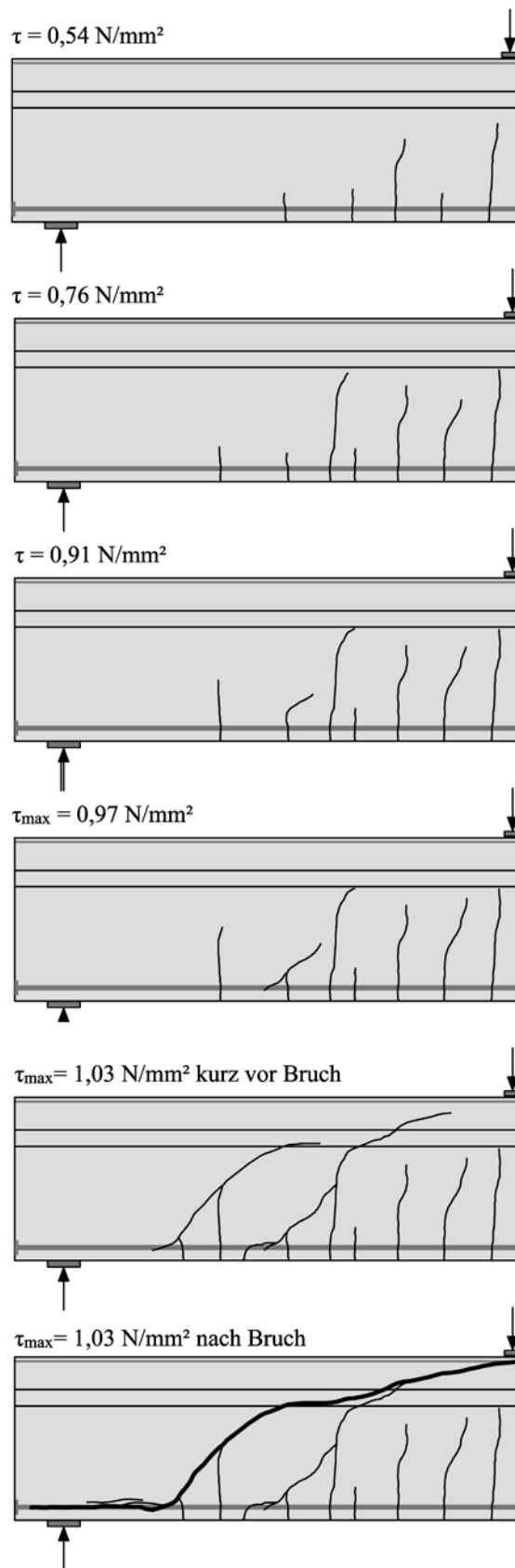


Abbildung B.16: Rissentwicklung

T1000o60

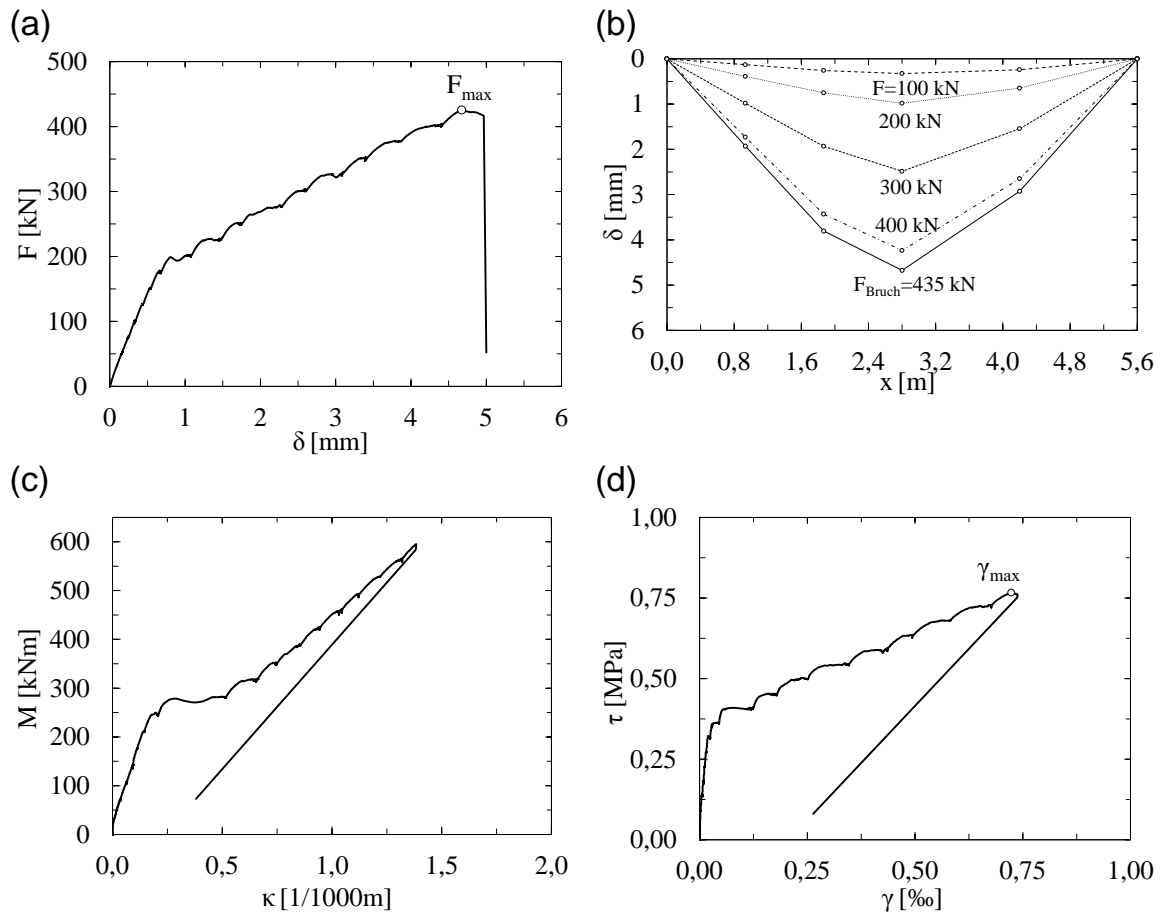


Abbildung B.17: Versuchsergebnisse T1000o60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Schubspannung – Schubverzerrungsbeziehung (e) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (f) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

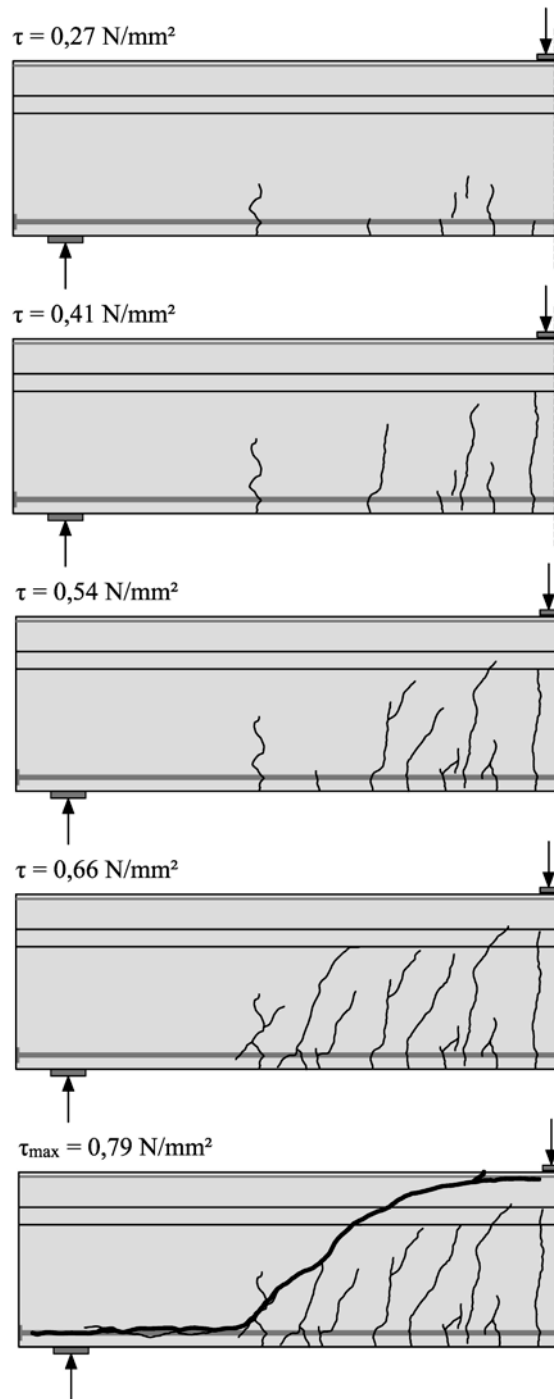


Abbildung B.18: Rissentwicklung

R250m60

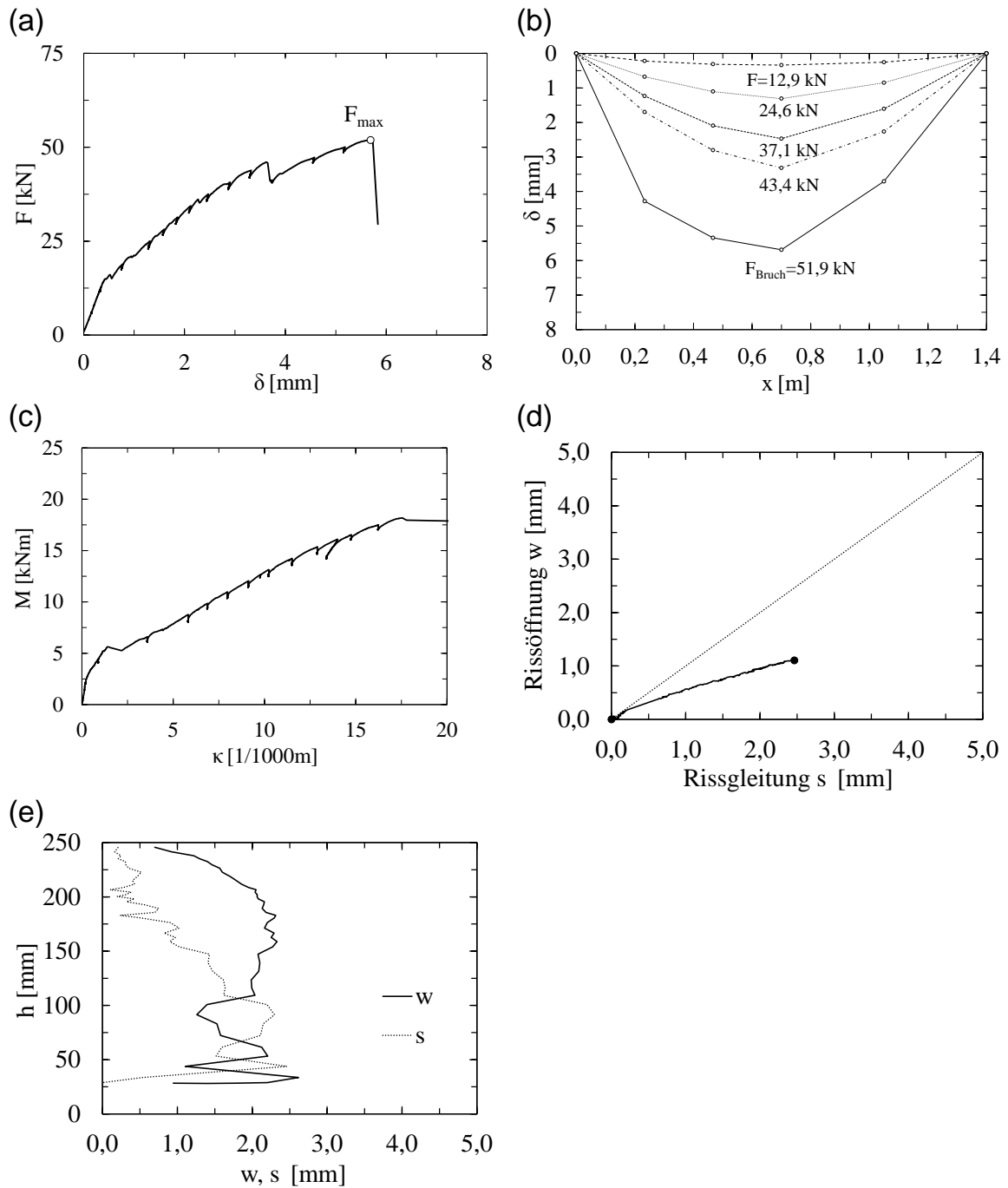


Abbildung B.19: Versuchsergebnisse R250m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs - Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

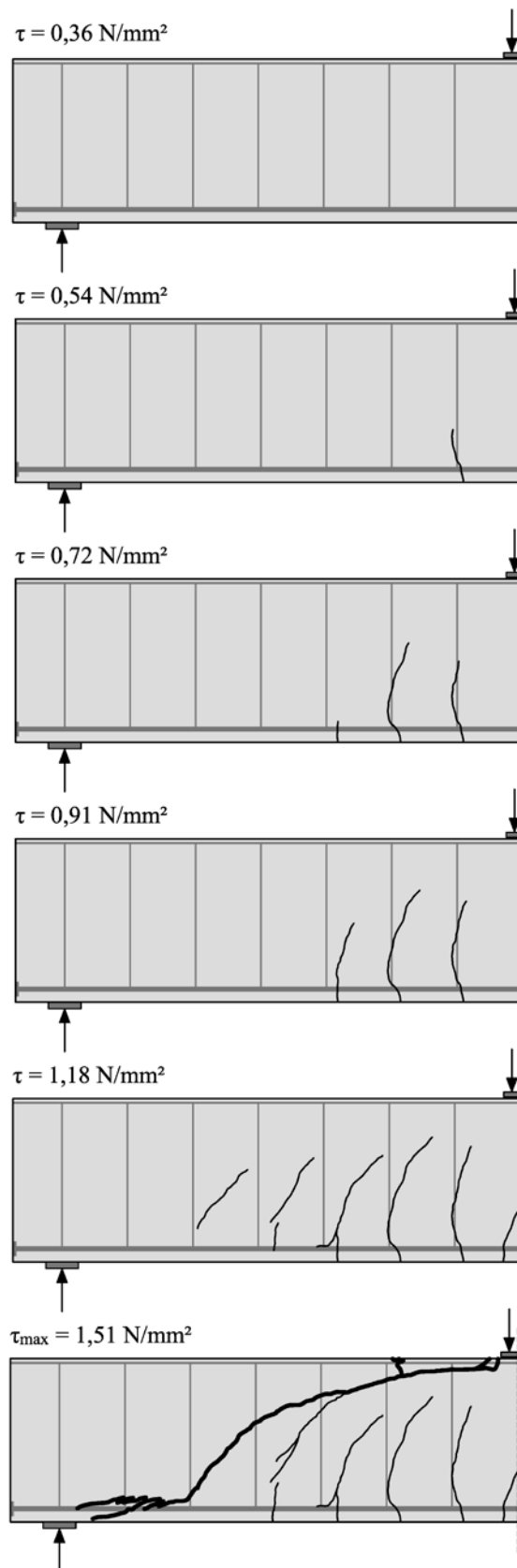


Abbildung B.20: Rissentwicklung

R250m35

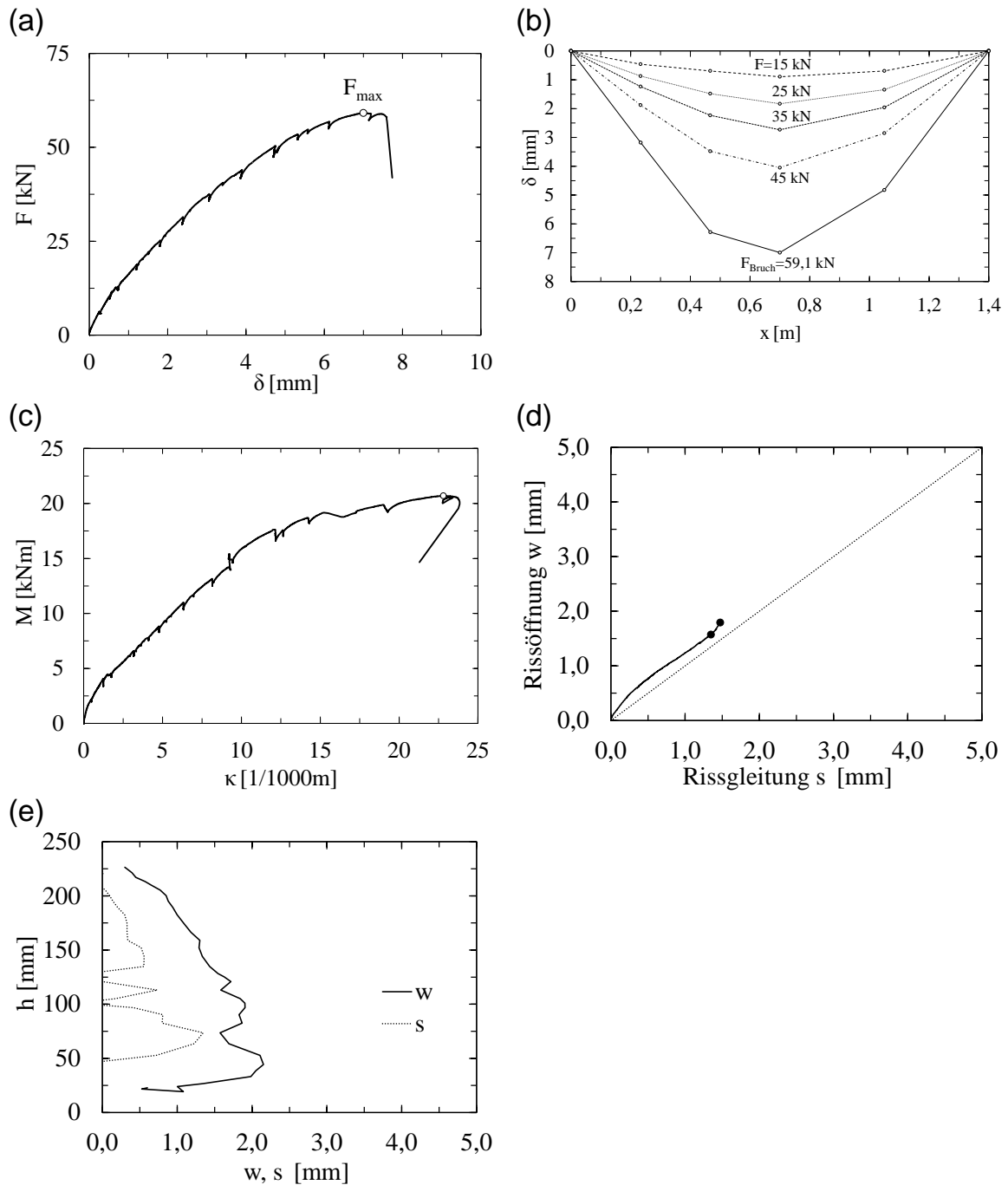


Abbildung B.21: Versuchsergebnisse R250m35: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

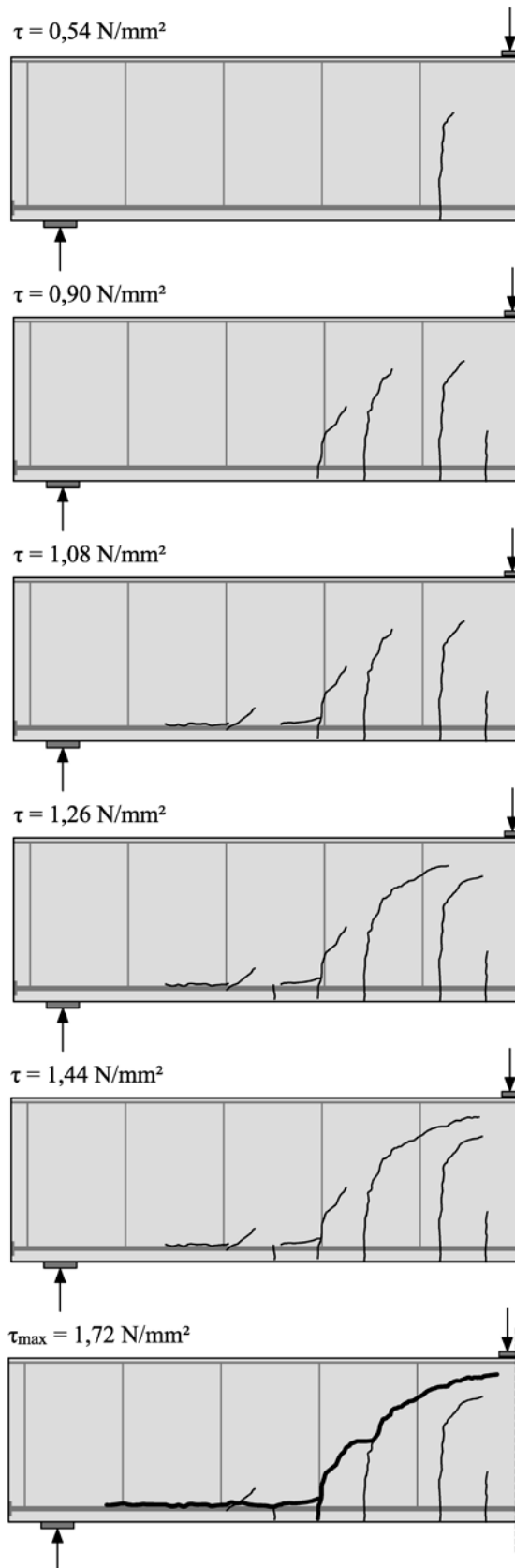


Abbildung B.22: Rissentwicklung

R500m60

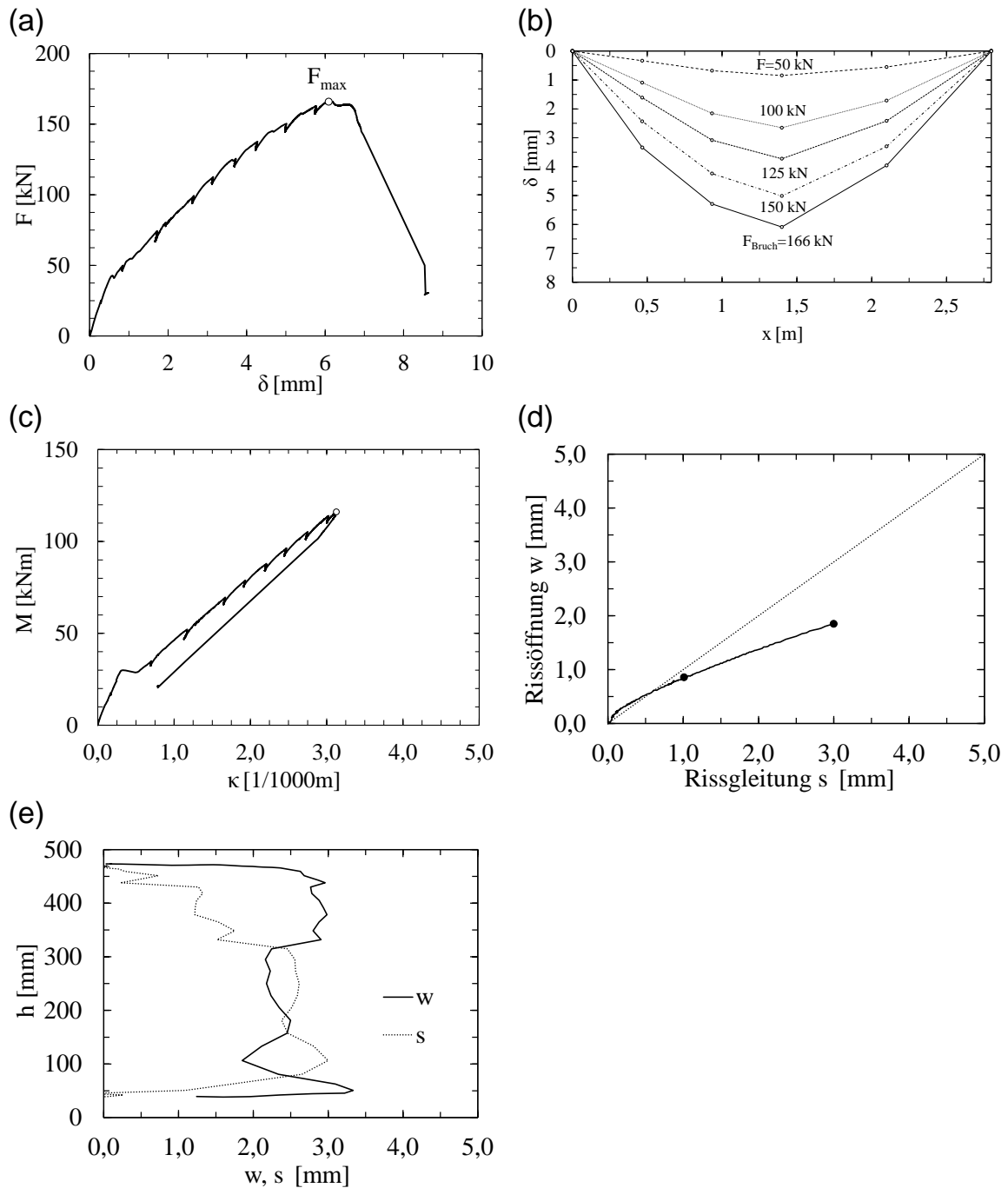


Abbildung B.23: Versuchsergebnisse R500m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

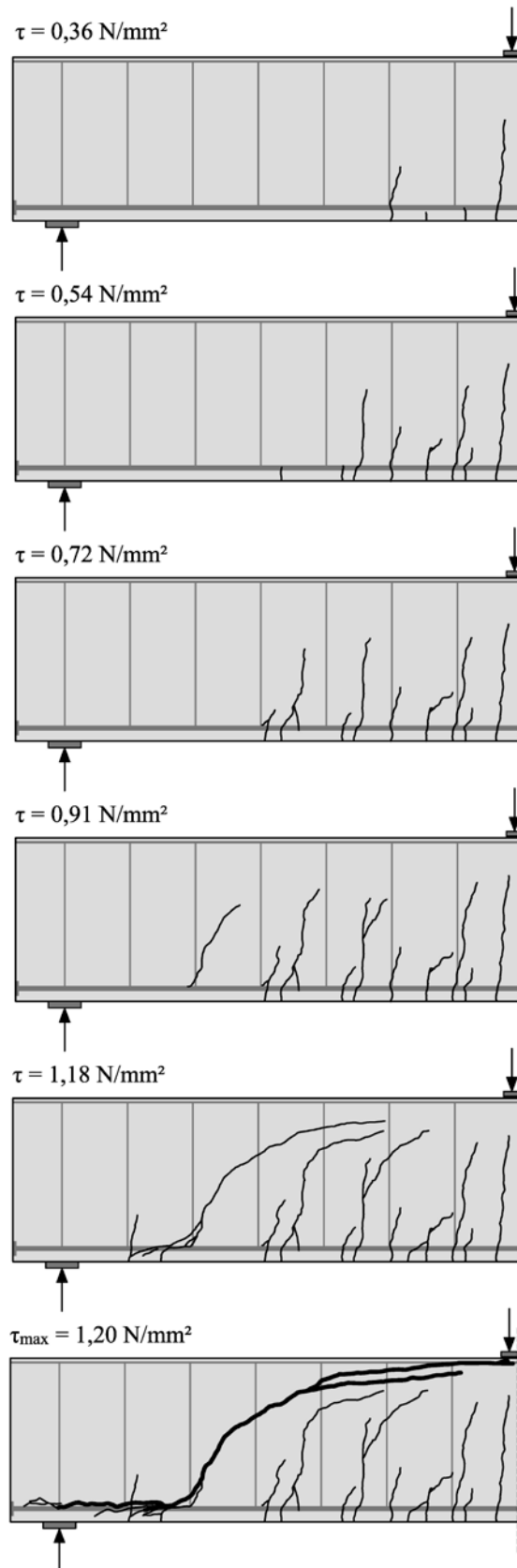


Abbildung B.24: Rissentwicklung

R500m351

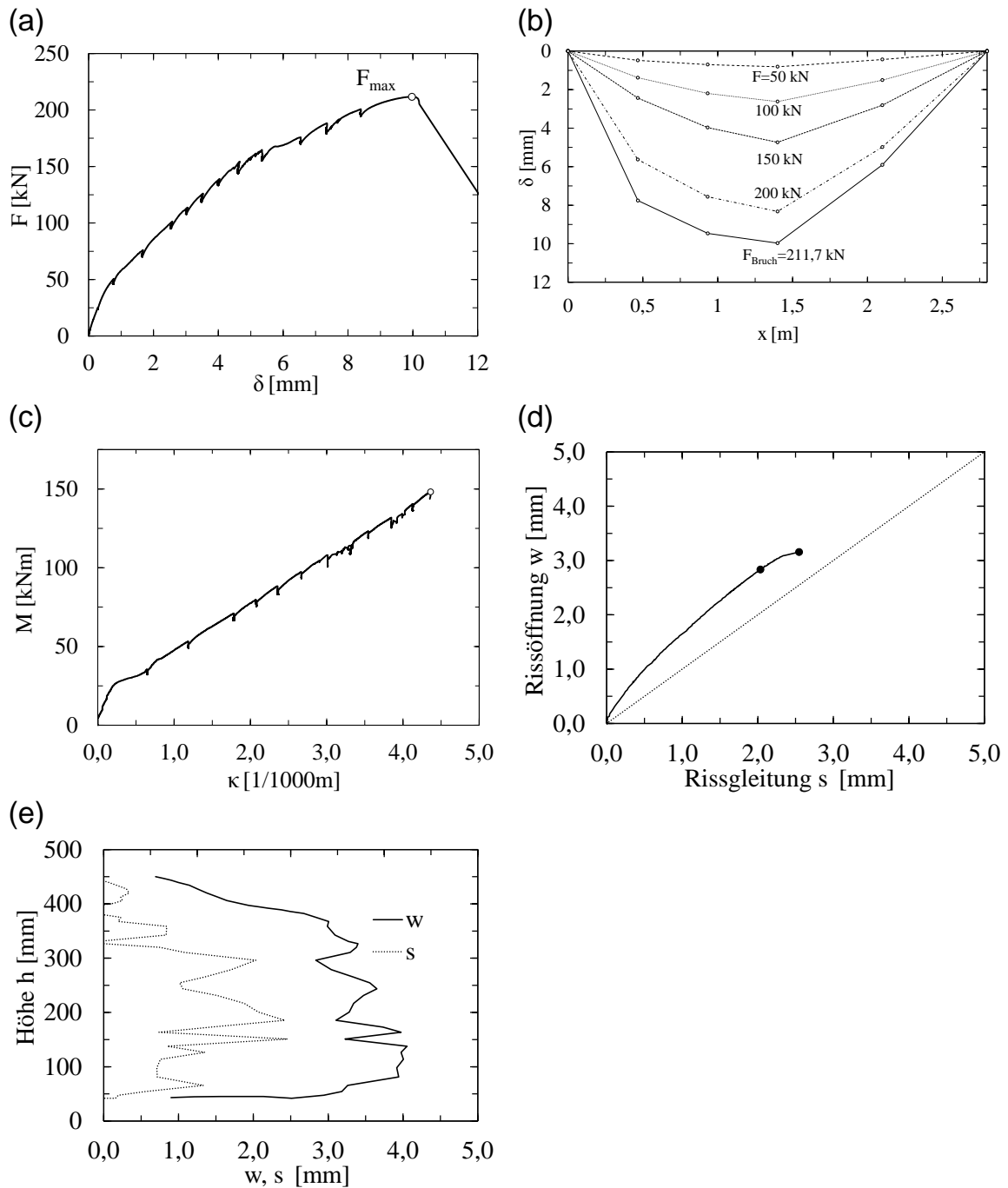


Abbildung B.25: Versuchsergebnisse R500m351: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

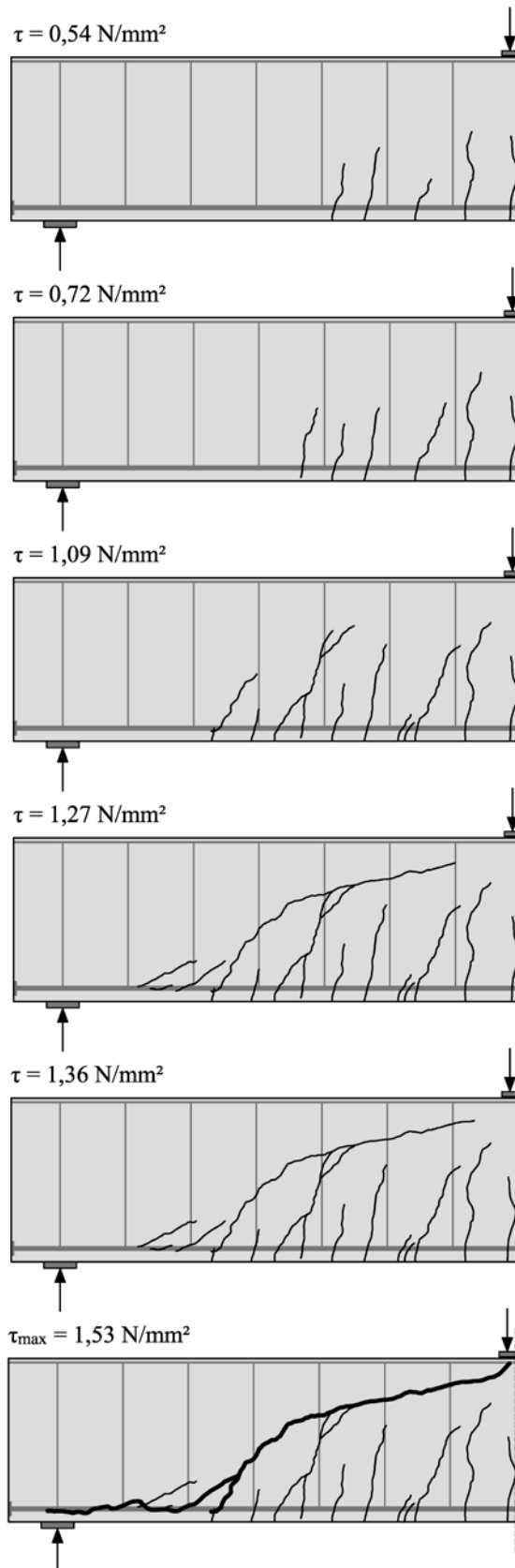


Abbildung B.26: Rissentwicklung

R500m352

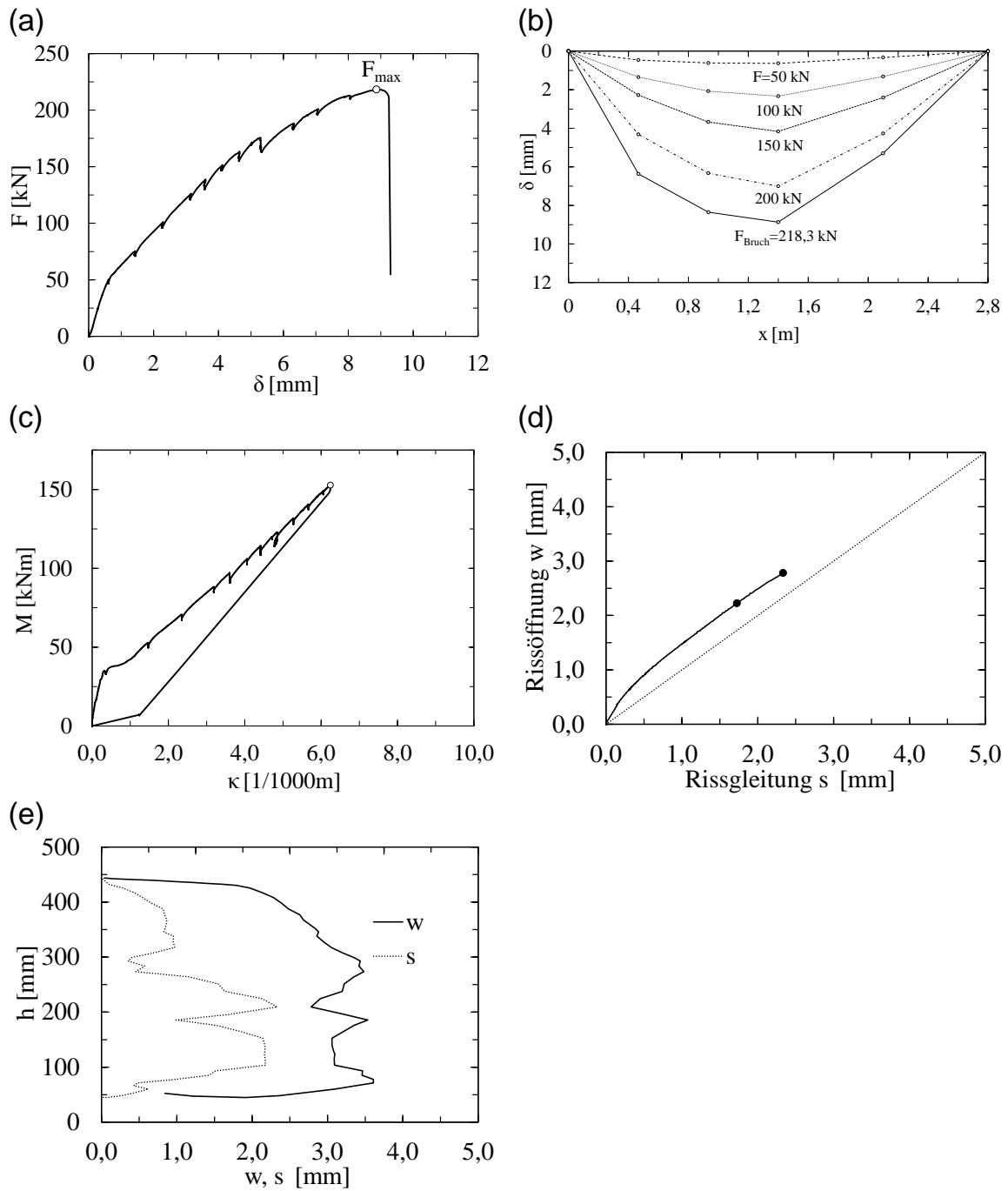


Abbildung B.27: Versuchsergebnisse R500m352: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

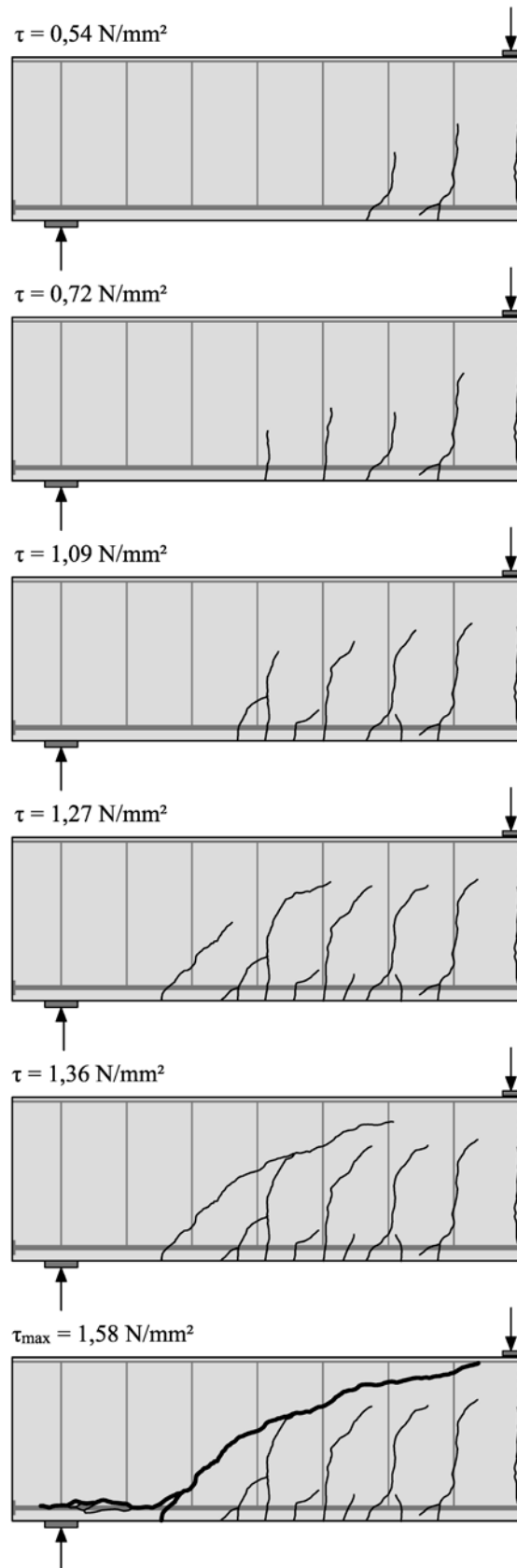


Abbildung B.28: Rissentwicklung

R500m353

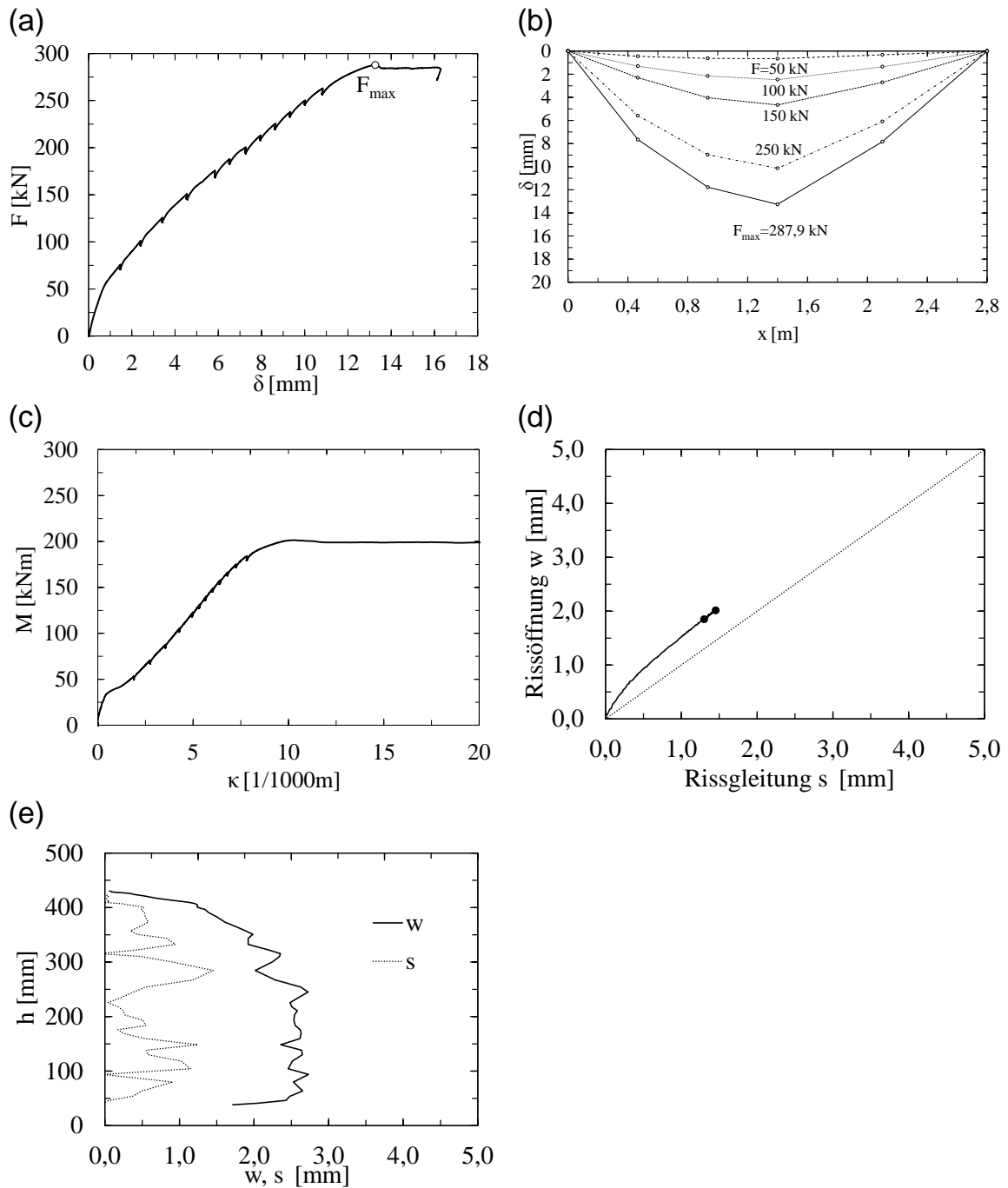


Abbildung B.29: Versuchsergebnisse R500m353: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

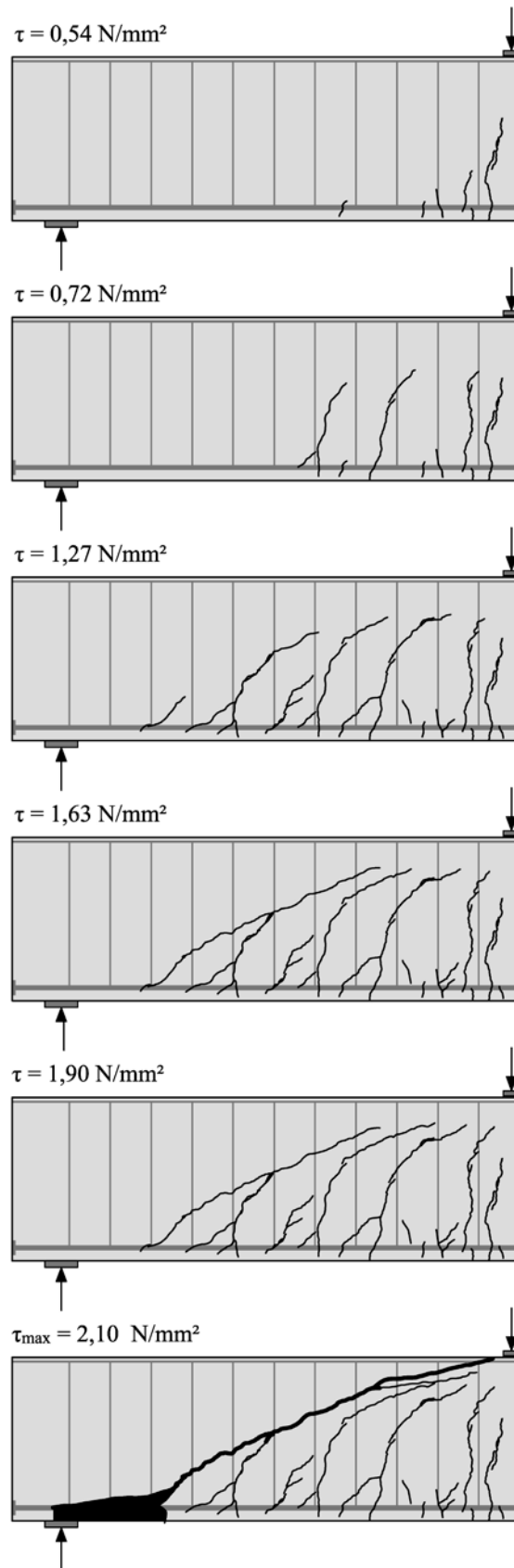


Abbildung B.30: Rissentwicklung

R1000m60

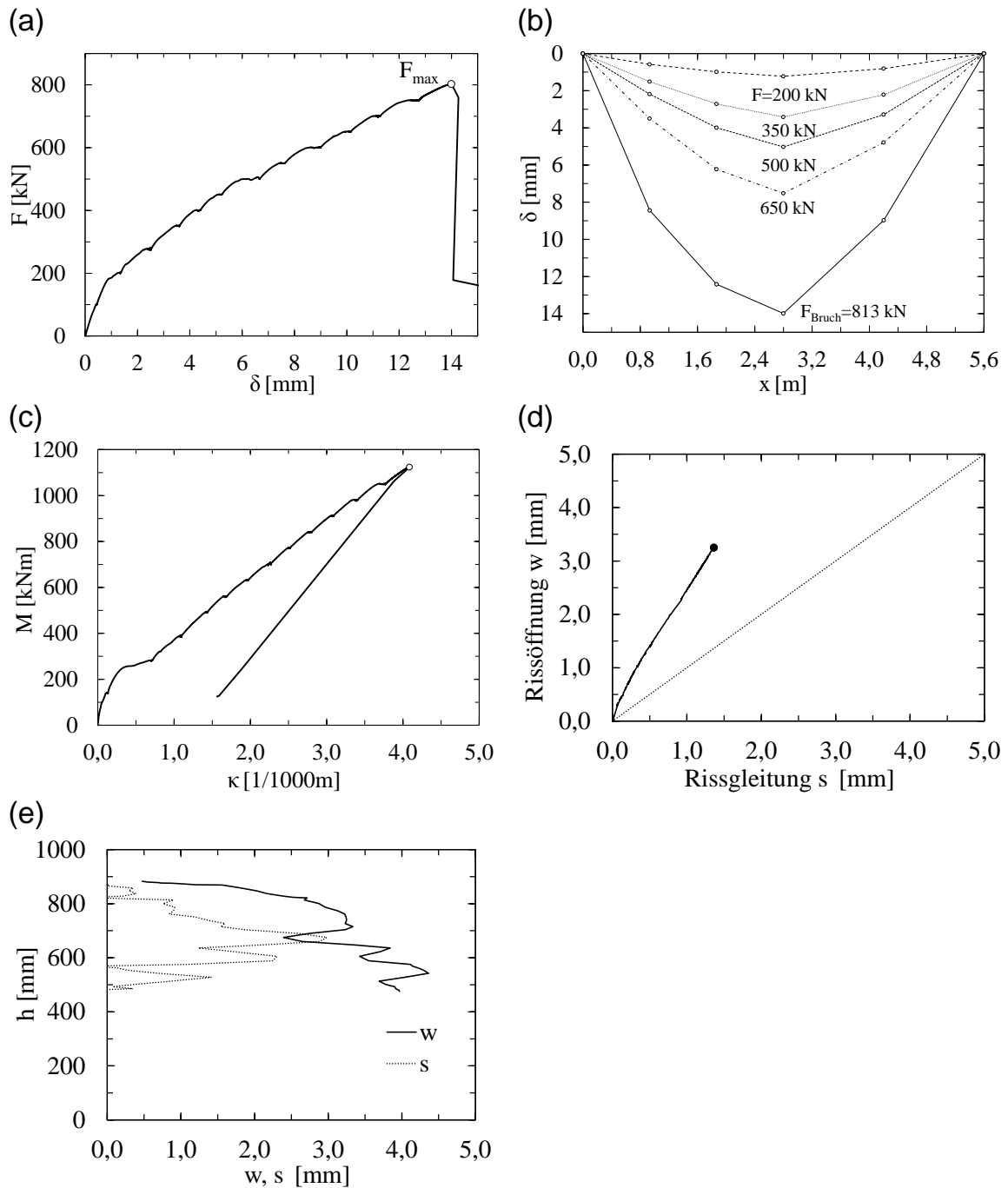


Abbildung B.31: Versuchsergebnisse R1000m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

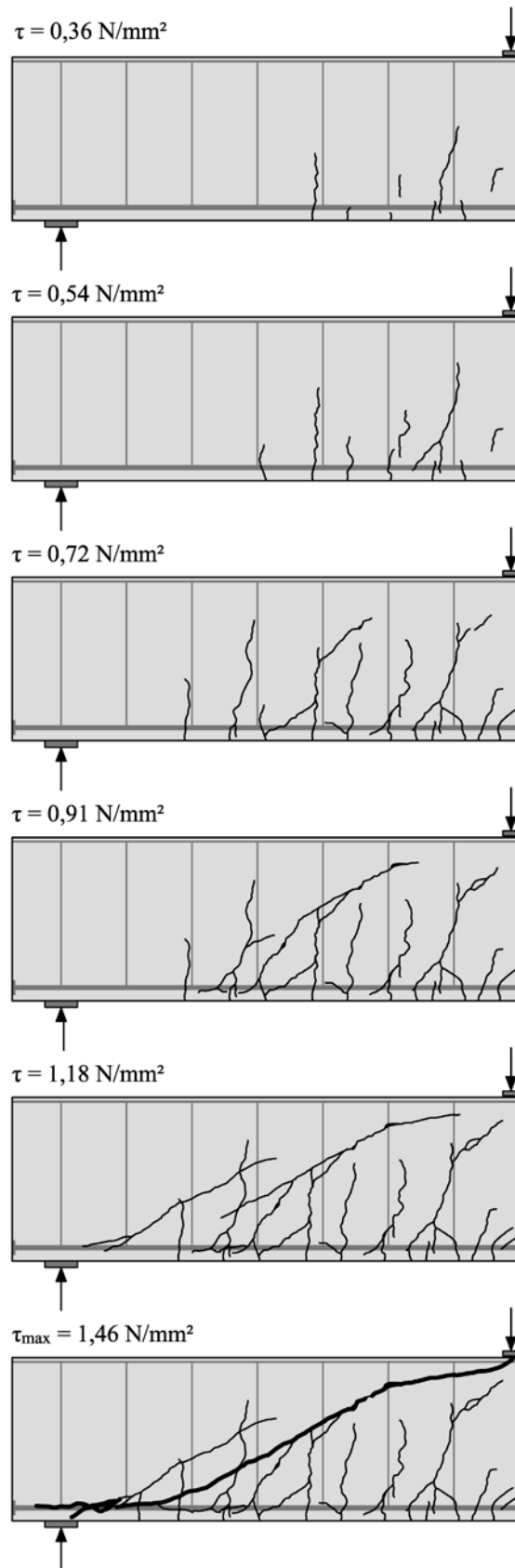


Abbildung B.32: Rissentwicklung

R1000m35

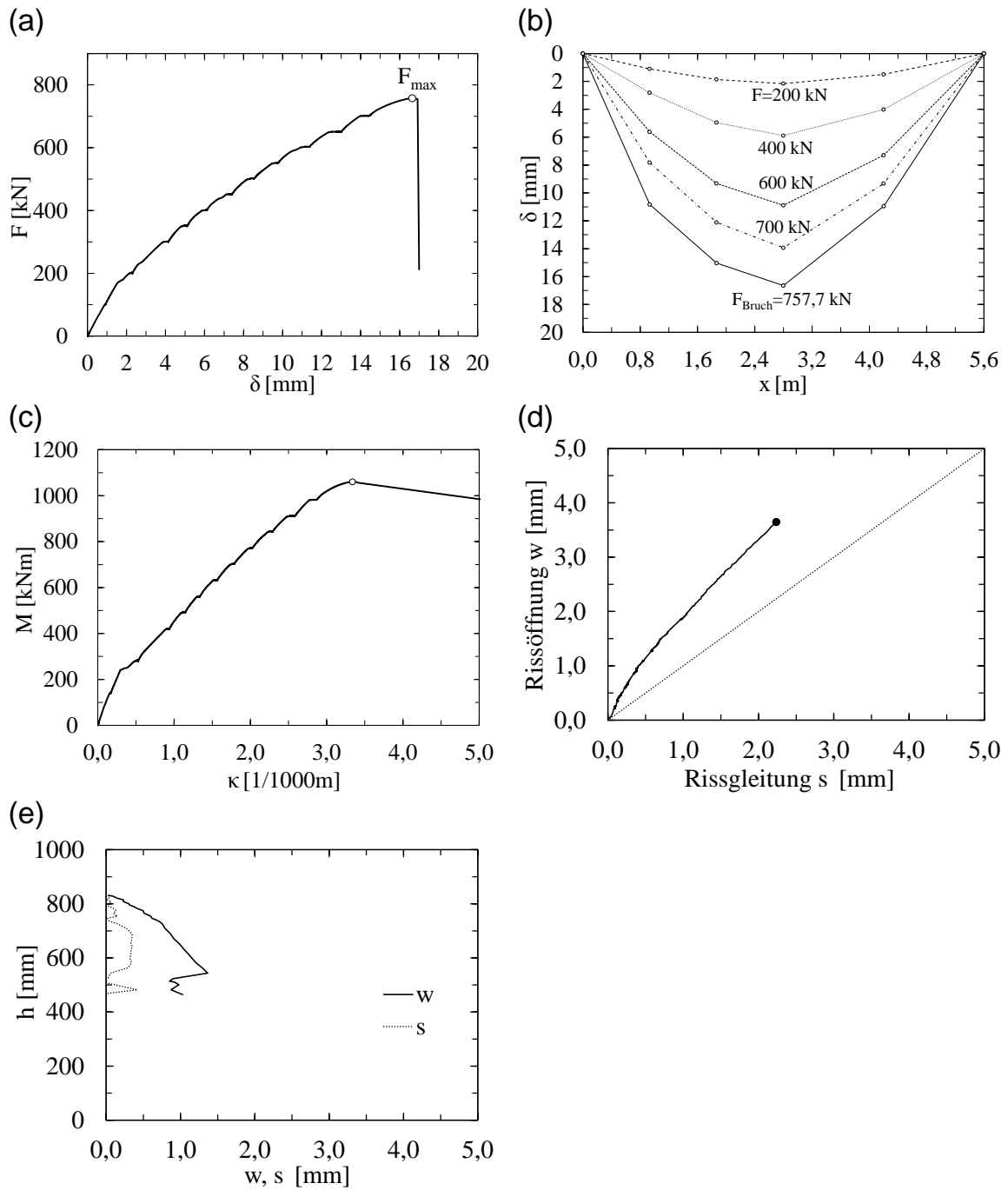


Abbildung B.33: Versuchsergebnisse R1000m35: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

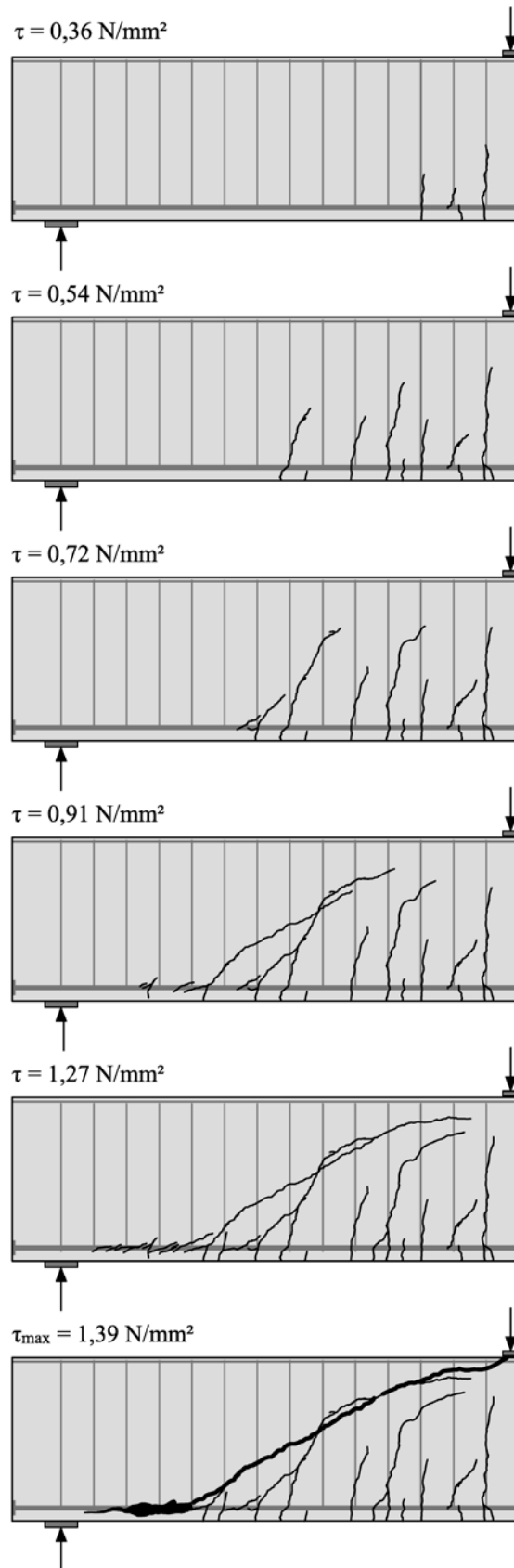


Abbildung B.34: Rissentwicklung

T250m60

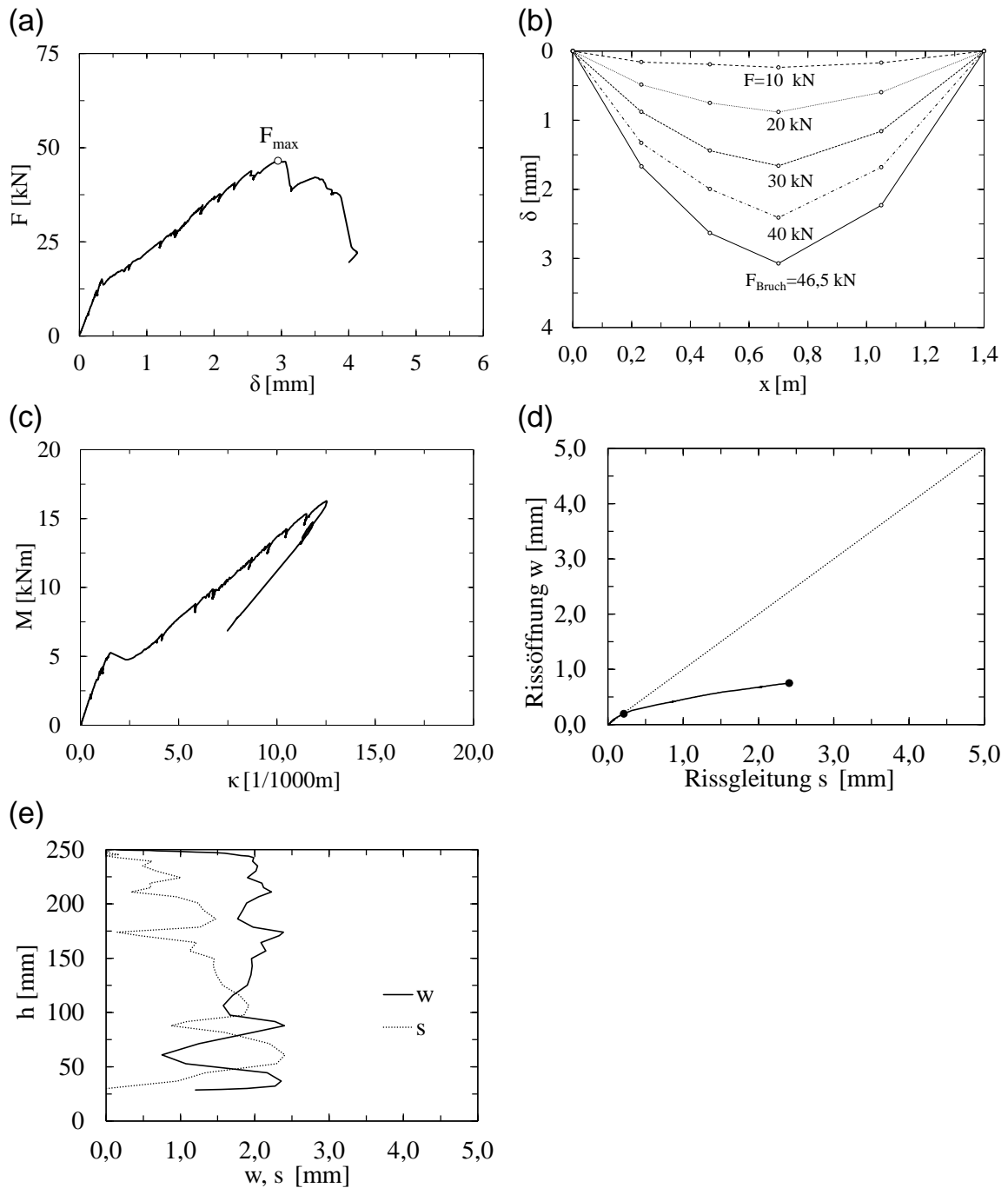


Abbildung B.35: Versuchsergebnisse T250m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs - Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

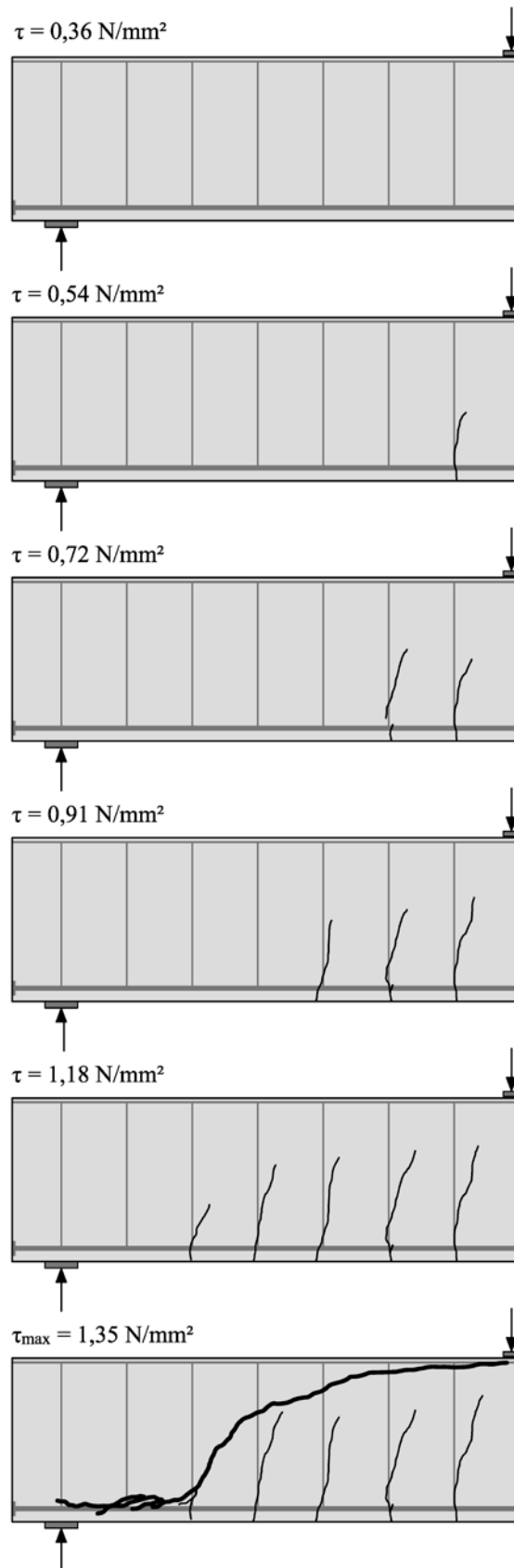


Abbildung B.36: Rissentwicklung

T500m60

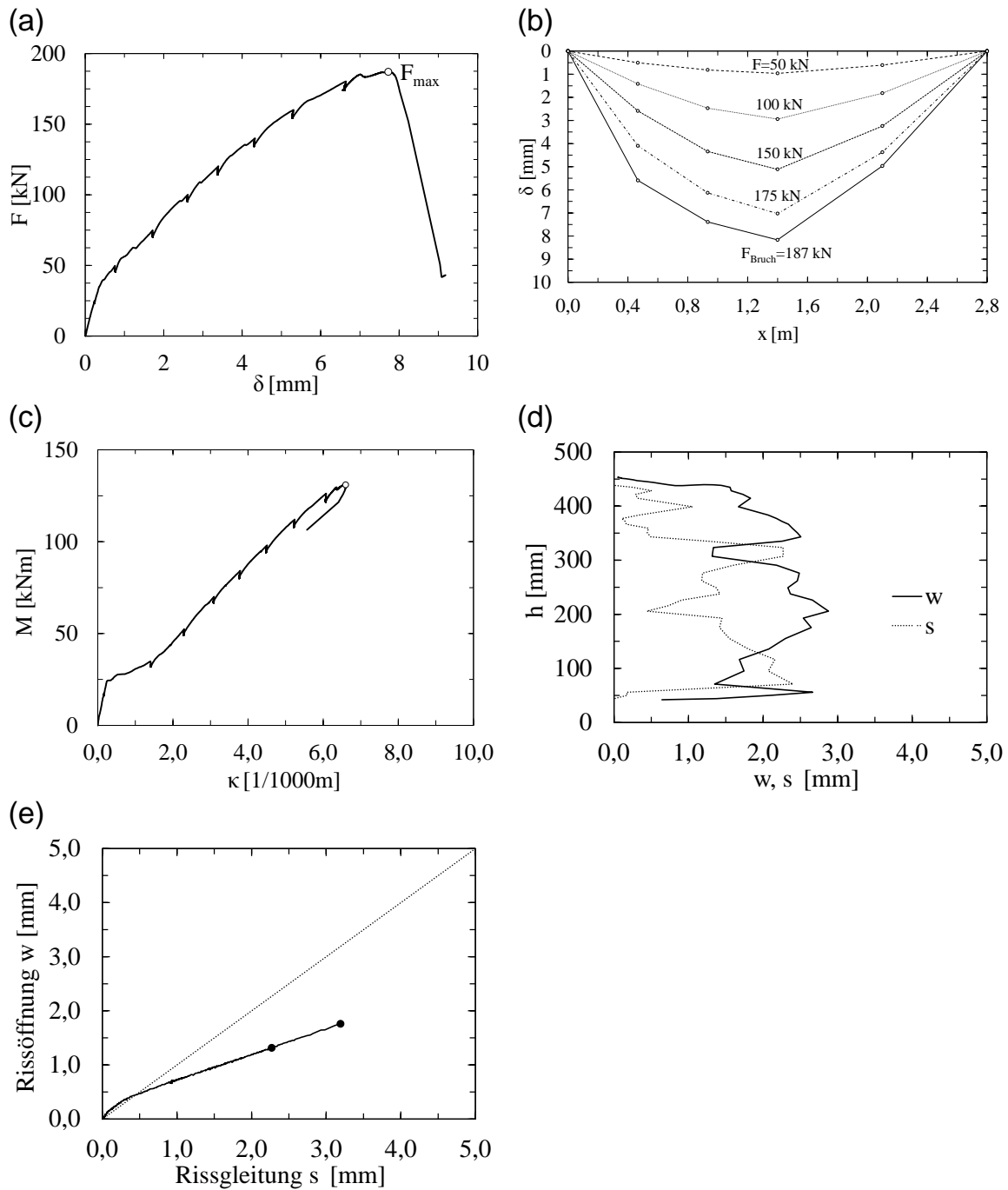


Abbildung B.37: Versuchsergebnisse T500m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

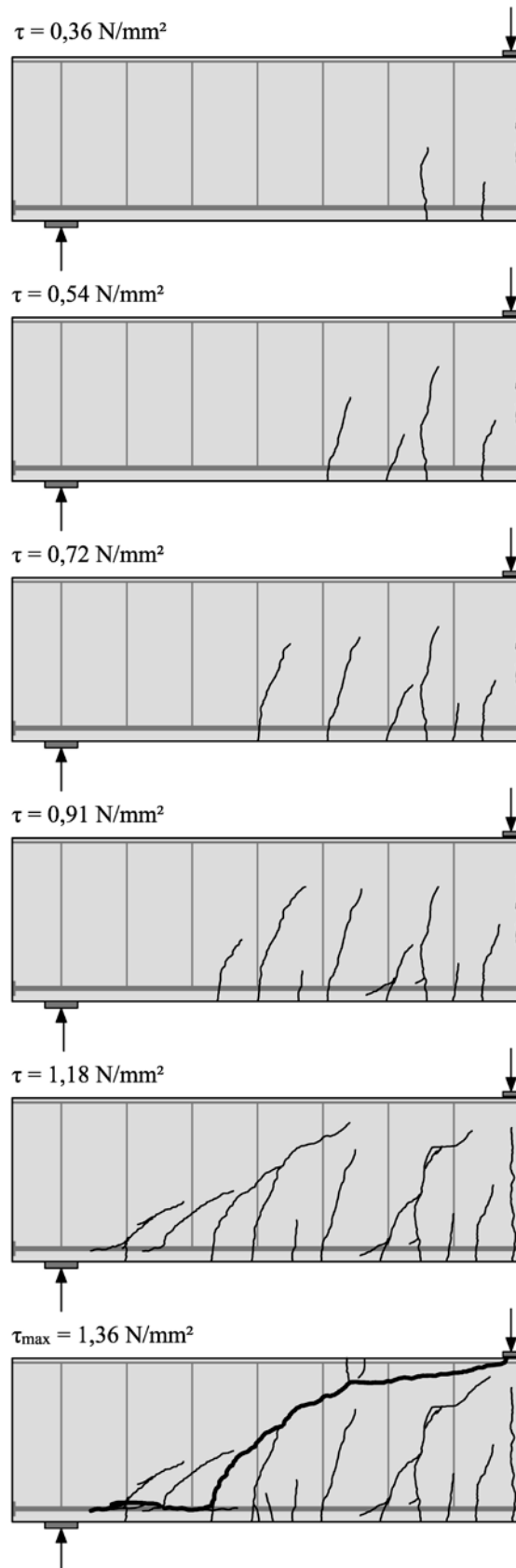


Abbildung B.38: Rissentwicklung

T1000m60

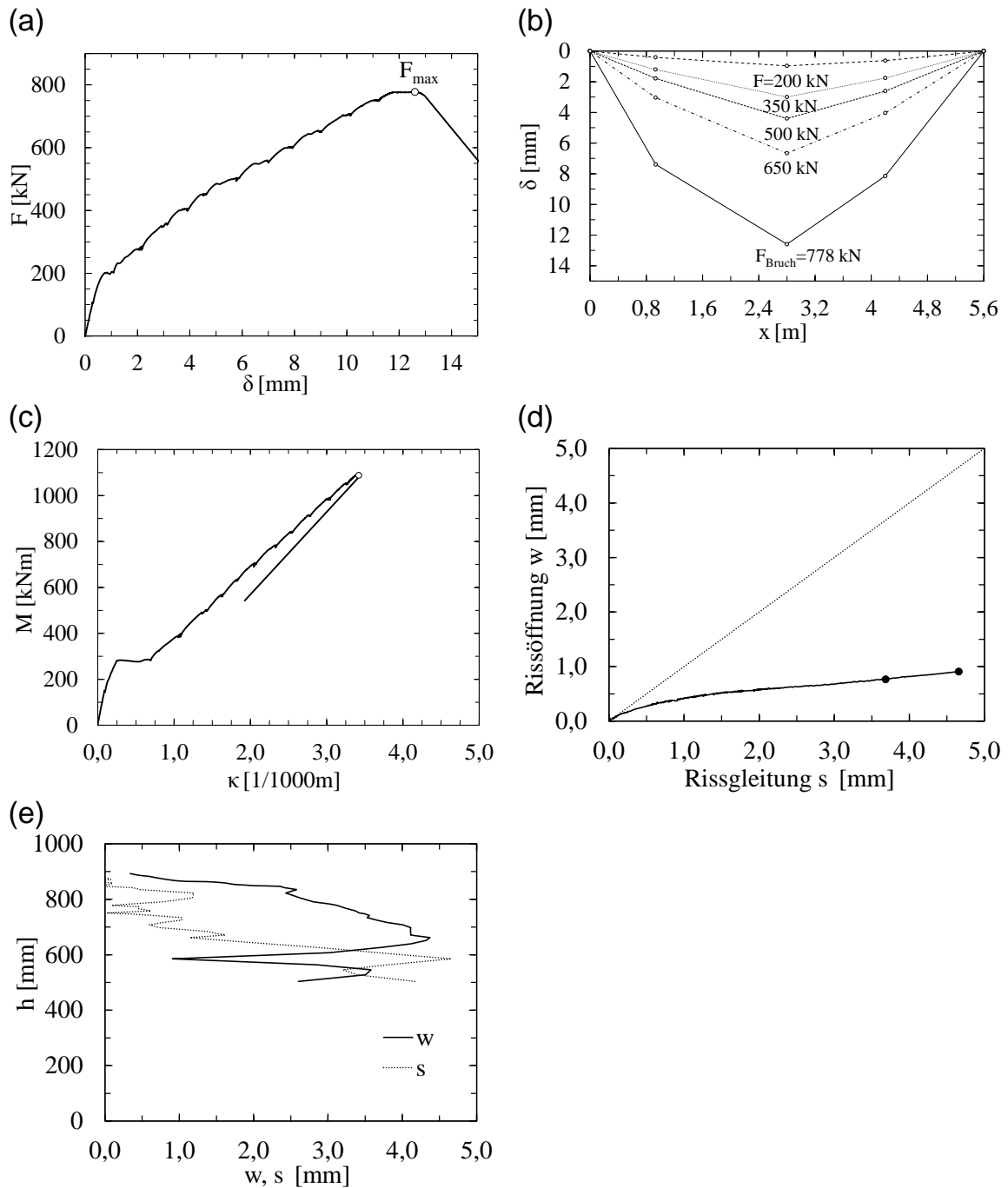


Abbildung B.39: Versuchsergebnisse T1000m60: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

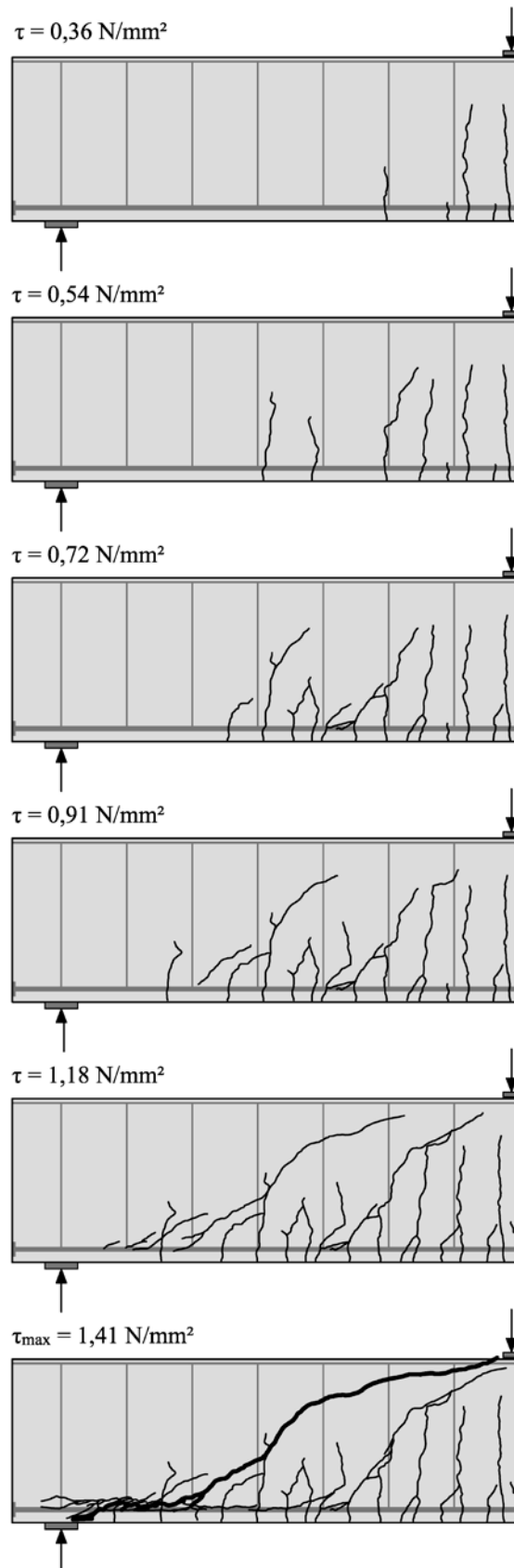


Abbildung B.40: Rissentwicklung

SPANNBETONBALKEN

PC056st

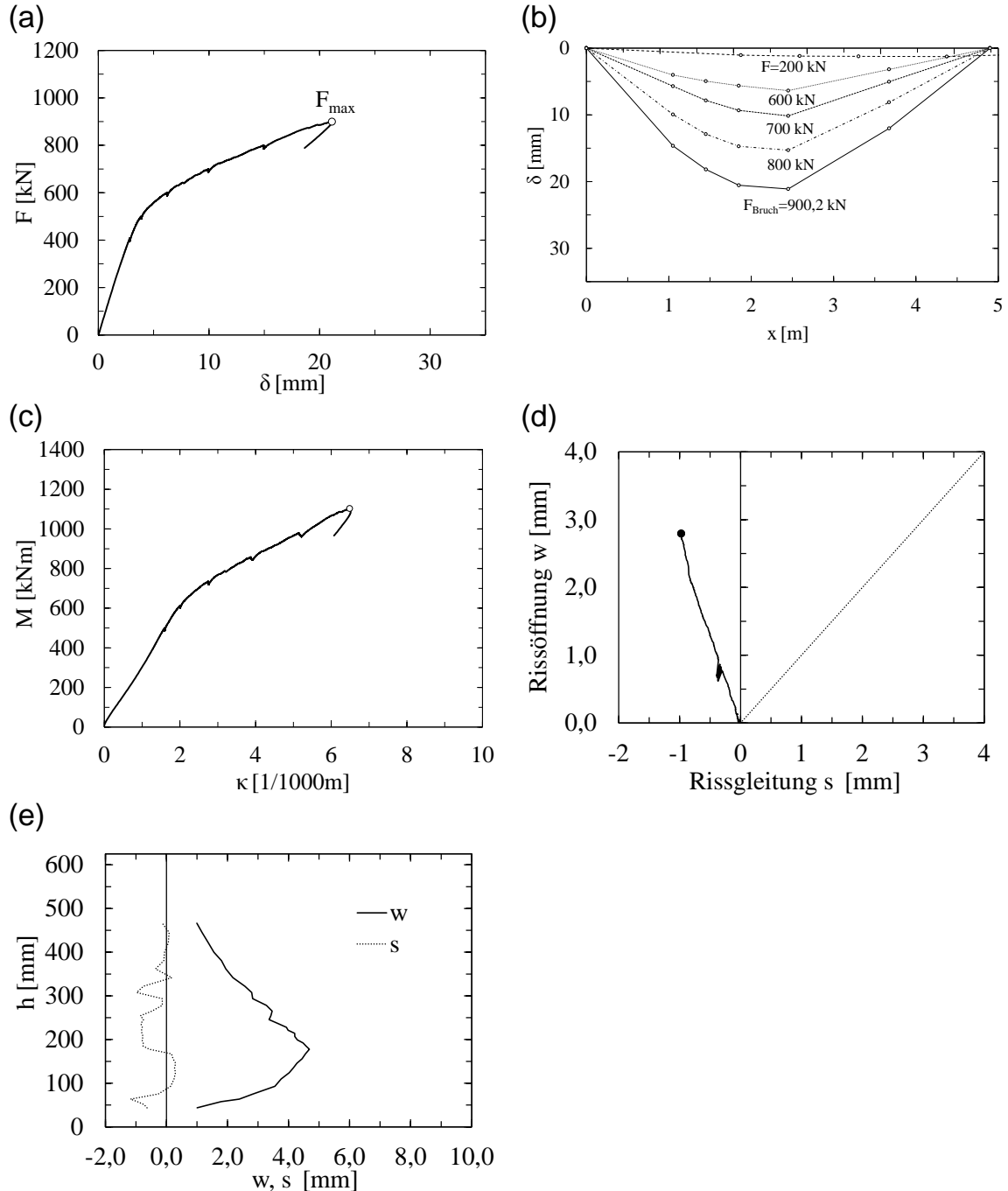
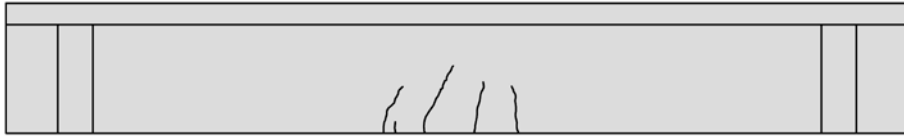
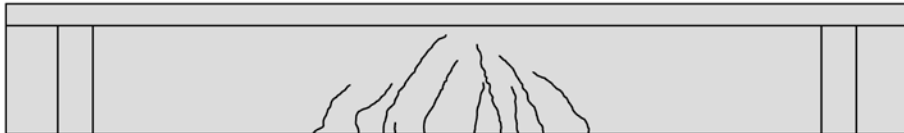


Abbildung B.41: Versuchsergebnisse PC056st: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

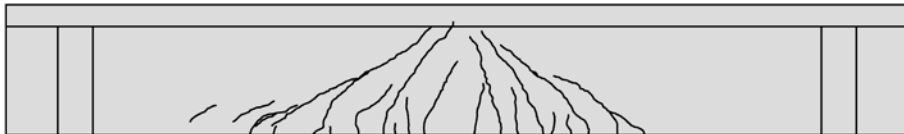
$F=500\text{kN}$



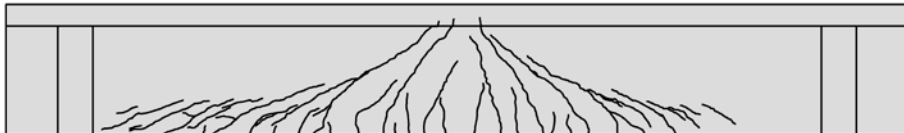
$F=600\text{kN}$



$F=700\text{kN}$



$F=800\text{kN}$



$F_{\max}=908,9\text{kN}$

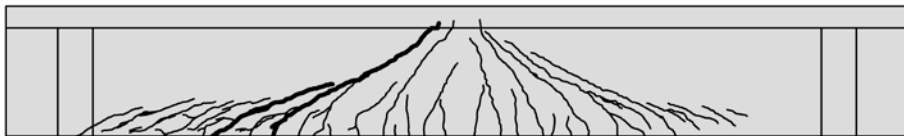


Abbildung B.42: Rissentwicklung

PC089st

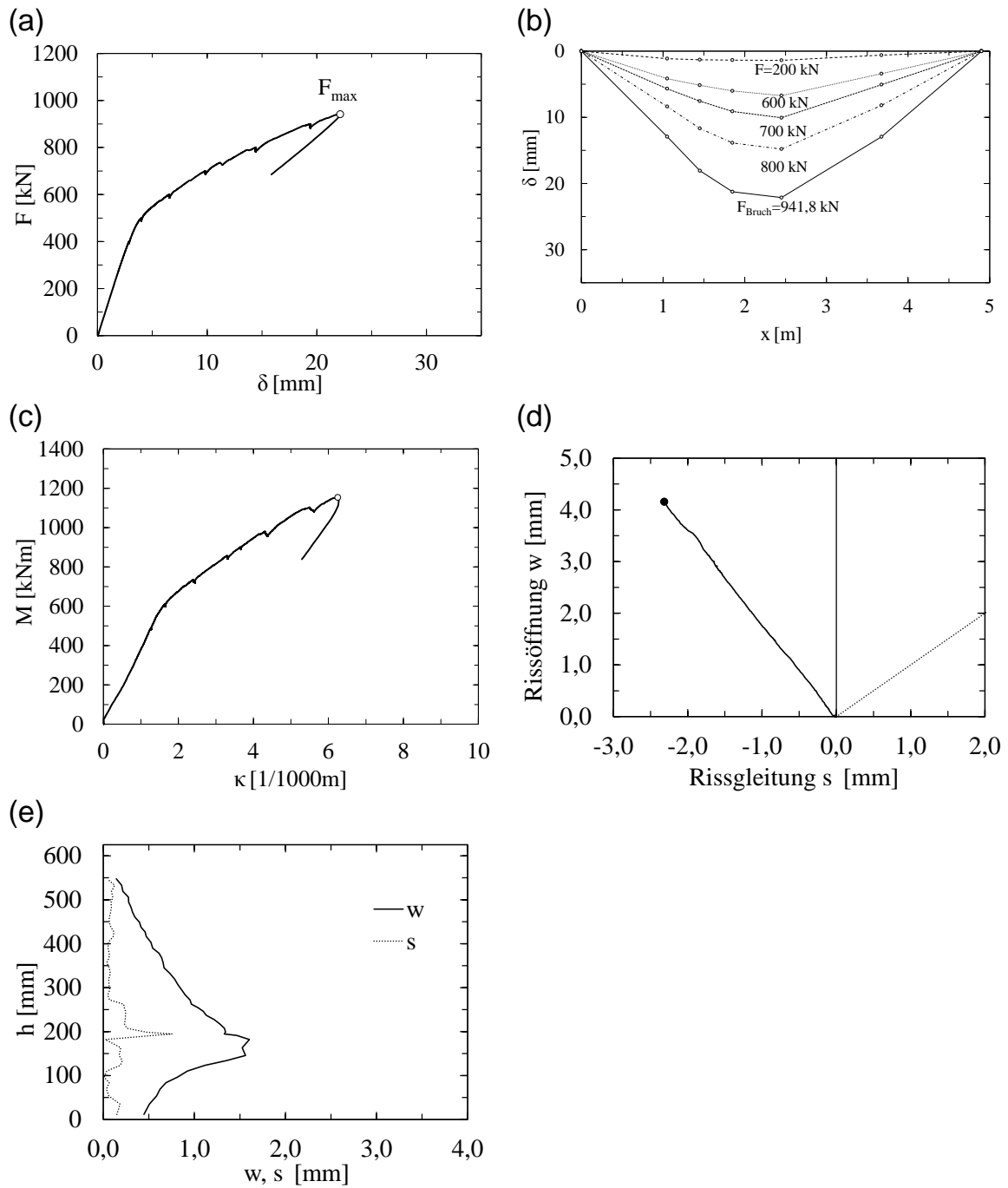
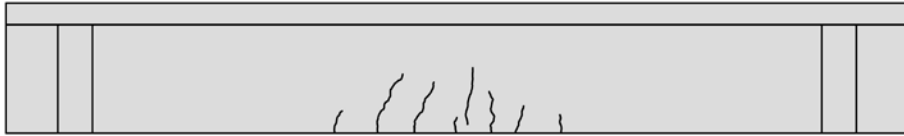
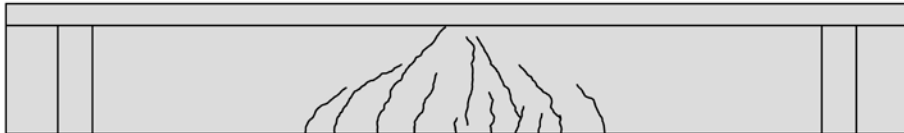


Abbildung B.43: Versuchsergebnisse PC089st: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

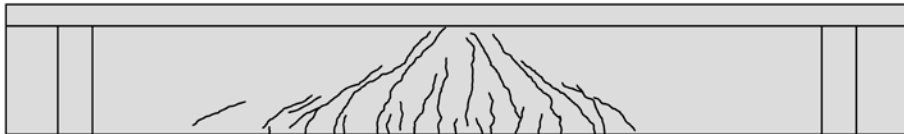
$F=500\text{kN}$



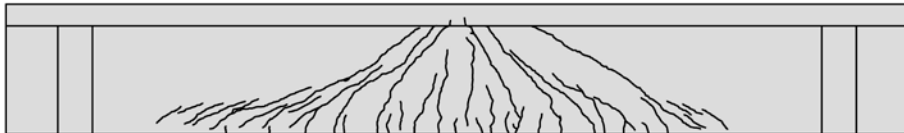
$F=600\text{kN}$



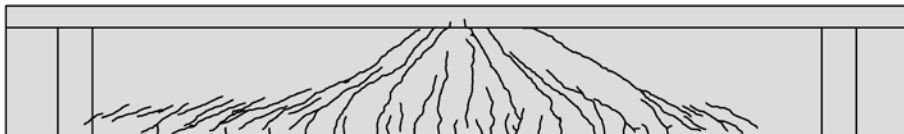
$F=700\text{kN}$



$F=800\text{kN}$



$F=900\text{kN}$



$F_{\max}=950,4\text{kN}$

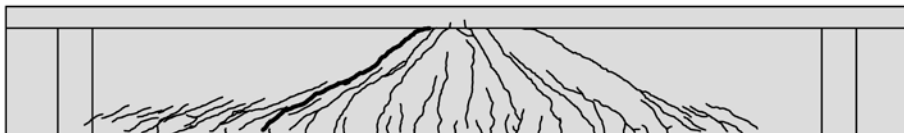


Abbildung B.44: Rissentwicklung

PC056in

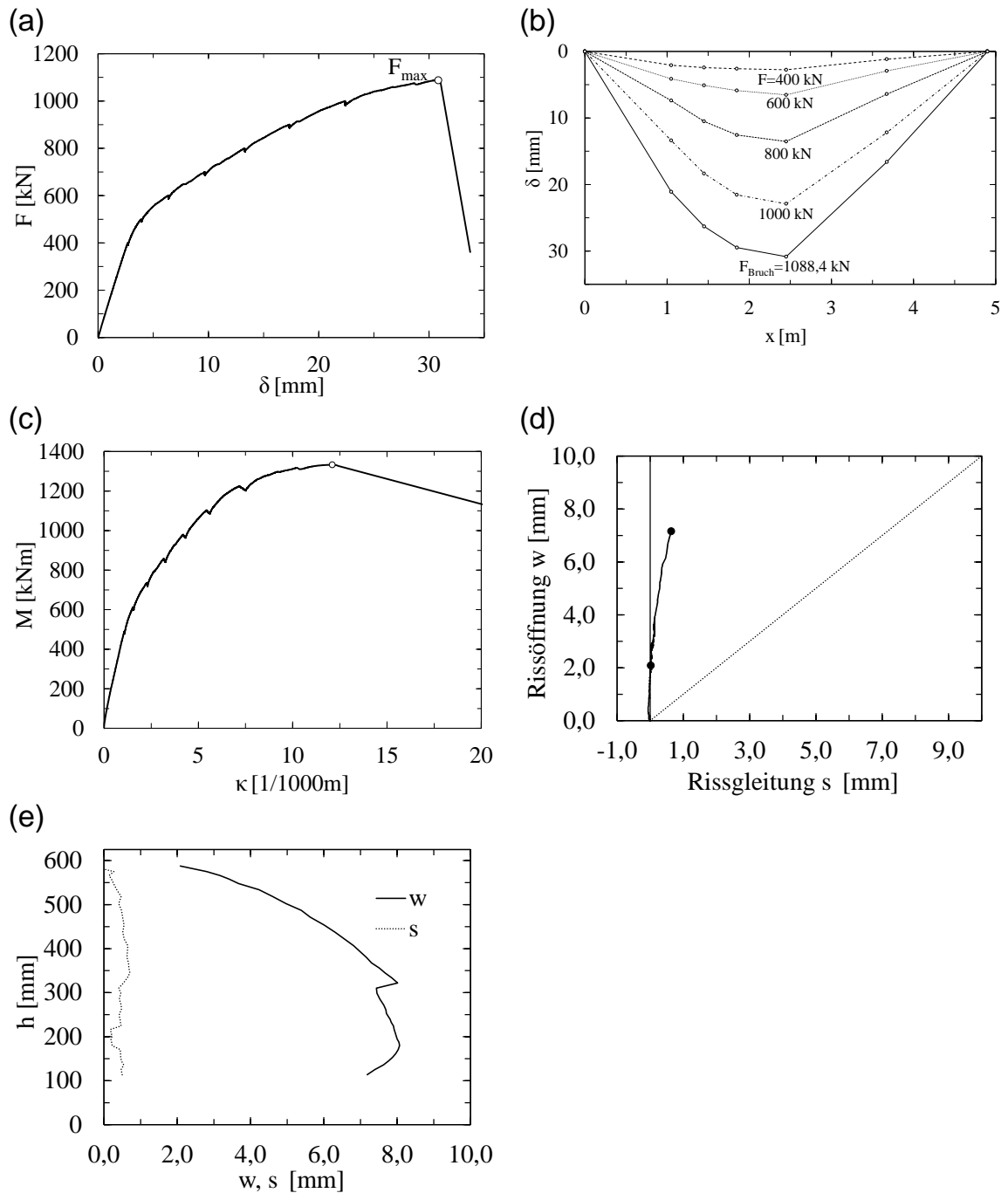


Abbildung B.45: Versuchsergebnisse PC056in: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs – Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

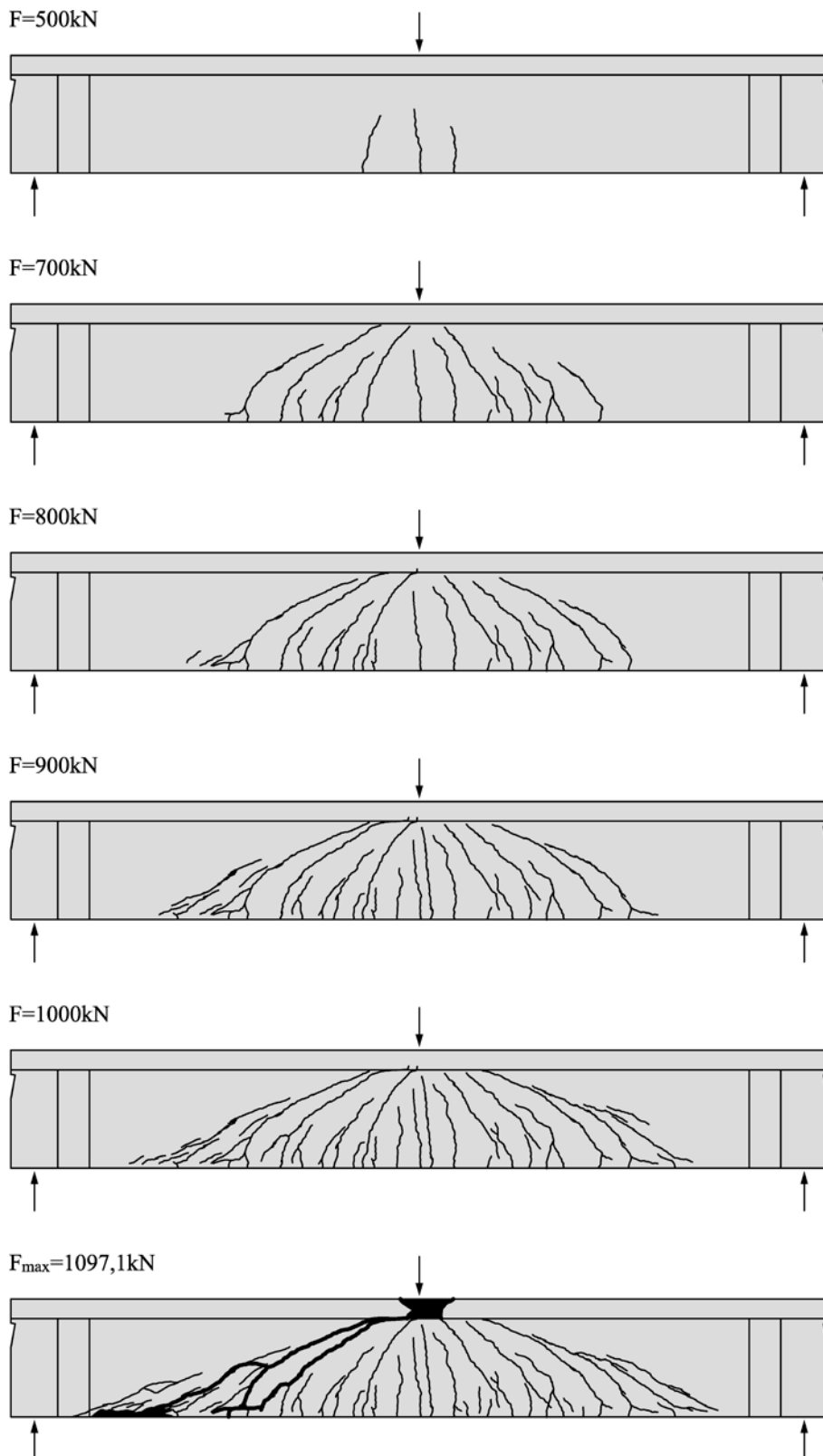


Abbildung B.46: Rissentwicklung

PC089in

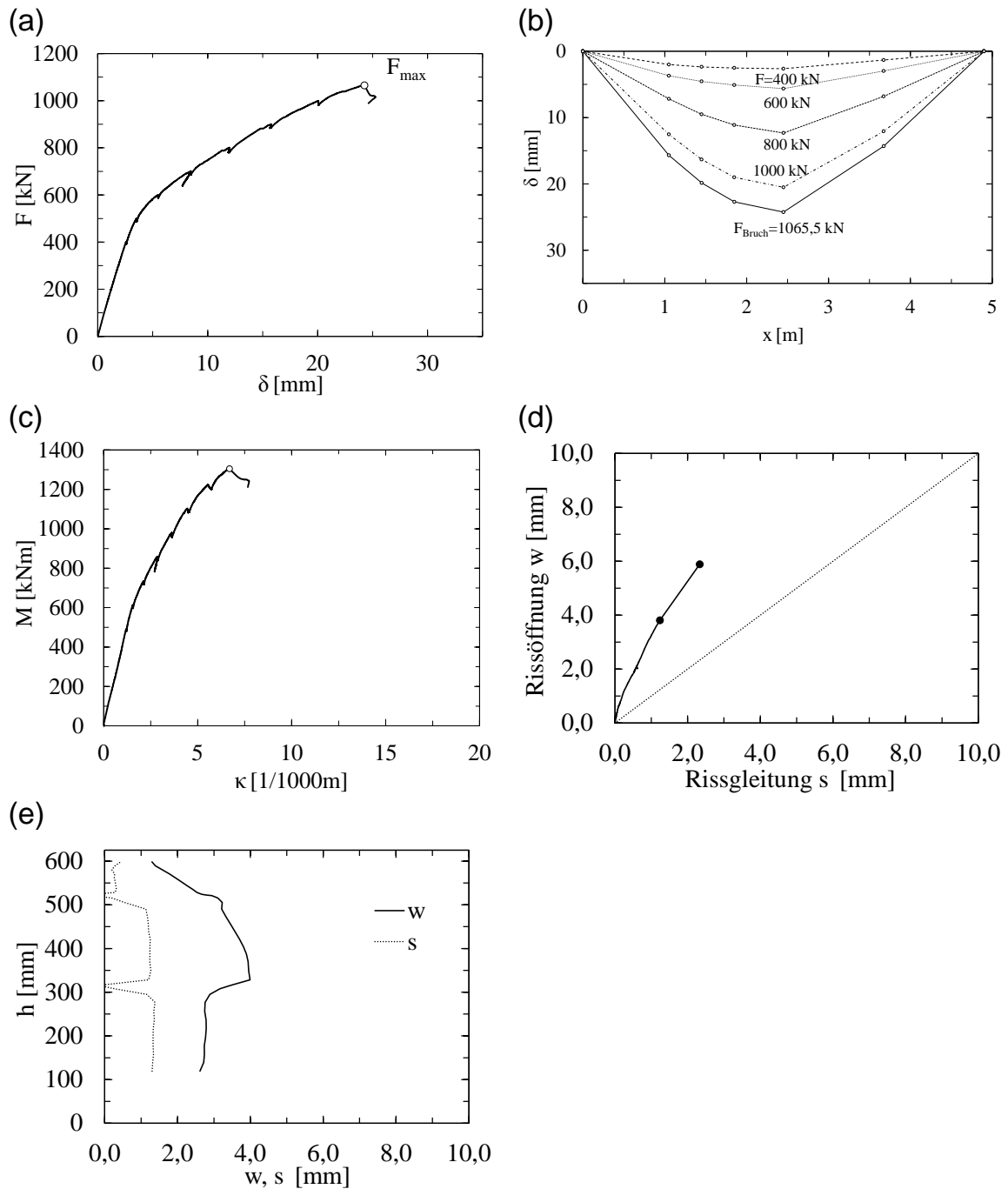


Abbildung B.47: Versuchsergebnisse PC089in: (a) Lastverformungsdiagramm für Feldmitte (b) Durchbiegungsverlauf (c) Momenten-Krümmungsbeziehung (d) Rissöffnungs - Rissgleitungsbeziehung für Stelle mit kleinstem w/s Verhältnis (e) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Höhe h kurz vor Bruch

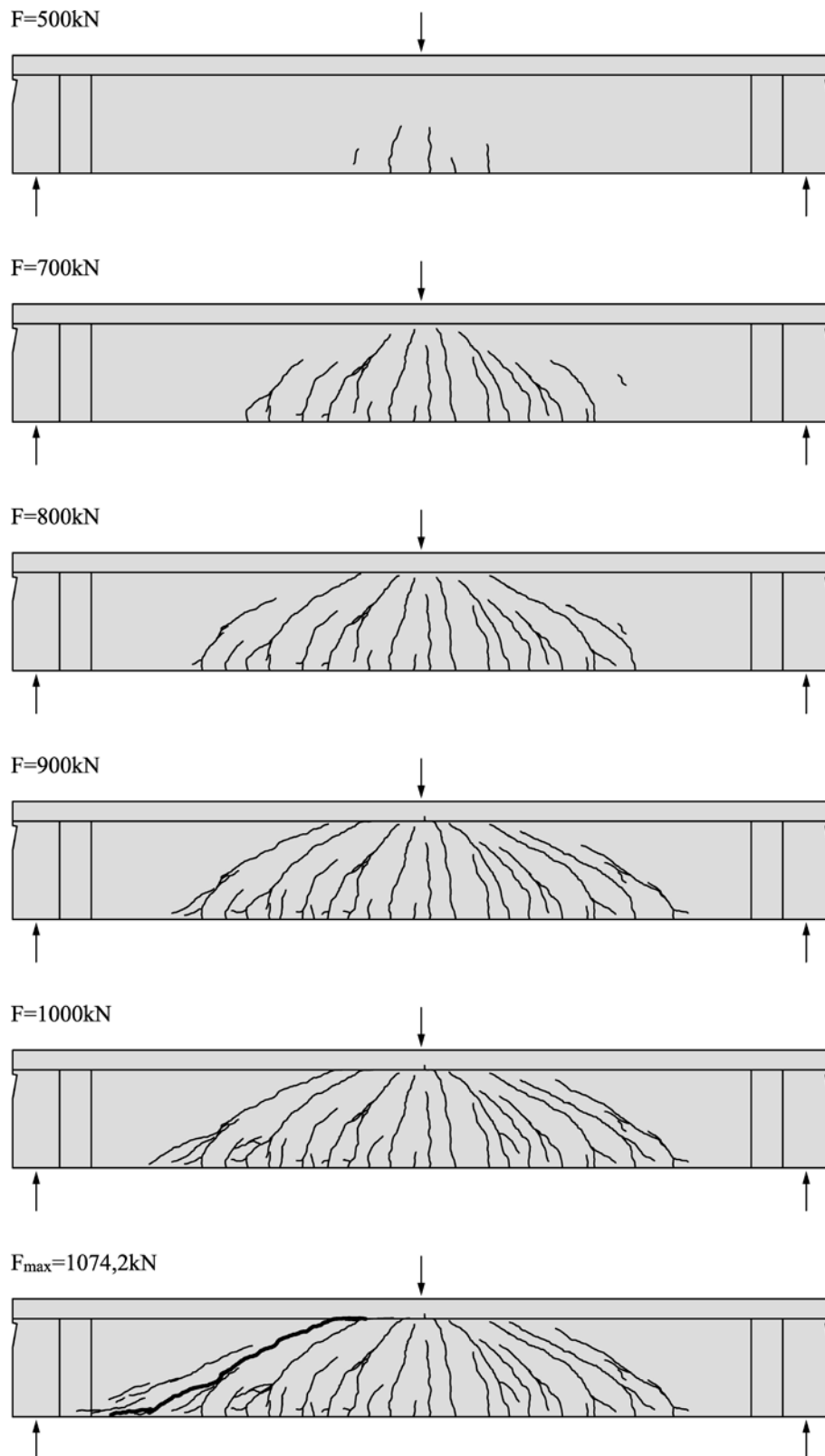


Abbildung B.48: Rissentwicklung

ANHANG C : Grunddaten der Querkraftdatenbanken

Dieser Anhang enthält einen Auszug der wesentlichsten Parameter der gesammelten Schubversuche an Spannbetonträger mit geringer Schubbewehrung. Die gesamte Datenbank ist als Excel-Datei verfügbar. Die Datenbanken enthalten alle gesammelten Querkraftversuche ohne Anwendung der Ausschlusskriterien.

Tabelle C.1: Umrechnungsfaktoren der Druckfestigkeit für verschiedene Prüfkörpergeometrien in Anlehnung an [58]

Prüfkörperabmessung [mm]	Umrechnung in einachsiale Zylinderdruckfestigkeit f_c
Zylinder ($\emptyset/h = 150/300$)	$f_c = f_{c,cyl,150/300}$
Zylinder ($\emptyset/h = 100/300$)	$f_c = 1,05 \cdot f_{c,cyl,100/300}$
Zylinder ($\emptyset/h = 120/360$)	$f_c = 1,05 \cdot f_{c,cyl,120/360}$
Zylinder ($\emptyset/h = 100/200$)	$f_c = 0,97 \cdot f_{c,cyl,100/200}$
Prisma ($a/a/h = 100/100/500$)	$f_c = 1,05 \cdot f_{c,pr,100/100/500}$
Würfel ($a=100$)	$f_c = 0,74 \cdot f_{c,cu,100}$
Würfel ($a=150$)	$f_c = 0,82 \cdot f_{c,cu,150}$
Würfel ($a=200$)	$f_c = 0,86 \cdot f_{c,cu,200}$

Dabei werden folgende Parameter dargestellt:

Nr.	[-]	Fortlaufende Nummerierung
Lit	[-]	Autor (siehe Anhang A)
Bez.	[-]	Bezeichnung der Prüfkörper
h	[mm]	Höhe
b_w	[mm]	Stegbreite
b_{fc}	[mm]	Breite des Druckgurtes
h_{fc}	[mm]	Höhe des Druckgurtes
d	[mm]	Statische Nutzhöhe (bei Spannbeton gewichtet aus Nutzhöhe der Bewehrung und des Spannstahls)
a/d	[-]	Schubslankheit
ρ_l	[%]	Längsbewehrungsgrad Betonstahl
ρ_{lw}	[%]	Längsbewehrungsgrad Betonstahl auf die Stegfläche bezogen
$\rho_{s,c}$	[%]	Druckbewehrungsgrad
f_y	[MPa]	Fließgrenze der Längsbewehrung
P	[kN]	Vorspannkraft zum Zeitpunkt des Versuchs
σ_{cp}	[MPa]	Normalspannung infolge Vorspannung
ρ_p	[%]	Bewehrungsgrad des Spannstahls
ρ_{pw}	[%]	Bewehrungsgrad des Spannstahls bezogen auf die Stegfläche

σ_p/f_{py}	[-]	Vorspanngrad
\varnothing_w	[mm]	Durchmesser der Bügelbewehrung
s_w	[mm]	Bügelabstand
f_{yw}	[MPa]	Fließgrenze der Bügelbewehrung
ρ_w	[%]	Bügelbewehrungsgrad
d_g	[mm]	Größtkorndurchmesser
f_c	[MPa]	Zylinderdruckfestigkeit (siehe Tabelle C.1)
f_{ct}	[MPa]	Zugfestigkeit (gemessen oder berechnet nach Eurocode 2 [36])
V_{exp}	[kN]	Experimentelle Querkraft bei Bruch
M_{max}/M_{Rm}	[kN/m]	Ausnutzungsgrad des Biegetragvermögens im Versuche

Tabelle C.1: Datenbank mit Schubversuchen an Spannbetonträger mit geringer Schubbewehrung

Nr.	Lit.	Bez.	h	b _w	b _{fc}	h _{fc}	d	a/d	ρ _l	ρ _{lw}	ρ _{s,c}
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	-	%	%	%
1	Moayer et al. (1974)	P8	320	150	599	81	276	3,59	0,47	0,96	0,14
2	Moayer et al. (1974)	P9	320	150	599	81	276	5,43	0,47	0,96	0,14
3	Moayer et al. (1974)	P13	320	150	599	81	283	3,50	0,47	0,93	0,14
4	Moayer et al. (1974)	P14	320	150	599	81	283	5,29	0,47	0,93	0,14
5	Moayer et al. (1974)	P18	320	150	599	81	272	3,64	0,23	0,49	0,14
6	Moayer et al. (1974)	P19	320	150	599	81	272	5,51	0,23	0,49	0,14
7	Moayer et al. (1974)	P24	320	150	599	81	283	3,50	0,47	0,93	0,14
8	Moayer et al. (1974)	P25	320	150	599	81	283	5,29	0,47	0,93	0,14
9	Moayer et al. (1974)	P26	320	150	599	81	272	3,64	0,23	0,49	0,14
10	Moayer et al. (1974)	P27	320	150	599	81	272	5,51	0,23	0,49	0,14
11	Moayer et al. (1974)	P28	320	150	599	81	276	3,59	0,47	0,96	0,14
12	Moayer et al. (1974)	P29	320	150	599	81	276	5,43	0,47	0,96	0,14
13	Moayer et al. (1974)	P49	320	150	599	81	279	3,55	0,94	1,89	0,22
14	Moayer et al. (1974)	P50	320	150	599	81	279	3,55	0,94	1,89	0,11
15	Krauss et al. (1973)	D1V	550	140	620	80	492	3,05	0,26	0,45	0,07
16	Krauss et al. (1973)	D1H	550	140	620	80	492	3,05	0,26	0,45	0,05
17	Krauss et al. (1973)	D2V	550	140	620	80	497	3,02	1,58	2,71	0,00
18	Krauss et al. (1973)	D2H	550	140	620	80	497	3,02	1,58	2,71	0,00
19	Krauss et al. (1973)	D5V	550	140	620	80	500	3,00	1,56	2,69	0,00
20	Krauss et al. (1973)	D5H	550	140	620	80	500	3,00	1,56	2,69	0,00
21	Krauss et al. (1973)	D6V	550	140	620	80	500	3,00	1,56	2,69	0,00
22	Krauss et al. (1973)	D6H	550	140	620	80	500	3,00	1,56	2,69	0,00
23	Huber et al. (2013)	2	1250	420	820	290	858	4,08	0,09	0,13	0,00
24	Cederwall et al. (1970)	734-45	262	137	137	0	236	2,54	0,35	0,35	0,00
25	Cederwall et al. (1970)	824-1B	263	132	132	0	237	2,53	0,72	0,72	0,00
26	Cederwall et al. (1970)	824-2B	262	131	131	0	236	2,54	0,73	0,73	0,00
27	Cederwall et al. (1970)	824-1C	260	132	132	0	234	2,56	0,73	0,73	0,00
28	Cederwall et al. (1970)	803-2S	260	130	130	0	234	2,56	0,37	0,37	0,00
29	Cederwall et al. (1970)	803-1S	260	130	130	0	234	2,56	0,37	0,37	0,73
30	Cederwall et al. (1970)	842-6	262	131	131	0	232	2,58	1,49	1,49	0,79
31	Cederwall et al. (1970)	842-7B	260	131	131	0	231	2,59	1,49	1,49	0,79
32	Cederwall et al. (1970)	842-8	262	132	132	0	232	2,58	1,48	1,48	0,79
33	Cederwall et al. (1970)	842-10	261	131	131	0	231	2,59	1,49	1,49	0,84
34	Cederwall et al. (1970)	842-11	260	131	131	0	232	4,30	1,49	1,49	0,79
35	Cederwall et al. (1970)	842-12	260	131	131	0	232	1,72	1,49	1,49	0,79
36	Cederwall et al. (1970)	842-13	259	132	132	0	234	3,41	1,46	1,46	0,06
37	Cederwall et al. (1970)	842-14	262	131	131	0	232	2,58	1,49	1,49	0,06
38	Cederwall et al. (1970)	842-16	259	131	131	0	229	2,62	1,51	1,51	0,06

Nr.	Lit.	Bez.	f_y	P	σ_{cp}	α_p	ρ_p	ρ_{pw}	σ_p/f_{py}	\varnothing_w
-	-	-	MPa	kN	Mpa	°	%	%	-	mm
1	Moayer et al. (1974)	P8	641	498	5,90	0,00	0,35	0,72	0,59	5,6
2	Moayer et al. (1974)	P9	641	498	5,90	0,00	0,35	0,72	0,59	5,6
3	Moayer et al. (1974)	P13	641	169	2,00	0,00	0,18	0,35	0,61	5,6
4	Moayer et al. (1974)	P14	641	169	2,00	0,00	0,18	0,35	0,61	5,6
5	Moayer et al. (1974)	P18	641	498	5,90	0,00	0,35	0,73	0,59	5,6
6	Moayer et al. (1974)	P19	641	498	5,90	0,00	0,35	0,73	0,59	5,6
7	Moayer et al. (1974)	P24	641	169	2,00	0,00	0,18	0,35	0,61	6,4
8	Moayer et al. (1974)	P25	641	169	2,00	0,00	0,18	0,35	0,61	6,4
9	Moayer et al. (1974)	P26	641	498	5,90	0,00	0,35	0,73	0,59	6,4
10	Moayer et al. (1974)	P27	641	498	5,90	0,00	0,35	0,73	0,59	6,4
11	Moayer et al. (1974)	P28	641	498	5,90	0,00	0,35	0,72	0,59	6,4
12	Moayer et al. (1974)	P29	641	498	5,90	0,00	0,35	0,72	0,59	6,4
13	Moayer et al. (1974)	P49	641	329	3,90	0,00	0,35	0,71	0,39	6,4
14	Moayer et al. (1974)	P50	641	329	3,90	0,00	0,35	0,71	0,39	7,9
15	Krauss et al. (1973)	D1V	516	738	5,33	6,84	0,68	1,16	0,56	6,0
16	Krauss et al. (1973)	D1H	516	738	5,33	13,50	0,68	1,16	0,56	6,0
17	Krauss et al. (1973)	D2V	511	567	4,09	13,50	0,50	0,86	0,58	6,0
18	Krauss et al. (1973)	D2H	511	567	4,09	6,84	0,50	0,86	0,58	6,0
19	Krauss et al. (1973)	D5V	511	371	2,68	13,50	0,33	0,57	0,57	6,0
20	Krauss et al. (1973)	D5H	511	371	2,68	6,84	0,33	0,57	0,57	6,0
21	Krauss et al. (1973)	D6V	511	374	2,70	6,84	0,33	0,57	0,57	6,0
22	Krauss et al. (1973)	D6H	511	374	2,70	0,00	0,33	0,57	0,57	6,0
23	Huber et al. (2013)	2	435	4.223	6,47	0,00	1,18	1,60	0,51	12,0
24	Cederwall et al. (1970)	734-45	687	113	3,14	0,00	0,70	0,70	0,57	6,0
25	Cederwall et al. (1970)	824-1B	687	69	1,98	0,00	0,72	0,72	0,34	6,0
26	Cederwall et al. (1970)	824-2B	687	125	3,63	0,00	0,73	0,73	0,62	6,0
27	Cederwall et al. (1970)	824-1C	687	83	2,43	0,00	0,73	0,73	0,42	6,0
28	Cederwall et al. (1970)	803-2S	883	103	3,05	0,00	0,74	0,74	0,52	6,0
29	Cederwall et al. (1970)	803-1S	883	92	2,73	0,00	0,74	0,74	0,46	6,0
30	Cederwall et al. (1970)	842-6	687	120	3,49	0,00	0,74	0,74	0,60	6,0
31	Cederwall et al. (1970)	842-7B	687	126	3,69	0,00	0,75	0,75	0,63	6,0
32	Cederwall et al. (1970)	842-8	687	134	3,89	0,00	0,74	0,74	0,67	6,0
33	Cederwall et al. (1970)	842-10	687	118	3,44	0,00	0,75	0,75	0,59	6,0
34	Cederwall et al. (1970)	842-11	687	118	3,46	0,00	0,74	0,74	0,59	6,0
35	Cederwall et al. (1970)	842-12	687	107	3,14	0,00	0,74	0,74	0,54	6,0
36	Cederwall et al. (1970)	842-13	687	107	3,13	0,00	0,73	0,73	0,54	6,0
37	Cederwall et al. (1970)	842-14	687	41	1,20	0,00	0,74	0,74	0,21	6,0
38	Cederwall et al. (1970)	842-16	687	71	2,08	0,00	0,75	0,75	0,35	6,0

Nr.	Lit.	Bez.	s _w	ρ _w	f _{yw}	d _g	f _c	f _{ct}	V _{exp}	M _{max} / M _{Rm}
-	-	-	mm	%	MPa	mm	MPa	MPa	kN	-
1	Moayer et al. (1974)	P8	152	0,21	310	0	42,7	3,19	178,7	0,84
2	Moayer et al. (1974)	P9	229	0,14	310	0	40,4	3,05	120,4	0,87
3	Moayer et al. (1974)	P13	152	0,21	310	0	39,4	2,98	140,5	0,96
4	Moayer et al. (1974)	P14	229	0,14	310	0	44,1	3,28	96,9	1,01
5	Moayer et al. (1974)	P18	152	0,21	310	0	44,5	3,30	160,5	0,90
6	Moayer et al. (1974)	P19	229	0,14	310	0	45,4	3,35	109,3	0,93
7	Moayer et al. (1974)	P24	102	0,42	255	0	43,4	3,24	148,0	1,01
8	Moayer et al. (1974)	P25	152	0,28	255	0	44,0	3,27	104,4	1,09
9	Moayer et al. (1974)	P26	102	0,42	255	0	47,3	3,47	170,3	0,95
10	Moayer et al. (1974)	P27	152	0,28	255	0	45,4	3,35	115,1	0,98
11	Moayer et al. (1974)	P28	102	0,42	255	0	44,9	3,32	194,3	0,91
12	Moayer et al. (1974)	P29	152	0,28	255	0	46,6	3,42	135,1	0,96
13	Moayer et al. (1974)	P49	102	0,42	255	0	37,8	2,88	190,3	0,69
14	Moayer et al. (1974)	P50	102	0,65	283	0	41,2	3,10	230,3	0,83
15	Krauss et al. (1973)	D1V	250	0,16	517	0	43,2	3,22	386,0	0,85
16	Krauss et al. (1973)	D1H	250	0,16	517	0	43,2	3,22	431,0	0,95
17	Krauss et al. (1973)	D2V	250	0,16	517	0	41,1	3,09	546,0	0,92
18	Krauss et al. (1973)	D2H	250	0,16	517	0	41,1	3,09	426,0	0,72
19	Krauss et al. (1973)	D5V	250	0,16	517	0	48,7	3,55	426,0	0,84
20	Krauss et al. (1973)	D5H	250	0,16	517	0	48,7	3,55	356,0	0,70
21	Krauss et al. (1973)	D6V	250	0,16	517	0	36,5	2,80	351,0	0,70
22	Krauss et al. (1973)	D6H	250	0,16	517	0	36,5	2,80	281,0	0,56
23	Huber et al. (2013)	2	250	0,22	435	16	60,0	4,13	1846,7	1,00
24	Cederwall et al. (1970)	734-45	200	0,21	495	0	26,6	2,11	91,2	1,00
25	Cederwall et al. (1970)	824-1B	200	0,21	495	0	42,7	3,19	117,1	0,97
26	Cederwall et al. (1970)	824-2B	200	0,22	520	0	26,4	2,09	117,3	1,08
27	Cederwall et al. (1970)	824-1C	100	0,43	488	0	16,1	1,21	89,2	1,01
28	Cederwall et al. (1970)	803-2S	200	0,22	235	0	29,4	2,31	69,5	0,72
29	Cederwall et al. (1970)	803-1S	200	0,22	235	0	25,2	2,00	85,8	0,92
30	Cederwall et al. (1970)	842-6	200	0,22	530	0	47,3	3,47	131,8	0,82
31	Cederwall et al. (1970)	842-7B	200	0,22	530	0	36,6	2,81	130,4	0,87
32	Cederwall et al. (1970)	842-8	150	0,29	530	0	57,7	4,05	161,3	0,96
33	Cederwall et al. (1970)	842-10	200	0,22	353	0	52,0	3,74	108,3	0,66
34	Cederwall et al. (1970)	842-11	200	0,22	353	0	51,8	3,73	91,8	0,93
35	Cederwall et al. (1970)	842-12	200	0,22	353	0	54,9	3,90	192,3	0,77
36	Cederwall et al. (1970)	842-13	200	0,21	353	0	54,9	3,90	122,8	0,97
37	Cederwall et al. (1970)	842-14	200	0,22	530	0	41,9	3,14	109,8	0,70
38	Cederwall et al. (1970)	842-16	200	0,22	530	0	52,9	3,79	158,3	0,97

Nr.	Lit.	Bez.	h	b _w	b _{fc}	h _{fc}	d	a/d	ρ _l	ρ _{lw}	ρ _{s,c}
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	-	%	%	%
39	Huber et. al (2015)	PC056ST	750	225	750	125	649	3,78	0,38	0,55	0,06
40	Huber et. al (2015)	PC089ST	750	225	750	125	649	3,78	0,38	0,55	0,06
41	Huber et. al (2015)	PC056IN	750	225	750	125	649	3,78	0,38	0,55	0,06
42	Huber et. al (2015)	PC089IN	750	225	750	125	649	3,78	0,38	0,55	0,06
43	De Silva et.al (2006)	IPRC-1	500	150	400	100	388	3,48	2,45	3,38	0,06
44	De Silva et.al (2006)	IPRC-2	500	150	400	100	388	3,48	2,45	3,38	0,06
45	De Silva et.al (2006)	IPRC-3	500	150	400	100	388	3,48	2,45	3,38	0,22
46	De Silva et.al (2006)	IPRC-4	500	150	400	100	411	3,29	4,02	5,83	0,22
47	Leonhardt et al. (1973)	TG1	900	300	1050	175	826	3,94	0,03	0,04	0,23
48	Caflich et al. (1970)	B4	550	140	620	80	491	3,05	1,16	1,81	0,22
49	Caflich et al. (1970)	B5	550	100	580	150	486	3,09	0,90	2,56	0,34
50	Caflich et al. (1970)	B6	550	100	580	150	486	3,09	1,03	2,56	0,34
51	Caflich et al. (1970)	C3	550	100	580	80	492	3,05	0,91	2,52	0,34
52	Caflich et al. (1970)	C4	550	100	300	120	490	3,06	1,24	2,53	0,34
53	Hanson et al. (1964)	F-4	457	76	229	76	401	3,16	0,00	0,00	0,34
54	Hanson et al. (1964)	F-8	457	76	229	76	401	3,80	0,00	0,00	0,34
55	Hanson et al. (1964)	F-9	457	76	229	76	401	5,06	0,00	0,00	0,34
56	Hanson et al. (1964)	F-11	457	76	229	76	401	3,80	0,00	0,00	0,34
57	Hanson et al. (1964)	F-12	457	76	229	76	401	5,06	0,00	0,00	0,34
58	Hanson et al. (1964)	F-13	457	76	229	76	401	4,43	0,00	0,00	0,34
59	Hanson et al. (1964)	F-14	457	76	229	76	401	5,70	0,00	0,00	0,34
60	Hanson et al. (1964)	F-15	457	76	229	76	401	6,33	0,00	0,00	0,34
61	Hanson et al. (1964)	F-16	457	76	229	76	401	6,33	0,00	0,00	0,16
62	Hanson et al. (1964)	F-19	457	76	229	76	401	2,53	0,00	0,00	0,16

Nr.	Lit.	Bez.	f_y	P	σ_{cp}	α_p	ρ_p	ρ_{pw}	σ_p/f_{py}	\varnothing_w
-	-	-	MPa	kN	Mpa	°	%	%	-	mm
39	Huber et. al (2015)	PC056ST	600	904	3,86	0,00	0,53	0,77	0,50	4,0
40	Huber et. al (2015)	PC089ST	600	902	3,85	0,00	0,53	0,77	0,50	4,0
41	Huber et. al (2015)	PC056IN	600	896	3,83	10,00	0,26	0,38	0,50	4,0
42	Huber et. al (2015)	PC089IN	600	889	3,79	10,00	0,26	0,38	0,50	4,0
43	De Silva et.al (2006)	IIRC-1	720	375	3,00	0,00	0,66	0,91	0,59	6,0
44	De Silva et.al (2006)	IIRC-2	720	375	3,00	0,00	0,66	0,91	0,59	6,0
45	De Silva et.al (2006)	IIRC-3	720	375	3,00	0,00	0,66	0,91	0,59	6,0
46	De Silva et.al (2006)	IIRC-4	735	375	3,00	0,00	0,59	0,86	0,59	6,0
47	Leonhardt et al. (1973)	TG1	451	1.835	4,57	8,02	0,74	1,13	0,55	8,0
48	Caflich et al. (1970)	B4	337	295	2,55	0,00	0,27	0,42	0,69	7,0
49	Caflich et al. (1970)	B5	337	295	2,05	0,00	0,21	0,59	0,69	6,0
50	Caflich et al. (1970)	B6	337	300	2,36	0,00	0,24	0,59	0,70	6,0
51	Caflich et al. (1970)	C3	506	434	2,80	0,00	0,29	0,81	0,72	6,0
52	Caflich et al. (1970)	C4	529	447	3,75	0,00	0,40	0,82	0,75	6,0
53	Hanson et al. (1964)	F-4	0	421	6,39	0,00	0,70	1,21	0,57	6,4
54	Hanson et al. (1964)	F-8	0	407	6,19	0,00	0,70	1,21	0,55	4,8
55	Hanson et al. (1964)	F-9	0	399	6,06	0,00	0,70	1,21	0,54	4,8
56	Hanson et al. (1964)	F-11	0	389	5,91	0,00	0,70	1,21	0,53	4,8
57	Hanson et al. (1964)	F-12	0	394	5,99	0,00	0,70	1,21	0,53	4,8
58	Hanson et al. (1964)	F-13	0	370	5,62	0,00	0,70	1,21	0,50	4,8
59	Hanson et al. (1964)	F-14	0	407	6,19	0,00	0,70	1,21	0,55	4,8
60	Hanson et al. (1964)	F-15	0	350	5,32	0,00	0,70	1,21	0,48	4,8
61	Hanson et al. (1964)	F-16	0	397	6,03	0,00	0,70	1,21	0,54	4,8
62	Hanson et al. (1964)	F-19	0	399	6,07	0,00	0,70	1,21	0,54	6,4

Nr.	Lit.	Bez.	s_w	ρ_w	f_{yw}	d_g	f_c	f_{ct}	V_{exp}	M_{max}/M_{Rm}
-	-	-	mm	%	MPa	mm	MPa	MPa	kN	-
39	Huber et. al (2015)	PC056ST	200	0,06	653	16	50,6	3,64	461,0	0,81
40	Huber et. al (2015)	PC089ST	125	0,09	653	16	51,5	3,73	481,8	0,85
41	Huber et. al (2015)	PC056IN	200	0,06	653	16	49,4	3,59	555,1	0,98
42	Huber et. al (2015)	PC089IN	125	0,09	653	16	50,5	3,38	543,6	0,97
43	De Silva et.al (2006)	IPRC-1	125	0,30	438	20	41,8	3,14	354,7	0,73
44	De Silva et.al (2006)	IPRC-2	225	0,17	438	20	49,3	3,58	323,3	0,64
45	De Silva et.al (2006)	IPRC-3	125	0,30	353	20	45,0	3,33	312,6	0,63
46	De Silva et.al (2006)	IPRC-4	125	0,30	438	20	43,2	3,22	373,8	0,55
47	Leonhardt et al. (1973)	TG1	300	0,11	445	15	31,1	2,12	904,6	1,15
48	Caflich et al. (1970)	B4	200	0,27	486	18	27,0	2,10	266,6	1,03
49	Caflich et al. (1970)	B5	200	0,28	494	18	33,4	2,49	265,4	1,04
50	Caflich et al. (1970)	B6	200	0,28	494	18	24,5	2,03	236,2	0,94
51	Caflich et al. (1970)	C3	200	0,28	486	18	35,1	2,03	331,1	0,88
52	Caflich et al. (1970)	C4	200	0,28	486	18	40,5	2,34	303,0	0,84
53	Hanson et al. (1964)	F-4	212	0,20	410	19,1	43,7	4,00	170,5	0,96
54	Hanson et al. (1964)	F-8	152	0,15	252	19,1	47,4	4,14	121,7	0,82
55	Hanson et al. (1964)	F-9	85	0,28	252	19,1	45,9	4,14	114,1	1,03
56	Hanson et al. (1964)	F-11	127	0,18	252	19,1	41,6	4,00	117,9	0,80
57	Hanson et al. (1964)	F-12	203	0,12	252	19,1	44,8	3,93	103,7	0,94
58	Hanson et al. (1964)	F-13	145	0,16	252	19,1	44,5	3,72	109,9	0,87
59	Hanson et al. (1964)	F-14	229	0,10	252	19,1	46,6	4,00	99,9	1,01
60	Hanson et al. (1964)	F-15	254	0,09	252	19,1	39,9	3,31	76,3	0,88
61	Hanson et al. (1964)	F-16	186	0,13	252	19,1	46,2	4,21	85,8	1,00
62	Hanson et al. (1964)	F-19	159	0,26	410	19,1	51,1	3,93	179,0	0,80