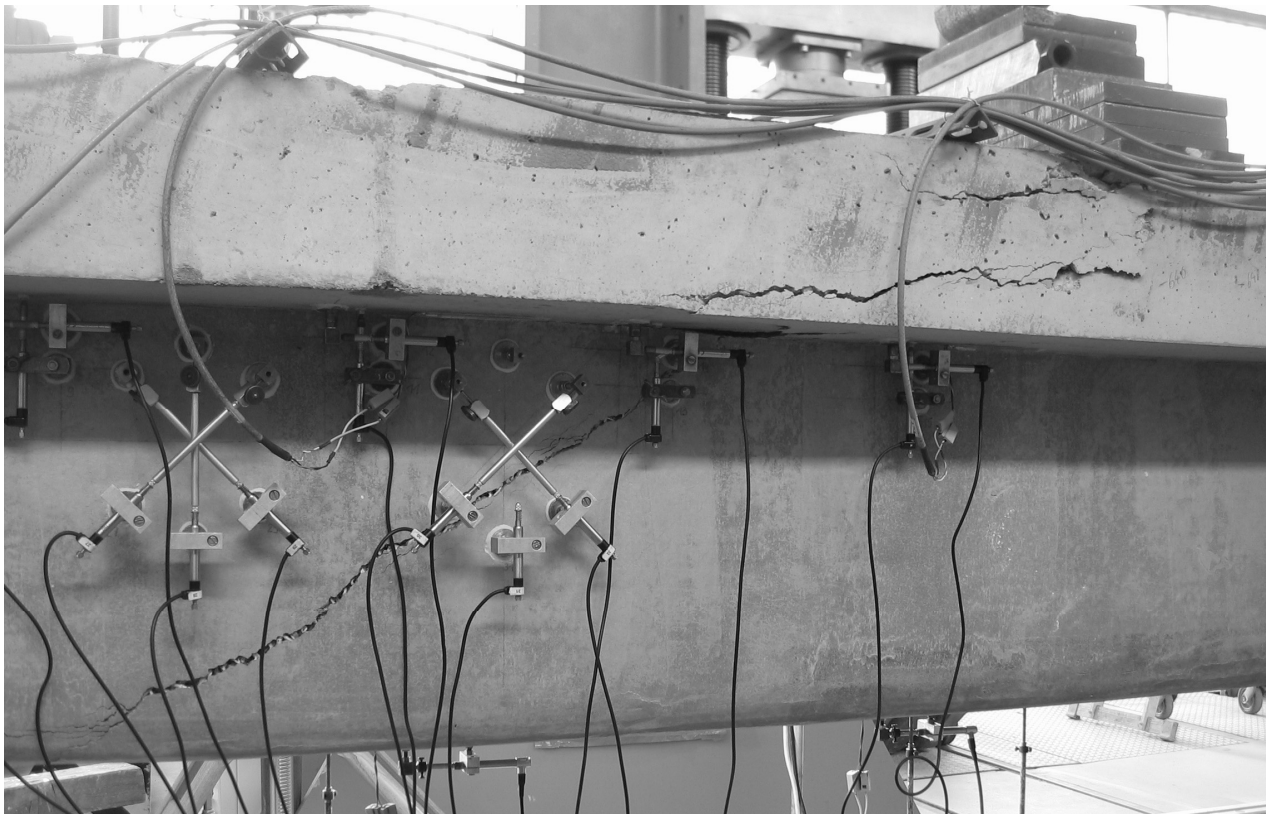
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Anett Brückner

QUERKRAFTVERSTÄRKUNG VON BAUTEILEN MIT TEXTILBEWEHRTEM BETON



Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton

von der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Anett Brückner

Gutachter:
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E. h. Konrad Zilch

Tag der Verteidigung: 16.12.2011

Danksagung

Während der Laufzeit des DFG geförderten Sonderforschungsbereiches 528 hatte ich als wissenschaftliche Mitarbeiterin des Instituts für Massivbau die Möglichkeit, mich intensiv mit dem Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen und deren Verstärkung auseinander zu setzen. Schwierigkeiten bereitete dabei das komplexe Zusammenspiel verschiedener Tragmechanismen, die in den experimentellen Untersuchungen zu immer neuen Versagensarten und erheblichen Streuungen in den geprüften Tragfähigkeiten führten. Die Interpretation der Messergebnisse gab oftmals Rätsel auf, die in zahlreichen wissenschaftlichen Diskussionen mit den Mitarbeiten des Instituts weitgehend geklärt werden konnten.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach für die Chance einer solchen Arbeit. Durch kritische Fragen und Hinweise zu Modellvorstellungen und Schlussfolgerungen gab er mir oft neue Denkanstöße, die zur Lösung der gestellten Aufgabe beitrugen. Außerdem danke ich Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für sein Interesse an meiner Arbeit und die freundliche Übernahme der zweiten Begutachtung.

Meinen Kollegen Dr.-Ing. Silke Scheerer, Dr.-Ing. Regine Ortlepp und Dipl.-Ing. Gregor Schacht verdanke ich hilfreiche Hinweise zur Rohfassung meiner Arbeit. Aus der „Sichtweise“ eines Außenstehenden bemerkten sie fehlende Angaben oder auch zu knapp formulierte Gedankengänge, die mir selbst nicht mehr aufgefallen sind. Ihre Anregungen haben wesentlich zum besseren Verständnis der Arbeit beigetragen.

Nicht zu vergessen ist auch Frau Petra Kahle, die mir nach Vorschrift des Dudens bei der Suche nach Buchstaben, Kommas und Wörtern behilflich war. Bei der Aufbreitung und Formatierung der unzähligen Diagramme sowie bei der Beschaffung und Archivierung der Literaturquellen wurde ich tatkräftig von meiner Studentin Sabine Wellner unterstützt.

Für die Durchführung und messtechnische Begleitung der experimentellen Untersuchungen möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Otto-Mohr-Laboratoriums herzlich bedanken. Sie haben mich in Fragen der Versuch- und Messstellenplanung immer gern beraten. Mit ihrer gewissenhafte Instrumentierung und Prüfung der Probekörper haben sie die Datenbasis für die wissenschaftliche Auswertung dieser Arbeit geschaffen.

Allen anderen, die an die Vollendung dieser Arbeit geglaubt haben, danke ich für ihren Zuspruch in Zeiten, in denen es mehr Probleme als greifbare Lösungen gab.

Zuletzt möchte ich noch meiner Familie für ihr Verständnis und die Freiräume danken, die vor allem im letzten Jahr der Bearbeitung notwendig waren und nicht selten zu der Bitte führten: „Komm nicht so spät nach Hause!“

Dresden, Oktober 2011 Anett Brückner

Inhaltsverzeichnis

1 Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit 9
1.1 Allgemeines 9
1.2 Problemstellung 10
1.3 Zielsetzung der Arbeit und verwendete Methoden 13
2 Verfahren der Querkraftverstärkung 15
2.1 Verstärkung durch Zulagebewehrung in Spritzbeton 16
2.1.1 Stahlbügelbewehrung 16
2.1.2 Bewehrungen aus Endlosfasern 18
2.1.3 Kurzfasern 25
2.2 Verstärkung mit geklebten Bewehrungen 27
2.2.1 Stahllaschen 28
2.2.2 Faserverbundkunststoffe 30
2.3 Verstärken mit eingeschlitzter Bewehrung 35
2.4 Zusammenfassung 39
3 Tragverhalten verstärkter Querschnitte 40
3.1 Beanspruchung durch den Verbund der Teilquerschnitte 41
3.2 Beanspruchung durch den Verbund der textilen Bewehrung 45
4 Modelle zur Bemessung querkraftverstärkter Bauteile 47
4.1 Allgemeines 47
4.2 Tragfähigkeit der Stegbewehrungen 48
4.2.1 45°-Fachwerkmodell mit Betontraganteil (Standardmethode) 48
4.2.2 Fachwerkmodell mit geneigtem Druckgurt (erweiterte Fachwerkanalogie) 48
4.2.3 Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung 49
4.2.3.1 Plastizitätstheorie 50
4.2.3.2 Druckfeldtheorie 51
4.2.4 Fachwerkmodell mit Rissreibung 53
4.3 Tragfähigkeit der Verbundfuge 54
4.4 Bemessung durch Rissbreitenbegrenzung 56
4.5 Schlussfolgerungen 57
5 Experimentelle Untersuchungen 58
5.1 Allgemeines 58
5.2 Wahl der Querschnittsgeometrie 58
5.3 Vorbemessung der Probekörper 60

5.3.1 Tragfähigkeit im unverstärkten Zustand ... 60
5.3.2 Tragfähigkeit im verstärkten Zustand ... 63
5.4 Verwendete Baustoffe ... 65
5.4.1 Beton ... 65
5.4.2 Bewehrungsstahl ... 68
5.4.3 Feinbeton ... 69
5.4.4 Textile Bewehrung ... 71
5.4.5 Textilbewehrter Beton ... 72
5.5 Verankerungslängen der textilen Bewehrung ... 74
5.6 Herstellung und Lagerung der Probekörper ... 78
5.7 Versuchsaufbau und Messeinrichtung ... 79
5.8 Ergebnisse ... 82
5.8.1 Tragmechanismen im Bruchzustand ... 82
5.8.2 Photogrammetrische Messungen ... 91
5.8.2.1 Mittlere Rissbreiten ... 93
5.8.2.2 Berechnung des Hauptdehnungszustandes ... 98
5.8.2.3 Neigungswinkel der Hauptstauchung ... 103
5.8.2.4 Dehnungszustand der Betondruckstreben ... 108
5.8.2.5 Verhältnis von Textil- zu Stahldehnung ... 111
5.8.2.6 Diskussion der Ergebnisse ... 114
5.8.3 Verankerung der Verstärkung ... 115
5.8.3.1 Gemessene Verschiebungen in der Verbundfuge ... 118
5.8.3.2 Verankerung durch konstruktive Maßnahmen ... 126
5.8.3.3 Diskussion der Ergebnisse ... 129
5.9 Schlussfolgerungen ... 130
6 Ableitung von Berechnungsansätzen ... 133
6.1 Querkrafttragfähigkeit bewehrter Bauteile ... 133
6.1.1 Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung ... 133
6.1.2 Fachwerkmodell der textilen Bewehrung ... 137
6.1.3 Betondruckbogen ... 141
6.1.4 Anwendung der Modelle auf eigene Versuche ... 145
6.1.4.1 Querkrafttragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung ... 146
6.1.4.2 Querkrafttragfähigkeit der textilen Bewehrung ... 149
6.1.4.3 Querkrafttragfähigkeit des Betondruckbogens ... 151

6.1.5 Schlussfolgerungen ... 156
6.2 Tragfähigkeit der Verbundfuge ... 157
6.2.1 Beanspruchungen infolge Schubverbund der Teilquerschnitte ... 157
6.2.2 Beanspruchungen infolge Verankerung der Verstärkung ... 161
6.2.3 Schlussfolgerungen ... 163
7 Zusammenfassung und Ausblick ... 165
7.1 Zusammenfassung ... 165
7.2 Ausblick ... 167
8 Literaturverzeichnis ... 169
A Übersicht der Versuche ... 186
A.1 Lagerung der Probekörper ... 187
A.2 Bewehrungsplan der Balken BQ-12 ... 188
A.3 Bewehrungsplan der Plattenbalken PB-G ... 189
A.4 Bewehrungsplan der Plattenbalken PB-S ... 190
A.5 Messstellenplan der Probekörper ... 191
A.6 Lageplan Photogrammetriemessfeld ... 192
B Übersicht der Materialeigenschaften ... 193
B.1 Spannungs-Dehnungs-Linien der Stahlprüfung ... 193
B.2 Spannungs-Dehnungs-Linien der Dehnkörper (Laborherstellung) ... 195
B.3 Spannungs-Dehnungs-Linien der Dehnkörper (Praxisherstellung) ... 196
C Rechnerische Rissbreiten ... 197
D Neigungswinkel der Hauptstauchung ... 198
D.1 Mittlere Neigung im gesamten Messfeld ... 198
D.2 Mittlere Neigung der Druckstreben ... 199
E Hauptdehnung innerhalb der Druckstreben ... 213
F Verhältnis von Textil- zu Stahldehnung ... 226
G Verschiebungen in der Verbundfuge ... 227
G.1 Balken 2-BQ-12/0(1) ... 227
G.2 Balken 2-BQ-12/0(2) ... 227
G.3 Balken 2-BQ-12/2(1) ... 228
G.4 Balken 2-BQ-12/2(2) ... 231
G.5 Balken 2-BQ-12/3(1) ... 234
G.6 Balken 2-BQ-12/3(2) ... 237
G.7 Plattenbalken 2-PB-G_0(1) ... 240

G.8 Plattenbalken 2-PB-G_0(2) ... 240
G.9 Plattenbalken 2-PB-G_2(1) ... 241
G.10 Plattenbalken 2-PB-G/2(2) ... 244
G.11 Plattenbalken 2-PB-G/3(1) ... 247
G.12 Plattenbalken 2-PB-G/3(2) ... 250
G.13 Plattenbalken 2-PB-G/4(1) ... 253
G.14 Plattenbalken 2-PB-G/4(2) ... 256
G.15 Plattenbalken 2-PB-S/0(1) ... 259
G.16 Plattenbalken 2-PB-S/0(2) ... 259
G.17 Plattenbalken 2-PB-S/3(1) ... 259
G.18 Plattenbalken PB-S/3(2) ... 261
G.19 Plattenbalken 2-PB-S/4(1) ... 264
G.20 Plattenbalken 2-PB-S/4(2) ... 267
H Schnittgrößen am Verbundquerschnitt ... 270
I Formelzeichen ... 273
I.1 Buchstaben ... 273
I.2 Indizes ... 274
I.3 Buchstaben mit Indizes ... 275

1 Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit

1.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ist für dessen Sicherheit von entscheidender Bedeutung. Das Querkraftversagen zählt zu den spröden oder beschränkt-verformungsfähigen Versagensmechanismen. Bei der Bemessung eines Bauteiles sind spröde Versagensformen durch höhere Bemessungslasten gegenüber duktileren Versagensformen auszuschließen. Bei einem Biegebauteil bedeutet das, dass die Querkraftbewehrung gegenüber der Biegezugbewehrung überbemessen wird.

Querkraftbeanspruchungen treten immer im Zusammenhang mit einem veränderlichen Biegemoment auf. Sie sind notwendig für das Gleichgewicht zwischen den Spannungsänderungen in der Biegedruck- und der Biegezugzone entlang der Bauteillängsachse.

Biegemoment und Querkraft sind lediglich Berechnungsgrößen, die entsprechend der Bauteilachsen ausgerichtet sind. Das reale Kräftegleichgewicht innerhalb eines ungerissenen Bauteiles wird durch unterschiedlich geneigte, zueinander senkrecht stehende (Haupt-) Druck- und Zugspannungen gebildet. Der gesamte Spannungszustand eines Bauteils kann als Verlauf gleichgerichteter Spannungsgrößen im Trajektorienbild (Bild 1.1) dargestellt werden.

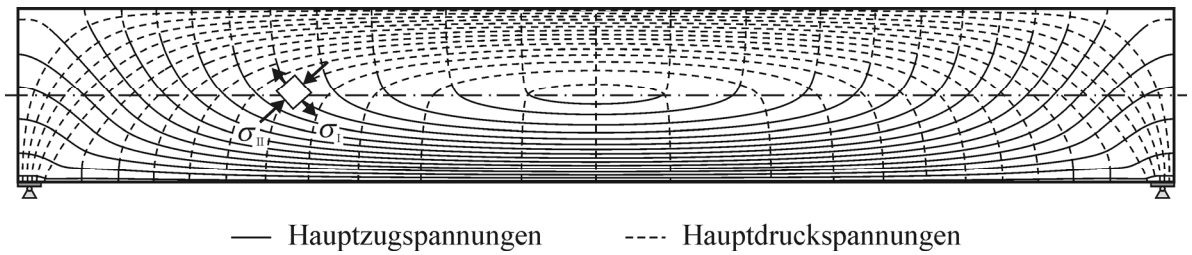


Bild 1.1: Hauptspannungszustand eines ungerissenen Balkens (BEYER [16])

Bei Stahlbetonbalken führen Hauptzugspannungen oberhalb der Betonzugfestigkeit zur Rissbildung. Die ersten Schubrisse verlaufen in Richtung der Hauptdruckspannungen des ungerissenen Balkens. Die Querkraftbewehrung kreuzt die entstehenden Risse und begrenzt deren Breite durch Aufnahme der freiwerdenden Zugkräfte. Außerdem wird auch das Vordringen der Schubrisse in Richtung der Biegedruckzone verzögert. Den weiteren Verlauf der Schubrisse im Zustand II bestimmen die Steifigkeitsverhältnisse der Zug- und Druckstreben im Steg.

Der Abtrag der Querkraftbeanspruchung im Zustand II kann über verschiedene Tragmechanismen erklärt werden. Möglich sind direkte Druckstreben zwischen einwirkenden Einzellasten und Auflager (Sprengwerke), Druckbögen mit Zugband bei einwirkenden Streckenlasten oder Fachwerke bei ausreichend dimensionierter Stahlbügelbewehrung. Neben den Stabwerkmodellen werden in der Literatur noch andere Tragmechanismen, wie die Dübel-

wirkung der Längsbewehrung, die Rissreibung durch Kornverzahnung, die Einspannung der von Schubrissen begrenzten Betonzähne in der Biegedruckzone sowie die Tragwirkung der Betondruckzone selbst, diskutiert. Die zuletzt genannten Traganteile werden üblicherweise zum so genannten Betontraganteil zusammengefasst, da der Einfluss jedes einzelnen Anteils auf die Gesamttragfähigkeit nach wie vor umstritten ist (Kapitel 4).

Häufig wird der Betontraganteil der schubbewehrten Bauteile mit der Querkrafttragfähigkeit nicht schubbewehrter Bauteile gleichgesetzt. Dabei erkannte bereits LEONHARDT [129] bei der Auswertung seiner berühmten Stuttgarter Versuche im Jahr 1965 deutliche Unterschiede im Tragverhalten. Seine experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Neigung der Schubrisse als äußeres Kennzeichen für die Beanspruchungen im Steg vom vorhandenen Schubbewehrungsgrad abhängt. Auch für REINECK [180] ist der bei schubbewehrten Bauteilen geringer ausgeprägte Einfluss der Bauteildicke ein Indiz dafür, dass die Betontraganteile schubbewehrter und nicht schubbewehrter Bauteile zu differenzieren sind.

Die Schubschlankheit a/d (Bild 1.2) beeinflusst die Verteilung der Belastung auf die einzelnen Tragmodelle. So ist zum Beispiel der Querkraftanteil, der über eine direkte Druckstrebe oder ein Sprengwerk abgetragen werden kann, umso größer, je näher eine Einzellast am Auflager steht. Die Beanspruchung der Bügelbewehrung hingegen steigt mit zunehmendem Abstand der Einzellast vom Auflager.

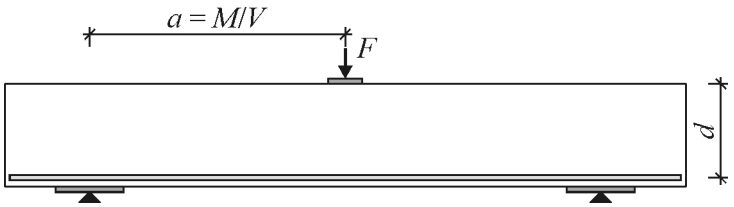


Bild 1.2: Schubschlankheit a/d

Die Umlagerung der Spannungen vom Zustand I auf den fachwerkartigen Lastabtrag im Zustand II gewährleistet die in der Norm vorgeschriebene Mindestschubbewehrung. Diese verhindert ein plötzliches Versagen des Bauteils, indem sie die Breiten der Schubrisse begrenzt und die Biegezugbewehrung kontinuierlich unterstützt.

Die Größe der Mindestschubbewehrung wird für Bauteile ohne Vorspannung anhand der Tragfähigkeit des nicht schubbewehrten Bauteils festgelegt (HEGGER & GÖRTZ [101]). Eine Risslast wie für die Biegezugzone ist für Schräg- oder Schubrisse schwer zu bestimmen. Meist entstehen sie aus vorhandenen Biegerissen, die sich allmählich in Richtung der Hauptdruckspannungen krümmen. Die Definition einer Grenze zwischen Biege- und Schubriss ist noch immer willkürlich.

1.2 Problemstellung

Bei der Bemessung von Ingenieurbauwerken kann aufgrund der langen Lebensdauer von durchschnittlich 80 bis 100 Jahren nicht jede Nutzung und Beanspruchung vorhergesehen

werden. Unplanmäßige Beanspruchungen sowie unzutreffende Berechnungsannahmen, Bauausführungsfehler oder Umwelteinflüsse können zu Schäden an Bauteilen führen. Soll die Bausubstanz erhalten werden, sind Sanierungen oder Verstärkungsmaßnahmen erforderlich.

Defizite in der Querkrafttragfähigkeit (Zugstreben) können durch zusätzlich applizierte Bewehrungen ausgeglichen werden. Abhängig von den Randbedingungen einer Sanierung, wie einzuhaltende Lichtraumprofile, Begrenzung von zusätzlichen Eigenlasten, Brandschutzanforderungen und einwirkende Umwelteinflüsse, sind verschiedene Verfahren geeignet. In der Anwendung sind bisher Spritzbetonverstärkungen mit Stahlbügelbewehrung sowie oberflächig aufgeklebte Bewehrungen aus Stahl- oder Faserverbundkunststoffen üblich (Kapitel 2).

Zu den Neuentwicklungen auf dem Gebiet der Verstärkungsverfahren gehören Hochleistungsfasern in zementgebundenen Matrices, die in der Literatur als textilbewehrter Beton (TRC, BRAMESHUBER [23]), faserbewehrter Zement (FRC, WU & SUN [230]), textilbewehrter Mörtel (TRM, TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU [215]) oder auch mineralischer Verbundwerkstoff (MBC, WIBERG [225], BLANKSVÄRD ET AL. [18], [19]) bezeichnet werden. Allen hier genannten Verbundwerkstoffen liegt die Idee zu Grunde, die Vorzüge der Spritzbetonverstärkung mit denen der geklebten Bewehrung zu verbinden (Bild 1.3). Durch die Verwendung von nichtkorrosiven Bewehrungsmaterialien können sehr dünne Verstärkungsschichten mit hohen Tragfähigkeiten realisiert werden. Die Verstärkung wird direkt auf das zu verstärkende Bauteil appliziert. Klebeverbindungen, die durch ihren geringen Temperatur-, Brand- und Feuchtewiderstand zu den Schwachstellen von Verstärkungen mit Faserverbundkunststoffen (FVK) zählen, sind nicht notwendig.

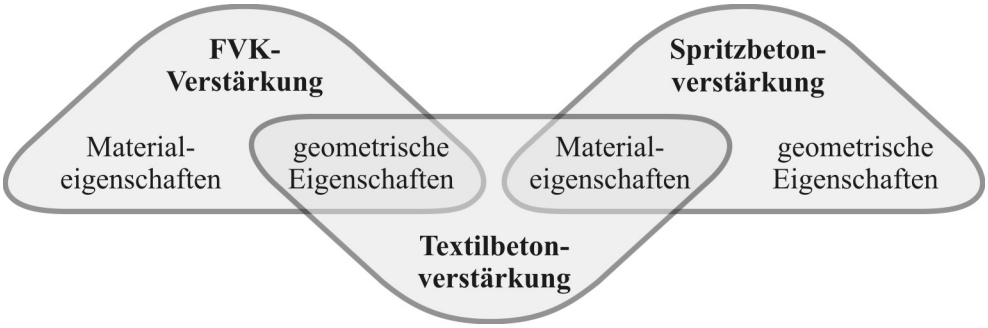


Bild 1.3: Einordnung der Textilbetonverstärkung in bekannte Bauweisen (ORTLEPP [170])

Querkraftverstärkungen mit faserbewehrtem Feinbeton bzw. Mörtel sind derzeit noch Gegenstand der Forschung. Bisher gibt es nur sehr wenige experimentelle Untersuchungen, die erste Schlüsse, aber nicht die Ableitung von allgemein gültigen Bemessungsmodellen zulassen. So haben BLANKSVÄRD ET AL. [19] und BRÜCKNER ET AL. [26], [42] verstärkte Rechteckbalken ohne Schubbewehrung untersucht und deutliche Traglaststeigerungen erreicht. Ein Ablösen der Verstärkungsschicht wurde in diesen Versuchen nicht beobachtet.

TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU [215] vergleichen an schubbewehrten Rechteckbalken die Effektivität von Faserbewehrungen in organischer und anorganischer Matrix. Auch sie erreichen mit beiden Verstärkungen deutliche Traglaststeigerungen, erkennen aber auch, dass

der Faser-Matrix-Verbund in organischen Matrices besser ist als in anorganischen Matrices, da das Harz die Faserbündel besser durchdringen und so auch die inneren Filamentfasern aktivieren kann. Ähnliche Überlegungen werden auch von BLANKSVÄRD [18] festgehalten.

Neben der Verstärkung von nicht schubbewehrten Balken wurden von BLANKSVÄRD ET AL. [18], [19] auch einige schubbewehrte Balken verstärkt und geprüft. Aussagen zur Verstärkungswirkung bzw. zum Zusammenwirken von Stahlbügel- und Faserbewehrungen sind aus diesen Untersuchungen jedoch kaum abzuleiten, da in den insgesamt zehn Versuchen sehr viele Parameter variiert wurden (Betonfestigkeit, Biegezugbewehrung, Bügelbewehrung, Faserbewehrung) und die Versagensformen zwischen Schub- und Biegeversagen wechseln.

In den Untersuchungen von BRÜCKNER ET AL. [25], [28], [29] wurden schubbewehrte Plattenbalken mit textilbewehrtem Beton verstärkt. Variiert wurden die Anzahl der Bewehrungslagen der Verstärkung sowie die Art der Verankerung. Die geprüften Querkrafttragfähigkeiten weisen im Mittel einen linearen Anstieg mit zunehmender Anzahl der Verstärkungslagen auf. Gleichzeitig belegen die gestiegenen Tragfähigkeiten, dass die Verstärkungsschicht bei geringen Verstärkungsgraden allein über den Haftverbund zwischen altem und neuem Beton verankert werden kann. Höhere Verstärkungsgrade waren nur mit einer zusätzlichen mechanischen Verankerung der Verstärkung in der Biegedruckzone der Plattenbalken zu erreichen. Die Ursachen für das Verbundversagen zwischen Balken und Verstärkungsschicht konnten jedoch nicht geklärt werden.

Auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen werden von allen genannten Autoren bekannte Berechnungsansätze aus Literatur und Normung (Kapitel 4) auf deren Eignung für faserbewehrte Verstärkungen geprüft. In der Regel handelt es sich hierbei um empirische Ansätze, die auf die jeweiligen Versuche angepasst werden. Empirische Ansätze sind jedoch, vor allem wenn sie auf derart geringen Datenmengen beruhen, nur sehr eingeschränkt auf andere Querschnittsgeometrien und Schubschlankheiten übertragbar.

Unbeantwortet bleiben bisher folgende Fragestellungen:

- Wie verteilt sich die Belastung bei schubbewehrten Bauteilen zwischen Stahlbügelbewehrung und Verstärkungsschicht? Können beide Bewehrungen bis zu deren Tragfähigkeit ausgenutzt werden oder begrenzt die Faserbewehrung durch ihr fehlendes Fließvermögen die erreichbaren Stahldehnungen und damit den Lastabtrag der Stahlbügelbewehrung? Welche Auswirkungen hat das unterschiedliche Spannungs-Dehnungsverhalten von Stahlbewehrung und Faserbewehrung?
- Welchen Einfluss hat die Verstärkungsschicht auf das Tragverhalten des verstärkten Bauteils? Entspricht die Traglaststeigerung zwischen unverstärkten und verstärkten Bauteilen tatsächlich der Tragfähigkeit der Verstärkungsschicht, wie von vielen Autoren für die Ableitung ihrer Bemessungsmodelle angenommen wird (z. B. KHALIFA ET AL. [118], TRIANTAFILLOU [213])?
- Welche Beanspruchungen treten in der Verbundfuge von Stahlbetonbalken und Verstärkungsschicht auf? Ist es notwendig, die Verstärkung in der Biegedruckzone zu verankern, oder gibt es neben dem klassischen Fachwerk auch andere Modelle, die das innere Kräftegleichgewicht auch für Verankerungen außerhalb der Biegedruckzone erklären? Wo liegen die Grenzen der Tragfähigkeit des reinen Haftverbundes?

1.3 Zielsetzung der Arbeit und verwendete Methoden

Zum Einstieg in die Problematik der Querkraftverstärkungen werden in Kapitel 2 zunächst gängige Verfahren der Querkraftverstärkung mit ihren jeweiligen Besonderheiten vorgestellt. Ausführlich wird dabei auf faserbewehrte Verstärkungen eingegangen, um die notwendigen begrifflichen Grundlagen zu schaffen, die für das weitere Verständnis der Arbeit erforderlich sind.

Das Kapitel 3 ist dem Tragverhalten von Verbundquerschnitten gewidmet, um das Zusammenwirken von Stahlbetonbalken und Verstärkungsschicht besser zu verstehen. Mit Hilfe von rechnerischen Ansätzen werden die in der Verbundfuge wirkenden Beanspruchungen hergeleitet, die bei Bauteilen ohne mechanisch verankerte Verstärkung allein über den Verbund zwischen Steg und Verstärkungsschicht abgetragen werden müssen. Diese theoretischen Analysen werden zur Auswertung der eigenen Versuche gebraucht, um die Ursachen für das Ablösen der Verstärkungsschicht vom Steg des Plattenbalkens einzugrenzen.

Zur Vorbemessung der Probekörper und für die spätere Auswertung werden in Kapitel 4 die wesentlichen Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit vorgestellt. Die Literaturstudie beschränkt sich dabei auf Modelle für schubbewehrte Querschnitte, zu denen sowohl die verstärkten als auch die unverstärkten Probekörper zählen. Auf die Darstellung der Bemessungsmodelle für nicht schubbewehrte Querschnitte wird verzichtet, da sich deren Tragverhalten, wie eingangs erläutert, deutlich vom Tragverhalten der schubbewehrten Bauteile unterscheidet.

Im Anschluss an die Kapitel zum Stand des Wissens werden in Kapitel 5 die eigenen experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Anhand von Probekörpern (Balken und Plattenbalken) mit praxisrelevanten Abmessungen wird das Tragverhalten von textilbewehrten Verstärkungsschichten untersucht. Aufgrund der kostenintensiven Probekörper ist die Anzahl der Versuche begrenzt. Trotzdem wird durch eine gezielte Auswahl von Grenzfällen versucht, einige der in Kapitel 1.2 angeführten Fragestellungen zu klären.

Mit Hilfe von photogrammetrischen Messungen werden die Verformungszustände im Steg der verstärkten und unverstärkten Probekörper erfasst und verglichen. Interessant sind die Auswirkungen der textilen Bewehrung auf den Hauptdehnungszustand sowie auf die auftretenden Schubrissbreiten. Aus dem Dehnungszustand können Rückschlüsse auf den Neigungswinkel der Druckstrebe gezogen werden, der eine wesentliche Eingangsgröße für die Bemessung nach dem Fachwerkmodell ist. Die Schubrissbreiten sind ein indirektes Maß für die Ausdehnung der Schubrisse in die Biegedruckzone und damit für die Resttragfähigkeit eines ggf. vorhandenen Druckbogens oder Sprengwerks.

Um die Tragfähigkeit des Haftverbundes zwischen Steg und Verstärkungsschicht zu prüfen, werden alle verstärkten Probekörper ohne zusätzliche konstruktive Lösungen der Verankerung ausgeführt. Die Verstärkungsschicht endet sowohl bei den Balken als auch bei den Plattenbalken außerhalb der rechnerischen Biegedruckzone. Das Ablösen der Verstärkungsschicht wird an mehreren Stellen durch die Messung der Relativverschiebungen zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht überwacht. Entscheidend ist es, den Beginn des Ablösens zu

erkennen, weil dieser den Grenzzustand der Tragfähigkeit des Verbundes kennzeichnet und versagensmaßgebend ist.

Konstruktive Lösungen der Verankerung werden an kleinen, separaten Schubprobekörpern geprüft. Ziel ist es, die Tragfähigkeit der Verbundfuge durch zusätzliche Verankerungsmittel zu erhöhen, ohne aber die Verstärkung in der Druckzone verankern zu müssen. Anhand der stichprobenartigen Versuche werden die Verankerungsmittel hinsichtlich ihrer Eignung und Ausführbarkeit beurteilt.

In Kapitel 6 werden mögliche Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von textilbetonverstärkten Bauteilen diskutiert. Auf der Suche nach einem einfachen, ingenieurmäßigen Ansatz werden die rechnerischen Tragfähigkeiten nach bekannten Modellen (Kapitel 4) mit den geprüften Bruchlasten der eigenen Versuche verglichen. Versuche anderer Forscher sind in der Literatur bisher kaum oder nur unzureichend dokumentiert, so dass die Übertragbarkeit der getroffenen Modellannahmen auf andere Querschnittsgeometrien aufgrund fehlender Eingangsgrößen nicht möglich ist.

Für den Verankerungsbereich der Verstärkung wird ein Berechnungsmodell vorschlagen, mit dem das Gleichgewicht der inneren Kräfte auch außerhalb der Biegedruckzone eines Bauteils erklärt werden kann. Die Modelle in Kapitel 3 bzw. Kapitel 6 werden genutzt, um anhand der rechnerischen Beanspruchungen in der Verbundfuge die Ursachen für das Ablösen der Verstärkungsschicht zu klären. Aus den gewonnenen Erkenntnissen werden Vorschläge für die Anordnung konstruktiver Verankerungslösungen abgeleitet.

2 Verfahren der Querkraftverstärkung

Die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteiles kann durch verschiedene Maßnahmen nachträglich gesteigert werden. Zu den weltweit anerkannten Verfahren gehören der Einbau von Zulagebewehrungen in Spritzbeton sowie das oberflächige Aufkleben von Bewehrungen aus Stahl (EBERLINE ET AL. [81]) oder Faserverbundkunststoffen (BASLER ET AL. [11], LABOSSIÈRE ET AL. [128]).

Vor dem Aufbringen einer Verstärkung muss unabhängig vom gewählten Verfahren der Ist-Zustand des betroffenen Bauteiles in einer Bestandsaufnahme aufgenommen und dokumentiert werden. Erfasst werden die Bauteilgeometrie, der Verformungszustand sowie mögliche Systemänderungen gegenüber der Ursprungsstatik. Die im Bauteil vorhandenen Stahlbewehrungen können mittels elektromagnetischer Induktion geortet werden (TORRET & FERNÁNDEZ LUCO [212]). Zur Bestimmung von Betondeckung, Stahlgüte und Bewehrungsquerschnitt wird die Bewehrung an einer schwach beanspruchten Stelle örtlich freigelegt, gegebenenfalls ist eine Probenentnahme notwendig.

Alle Schäden am Bauteil und deren Ursachen müssen vor dem Verstärken beseitigt werden. Äußere Anzeichen für Schäden sind Verwitterungen, Rostfahnen, Abplatzungen, Ausbruchstellen und Risse. Die Korrosionsgefährdung der inneren Bewehrung wird anhand des Risszustandes oder der Karbonatisierungstiefe abgeschätzt. Die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe erfolgt mit Hilfe einer Indikatorflüssigkeit (RILEM CPC-18 [184]).

Oberflächennahe Hohlräume und Fehlstellen im Betongefüge können durch Abklopfen geortet werden. Tiefer liegende Hohlräume sind mit Verfahren wie Endoskopie (DGZFP [54]), Ultraschallaufzeitmessung (WOLLBOLD [228]) oder Durchstrahlung mit Röntgen- oder Gammastrahlen (BERGMEISTER & WENDNER [15]) aufzuspüren.

Alle losen und trennenden Substanzen, wie z. B. Anstriche, Zementschlämme oder Feinkornanteile, müssen von den zu verstärkenden Oberflächen entfernt werden, um einen dauerhaft tragfähigen Verbund zwischen Betonuntergrund und Verstärkungssystem zu erreichen. Mögliche Verfahren der Untergrundvorbehandlung, wie z. B. Schleifen, Hämmern oder Hochdruckwasserstrahlen, sind in ROSTÁSY ET AL. [188], HANKERS [98] oder ZILCH & MAINZ [233] beschrieben. Zurückbleibende Staubteile werden durch nachträgliches Absaugen oder Abblasen von den Oberflächen entfernt. Die erzielte Fugenrauheit kann mit fotografischen Verfahren, dem Sandflächenverfahren nach KAUFMANN [115] oder auch durch Ausmessung der Oberflächen mit Taststift bestimmt werden (ZILCH & MAINZ [233]).

Die Tragfähigkeit des Betonuntergrundes ist Voraussetzung für die Durchführbarkeit einer Verstärkungsmaßnahme und muss durch Haftzugversuche nach DIN 1048-2 [71] nachgewiesen werden. Ausreichend ist nach deutschen Richtlinien (RL SIB [57], ZTV-ING 03, T. 1 [32]) eine mittlere Haftzugfestigkeit von mindestens 1,5 N/mm², wobei mindestens drei Messungen notwendig sind und kein Einzelwert unter 1,0 N/mm² liegen darf. Außerdem muss die Betondruckfestigkeit mindestens einem C12/15 (B15) entsprechen (ROSTÁSY ET AL. [188], DAUS [47]). Weitere Anforderungen an das zu verstärkende Bauteil sind den jeweiligen Zulassungen zu entnehmen.

2.1 Verstärkung durch Zulagebewehrung in Spritzbeton

Der Grundstein für dieses Verstärkungsverfahren wurde mit der Erfindung der beiden Spritzbetonverfahren zu Beginn des 20. Jh. gelegt (SEIM [202]). Der Dresdner Ingenieur JOSEF VON VOSS ließ sich 1908 als erster ein Verfahren patentieren, das in seinen Grundzügen an das heutige Nassspritzverfahren mit Dichtstromförderung erinnert. Bei diesem Verfahren wird der fertig gemischte Beton über Kolbenpumpen oder Schneckenförderer in die Rohrleitungen gepresst und zur Einbaustelle transportiert. Erst an der Einbaustelle wird das Gemisch in einer speziellen Düse durch Druckluft aufgelockert und beschleunigt. Eingesetzt wird dieses Verfahren in so genannten Spritzmobilen, wie sie für Massenspritzbeton im Tunnelbau sowie zur Hang- und Baugrubensicherung verwendet werden. Bei der Sanierung und Instandsetzung wird dieses Spritzverfahren nur selten eingesetzt, da die betongefüllte Düse für eine manuelle Handhabung sehr schwer und der Reinigungsaufwand für Maschine und Schläuche bei geringen Spritzbetonmengen unverhältnismäßig hoch ist.

Das ursprüngliche Verfahren des Trockenspritzens wurde 1909 von CARL ETHAN AKELEY in den USA patentiert. Bei diesem Verfahren wird die trockene bis erdfeuchte Ausgangsmischung durch Druckluft zur Spritzdüse gefördert (Dünnstrom). Der Düsenführer reguliert in Abhängigkeit vom Förderstrom die Wasserzugabe an der Spritzdüse. Optimal ist die Spritzbetonkonsistenz bei einem Wasserzementwert (w/z) von ca. 0,5 (HANKERS [98]). Eine genaue Einstellung des w/z-Wertes ist aber durch die manuelle Regulierung nicht möglich.

Das Verdichten des Spritzbetons erfolgt durch den Materialanprall beim Spitzvorgang. Die Zuschläge werden durch die Energie der Druckluft in den Zementleim eingebettet, wobei immer ein gewisser Anteil der Zuschläge von der Auftragsfläche abprallt. Besonders groß ist der Rückprall in der ersten Spritzbetonschicht, da zunächst nur der Zementleim auf dem rauen Betonuntergrund haftet. Dadurch kommt es in der Verbundfuge zu einer Zementanreicherung, die eine gute Verbundwirkung sicherstellt und den Auftrag zusätzlicher Haftbrücken erspart. Der Rückprall ist von der Spritzrichtung und dem w/z-Wert des Spritzbetons abhängig und muss bei der Erstellung der Mischungsrezeptur berücksichtigt werden. Der hohe Zementgehalt der Spritzbetonschale erfordert eine lang anhaltende Nachbehandlung des Frischbetons.

2.1.1 Stahlbügelbewehrung

Verstärkungen aus Zulagebügeln in Spitzbeton werden in der Regel im Zusammenhang mit einer Biegeverstärkung des Bauteils ausgeführt. Der ursprüngliche Querschnitt des Bauteils wird durch eine Spritzbetonschicht ergänzt, die unterhalb und seitlich des Bauteils mit Längsstäben und Bügeln bewehrt ist. Alle Bewehrungselemente sind durch Dübel, Bolzen oder Haken in ihrer Lage so zu sichern, dass der Spritzvorgang nicht behindert und ein Federn der Bewehrung minimiert wird. Gefordert werden nach DIN 18551 [73] ein Abstand zwischen parallel laufenden Bewehrungen von wenigstens 50 mm sowie ein Mindestabstand der Bewehrung zum Betonuntergrund von 20 mm.

Der Spitzbeton kann in einer oder mehreren Lagen aufgetragen werden, wobei zwischen den Lagen ein guter Verbund sicherzustellen ist. Die Bewehrungen müssen vollflächig in den

Spritzbeton eingebettet werden. Rückprallnester oder Spritzschatten hinter den Bewehrungsstäben sind durch kurze Abstände zwischen Spritzdüse und Auftragsfläche zu vermeiden. Üblich sind Spritzabstände von 0,5 bis 1,5 m. Der Spritzstrahl ist weitgehend senkrecht zur Auftragsfläche zu richten, um einen geringen Materialrückprall und eine gleichmäßige Verdichtung zu erreichen. Durch Zugabe von Erstarrungsbeschleunigern kann die Frühfestigkeit des Spritzbetons erhöht und die mögliche Auftragsdicke vergrößert werden. Die Endfestigkeit des Spritzbetons ist aber durch die Porosität infolge des zugegebenen Beschleunigers reduziert.

Überschreitet die Auftragsdicke der Spitzbetonschicht 50 mm, sind konstruktive Bewehrungen zur Verteilung und Begrenzung von Schwindrissen vorzusehen (DIN 18551 [73]). Besonders geeignet sind korrosionsfreie Schwindbewehrungen z. B. aus Edelstahl oder Faserverbundkunststoffen, da sie oberflächennah eingebaut werden können und keinen zusätzlichen Materialauftrag als Korrosionsschutz benötigen. Sehr gute Ergebnisse werden auch mit Schwindbewehrungen aus Glasfasermatten erzielt (SCHERER [194]).

Die fertige Spritzbetonoberfläche darf weder abgerieben noch geglättet werden, um Gefügestörungen im frischen Beton zu vermeiden. Für glatte Oberflächen ist abschließend eine Feinbetonmörtelschicht aufzutragen.

Bei der Bemessung der spritzbetonverstärkten Bauteile darf der Querschnitt als monolithisch hergestellt angenommen werden. Dehnungszustände aus den Einwirkungen zum Zeitpunkt der Verstärkung sowie Vorverformungszustände des Stahlbetonbauteils sind bei der Bemessung zu berücksichtigen. Für das Zusammenwirken der Teilquerschnitte ist eine ausreichende Verdübelung nachzuweisen. Endet die Spritzbetonverstärkung vor dem Auflager, darf für den Nachweis der Betondruckstrebe nur der Altbetonquerschnitt angesetzt werden. Es gelten die Bestimmungen von DIN 1045-1 [70] und DIN 18551 [73].

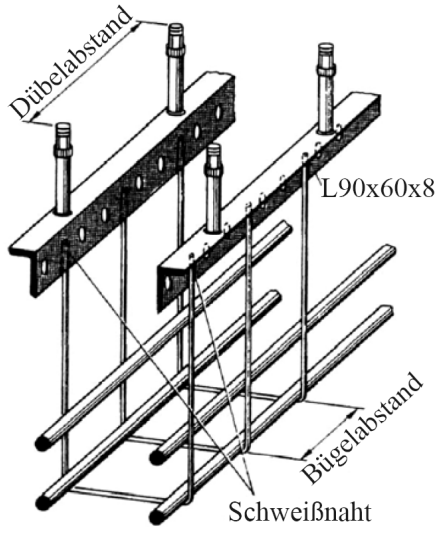


Bild 2.1: Verankerung der Zulagebügel (WÖRNER [229])

Statisch erforderliche Bügelbewehrungen müssen einzeln oder summarisch über konstruktive Elemente in der Biegedruckzone verankert werden (SCHÄFER ET AL. [193]). Zulässig sind Verankerungen über Betonstähle, bauaufsichtlich zugelassene Stahldübel sowie stahlbaumäßige Elemente (Bild 2.1). Neben der Übertragung der Auflagerkraft aus der Spritzbetonverstärkung dient die Verankerung gleichzeitig der Verdübelung von altem und neuem Querschnitt, so dass auf die sonst notwendigen Verbundmittel in der Zugzone verzichtet werden kann. Die Verdübelung ist für zwei Drittel der Schubkraft nach DIN 1045-1 [70] zu bemessen. Der Grund für die Abminderung ist nach SEIM [202] die rechnerisch nicht explizit berücksichtigte Schubkraftübertragung an den Stegseitenflächen.

Der Vorteil des Spritzbetons liegt in den mit dem Stahlbetonbauteil vergleichbaren Materialeigenschaften. Die erforderlichen Bewehrungen können gezielt und an den Kräfteverlauf angepasst eingebaut werden. Nachteilig sind das hohe Eigengewicht sowie die für den Korrosionsschutz der Bewehrung notwendige Dicke der Verstärkung. Die damit verbundenen Querschnittsänderungen können die Ästhetik oder die Nutzung eines Bauwerkes beeinträchtigen.

Weitere wesentliche Einsatzgebiete des Spritzbetons neben der Verstärkung sind die Betoninstandsetzung durch Erneuerung oder vorbeugende Ergänzung der Betondeckung, der bauliche Brandschutz durch Vergrößerung der Betondeckung sowie die Sicherung im Berg-, Tunnel- und Grundbau (Hang- und Baugrubensicherung).

2.1.2 Bewehrungen aus Endlosfasern

Werden Hochleistungsfasern (Bild 2.2) in einer mineralischen Matrix eingebettet, entsteht ähnlich wie beim stahlbewehrten Spritzbeton ein Verbundwerkstoff, der die hohe Druckfestigkeit der Matrix mit der Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials kombiniert. Gegenüber stahlbewehrtem Spritzbeton hat die Verwendung nichtkorrosiver Bewehrungsstrukturen aus alkaliresistenten (AR-)Glas-, Carbon- oder anderen Hochleistungsfasern den Vorteil, dass dünne Verstärkungsschichten mit geringer Betondeckung realisiert werden können. Dadurch ist das Eigengewicht der Verstärkung deutlich kleiner, ein Vorteil, der vor allem bei der Biegeverstärkung von Platten von Bedeutung ist. Die Querschnittsgeometrie eines Bauteils wird durch die faserbewehrten Verstärkungen kaum verändert.

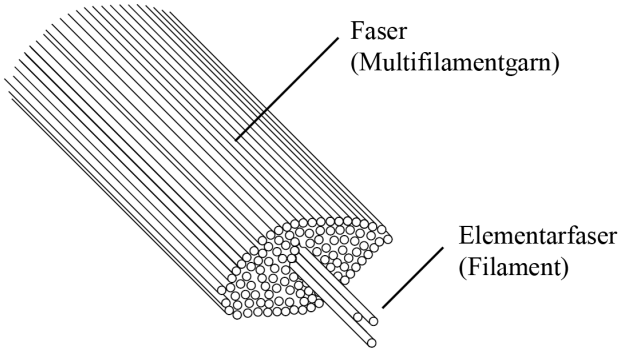


Bild 2.2: Aufbau der Fasern (CURBACH & F. JESSE [44])

Die mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffs, wie das Spannungs-Dehnungs-Verhalten oder die Zugfestigkeit, sind in hohem Maße von den eingelegten Fasermaterialien abhängig. Für Verstärkungen sind Fasern mit hohem E-Modul, ausreichend großer Bruchdehnung, geringer Relaxation bei Dauerzug und geringem Gewicht zu bevorzugen. Außerdem ist für die Dauerstandsfestigkeit eine ausreichende Beständigkeit in alkalischem Milieu notwendig. Eine Übersicht der als Betonbewehrung geeigneten Fasermaterialien ist u. a. in CURBACH ET AL [41], F. JESSE [110] und OFFERMANN ET AL. [167] dargestellt.

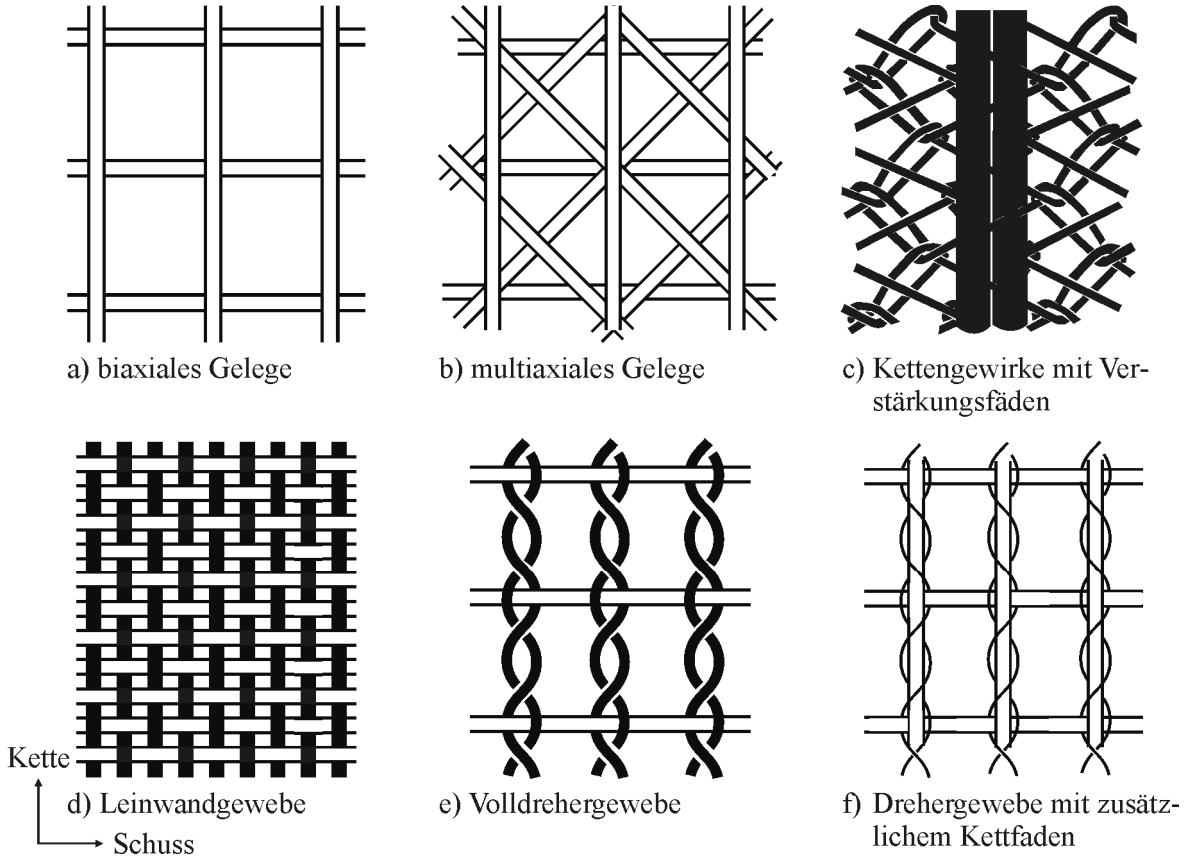


Bild 2.3: Übersicht ebener, textiler Halbzeuge für Betonanwendungen (CURBACH & F. JESSE [44], CURBACH ET AL. [41])

Der Einbau der Fasermaterialien erfolgt in Form von vorgefertigten, flächigen Bewehrungsstrukturen. Die Eigenschaften der textilen Halbzeuge variieren in Abhängigkeit von der verwendeten Faser sowie vom Herstellungsverfahren (Flächenbildungsverfahren). Für den Betonbau sind offene Strukturen geeignet, die gut von der Betonmatrix durchdrungen und vollständig umhüllt werden können. Weiterhin vorteilhaft sind eine gestreckte Faserlage sowie, je nach Einsatzzweck, beliebig wählbare Richtungswinkel der Fasern. Für die Handhabbarkeit ist außerdem die Verschiebestabilität der Struktur entscheidend. Unter der Verschiebestabilität versteht man den Widerstand der Fäden gegen ein Verschieben ihrer Lage innerhalb der Struktur. Zur Verstärkung von Bauteilen werden überwiegend Fadengelege, Gewirke oder Gewebe eingesetzt (OFFERMANN ET AL. [167], CURBACH & F. JESSE [44]). Zurzeit gebräuchliche textile Betonbewehrungen sind in Bild 2. schematisch dargestellt.

Gelege (Bild 2.3a, b) werden aus Endlosfasern gefertigt, die, wie der Name schon sagt, in verschiedenen Richtungen lagenweise übereinander gelegt werden. Bis zu acht Faserlagen mit nahezu beliebigem Richtungssinn können in einem Gelege verarbeitet werden. Der Achsabstand der Fasern und deren Richtungssinn werden entweder chemisch durch Stoffschluss oder mechanisch durch Reib- und/oder Formschluss fixiert (HAUSDING [99]).

Bei stoffschlüssigen Gelegen sind die Faser- oder Gelegelagen durch aufgetragene Bindemittel miteinander verbunden. Diese Art der Fixierung ist besonders schonend, da Schädigungen durch nachträgliche Nähwirkprozesse vermieden werden. Zu beachten ist jedoch, dass die Bindemittel den Verbund zwischen Gelege und umgebender Matrix negativ beeinflussen können, wenn sie vom verwendeten Matrixsystem abweichen (HAUSDING [99]). Außerdem verändern die Bindemittel das Biege- und Drapierverhalten des Geleges gegenüber den textilen Ausgangsmaterialien (KÖCKRITZ [122]). Das Drapierverhalten beschreibt das Anpassungsvermögen der flächigen Bewehrungsstrukturen an räumlich gekrümmte Oberflächen. Das Bewertungsverfahren zur Beurteilung der Drapierbarkeit ist in HAUSDING [99] beschrieben.

Ein Beispiel für den Reib- und Formschluss sind nähgewirkte Gelege. Deren textiltechnische Verarbeitung erfolgt, indem die einzelnen vorgelegten Faserlagen durch eine zusätzliche Maschenfadenstruktur (Nähgewirke) fixiert werden. Das nachträgliche Vernähen hat allerdings den Nachteil, dass einzelne Faserbündel von den Wirknadeln an- oder durchstochen werden. Die damit verbundene Schädigung der Fasern reduziert deren Zugfestigkeit im Vergleich zu den ursprünglichen Endlosfasern. Weitere Möglichkeiten, die Faserlagen zu verbinden, sind in HAUSDING [100] zusammengefasst.

Gewirke (Bild 2.3c) sind Flächengebilde, die allein durch die Maschenbildung eines oder mehrerer Wirkfäden erzeugt werden (DIN 60000 [75]). Als Bewehrungsmaterial ist das Maschensystem nicht geeignet, es dient lediglich als Verbindungselement für die tatsächlich kraftaufnehmenden Verstärkungsfasern. Bei klassischen Kettengewirken werden die Schussfäden im Moment der Maschenbildung eingebracht (CURBACH ET AL. [41], OFFERMANN ET AL. [167]). Dadurch werden die Verstärkungsfasern maschengerecht eingebunden und nicht wie bei nähgewirkten Gelegen angestochen und geschädigt (Reib- und Formschluss). Die maschengerechte Einbindung verbessert die Drapierbarkeit der Strukturen, die Verschiebestabilität ist jedoch reduziert. Im Vergleich zum Nähwirken ist die Produktivität der Wirktechnik sehr gering (HAUSDING [99]).

Gewebe (Bild 2.3d) werden nach DIN 60000 [75] als Flächengebilde definiert, die mittels Fachbildung aus rechtwinklig verkreuzten Fadensystemen (Kette und Schuss) hergestellt sind. Die Verbindung der Fäden erfolgt bei Geweben überwiegend durch den Reibschluss an den Kreuzungspunkten der Kett- und Schussfäden (CURBACH ET AL [41]). Die Art der Verkreuzung beeinflusst die Eigenschaften des Gewebes wie Drapierbarkeit, Imprägnierbarkeit und Welligkeit (HAUSDING [99]). Die Welligkeit der Fäden kann bei Geweben durch den Abstand der Verkreuzungen (Flottierung) beeinflusst werden (SCHÜRMANN [200]).

Auch die Entwicklung der Drehergewebe (Bild 2.3e, f) verfolgt das Ziel einer geringen Fadenwelligkeit, indem die Bindefunktion (dünnerer Kettfaden) von der Tragfunktion (Verstärkungskettfaden) getrennt wird. Nur der dünne Kettfaden wird mit den Schussfäden verkreuzt. Die Verstärkungskettfäden selbst bleiben weitgehend gerade und werden von den

dünneren Kettfäden nur umwickelt (Nadelstabdrehertechnik, KLEICKE [120], WAHHOUD [221]).

Die Welligkeit der Fasern ist für Betonbewehrungen aus dreierlei Gründen entscheidend. Zum Ersten führt die Welligkeit nach aktuellen Forschungsarbeiten zu Festigkeitsverlusten im Zugversuch. Ein Beispiel hierfür sind die unterschiedlichen Zugfestigkeiten in Kett- und Schussrichtung, die von F. JESSE [110] an Feinbetonprobekörpern mit Drehergewebe trotz gleicher Fasermenge experimentell nachgewiesen wurden. Zum Zweiten sind die Dehnungen des Bewehrungsmaterials im Sinne der Rissbreitenbegrenzung zu minimieren. Das bedeutet, der Dehnungsanteil infolge der Geometrie der Struktur (Welligkeit) ist gegenüber der Materialdehnung der Fasern möglichst gering zu halten. Zum Dritten verursacht die Welligkeit der Fasern an den Kreuzungspunkten der Kett- und Schussfäden konzentrierte Umlenkspannungen, die zu Abplatzungen der Betondeckung führen können (LORENZ ET AL. [134], Bild 2.4).

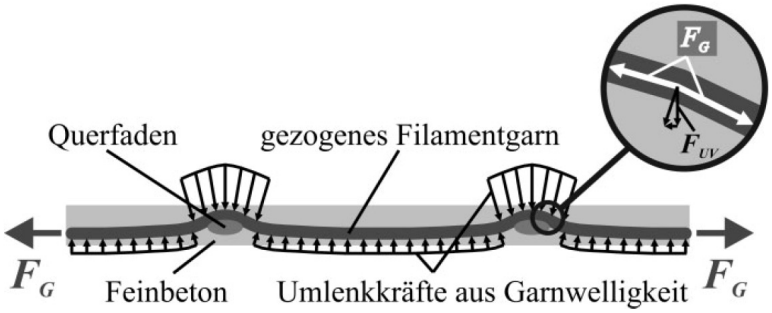


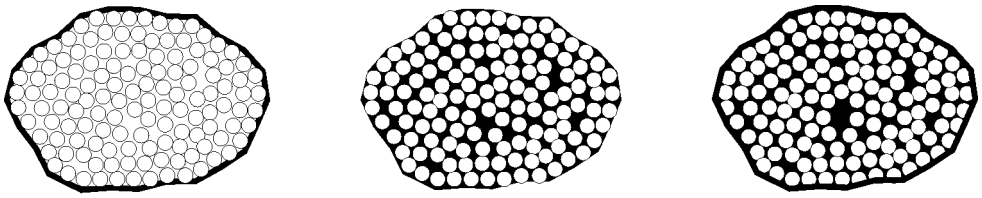
Bild 2.4: Schematische Darstellung der Querzugspannungen infolge der Kettfadenauslenkung (LORENZ ET AL. [134])

Bei groben Garnen sind die Umlenkspannungen besonders kritisch (CURBACH ET AL. [45]), dennoch kann auf ihren Einsatz nicht verzichtet werden. Die hohen Fasergehalte je Textillage, die für praktische Anwendungen aus wirtschaftlicher Sicht erforderlich sind, können nur mit entsprechend groben Garnen realisiert werden. Gegenstand der laufenden Forschung ist deswegen die Vermeidung bzw. Minimierung der Umlenkspannungen durch Weiterentwicklung der Bindungsvarianten, Lagenanordnungen und Flächenbildungsverfahren (HAUSDING [99], LORENZ ET AL. [134]).

Die vorgefertigten textilen Bewehrungsstrukturen können am Ende des Flächenbildungsprozesses durch das Aufbringen geeigneter Beschichtungsmassen zusätzlich stabilisiert werden. Dadurch verbessern sich nicht nur die Verschiebestabilität und Biegesteifigkeit der Bewehrungsstrukturen (OFFERMANN & CHERIF [168]), sondern auch deren Tragfähigkeit (BRAMESHUBER [23], KRÜGER [125], STOCKMANN [206], SCHORN & PUTERMANN [198]).

Die Wirksamkeit der Beschichtungssysteme ist wie folgt zu erklären. Die Verstärkungsfäden der Bewehrungsstrukturen bestehen aus einer Vielzahl von Einzelfasern, den so genannten Filamenten (Bild 2.2). Nur die äußeren Filamente der Verstärkungsfäden stehen mit der einbettenden Betonmatrix in direktem Verbund. Die inneren Filamente im Kern des Faserbündels werden von der Betonmatrix in der Regel nicht erreicht. Deren Tragfähigkeit kann bei unbeschichteten Fasern nur über den Reibungsverbund der Filamente aktiviert werden

(F. JESSE [110], WEILAND [224]). Die Beschichtungssysteme verbessern den Verbund der inneren Filamente (innerer Verbund), indem sie die Faserbündel wie bei den Faserverbundkunststoffen durchdringen und so den Reibungsverbund ersetzen (Bild 2.5). Die Verbesserung des inneren Verbundes wird in den Verbunduntersuchungen von SCHORN & PUTERMANN [198] durch eine signifikante Erhöhung der Tragfähigkeit nachgewiesen.



a) Beschichtung b) Imprägnierung c) praktisch realisiert

Bild 2.5: Unterschiede von Beschichtung und Imprägnierung bei Filamentgarnen (CURBACH & F. JESSE [44])

Neben dem inneren Verbund beeinflussen die Beschichtungssysteme auch den äußeren Verbund der Verstärkungsfäden zur umgebenden Betonmatrix. Alle auf den Oberflächen der Verstärkungsfäden befindlichen Wirkfäden werden durch die Beschichtung in ihrer Lage fixiert. Es entsteht eine Art Rippung auf den Oberflächen der Fasern ähnlich wie bei Betonstahlbewehrungen. Die Rippung erhöht die Verbundfestigkeit zur umgebenden Betonmatrix (äußerer Verbund), wie die Auszugsversuche von KRÜGER [125] und LORENZ [132] bestätigen.

Eine weitere Möglichkeit der mechanischen Verankerung ist das Besanden der epoxidbeschichteten Bewehrungsstrukturen. Auch dieses Verfahren führt nach LORENZ [132] zu einer deutlichen Steigerung der (äußeren) Verbundtragfähigkeit. Andere Versuche, den Verbund durch die Verwendung spezieller Garne zu manipulieren, waren hingegen weniger erfolgreich. So führt z. B. der Einsatz von Friktionsspinngarnen, Zwirnen oder auch kablierten Garnen (KOLKMANN [123]), MOLTER [148], BISCHOFF [17]) teilweise zu deutlich gesteigerten Garnzugfestigkeiten im Vergleich zu ungedrehten Garnen (CHUDOBA ET AL. [37]). Eine Verbesserung des äußeren Verbundes konnte KOLKMANN [123] jedoch nicht nachweisen.

Der Verbundpartner der Faserbewehrung, die umgebende Betonmatrix, ist ein Feinbeton bzw. Mörtel, der speziell an die Anforderung der Faserbewehrung angepasst ist. Für die Herstellung der Betonmatrix werden die klassischen Bestandteile Zement, Zuschlag, Wasser, Zusatzmittel und Zusatzstoffe verwendet, es gibt jedoch einige spezifische Unterschiede zum Normalbeton, die nachfolgend kurz erläutert werden.

Eine spezielle Anpassung der Betonmatrix ist der geringe Größtkorndurchmesser von i. d. R. nur 1 mm. Damit zählt die Matrix nach der allgemeinen Definition der DIN EN 206-1 [79] nicht mehr zu den Betonen, sondern genau genommen zu den Mörteln. In den meisten ihrer Eigenschaften ist die Matrix jedoch mit einem Hochleistungsbeton vergleichbar und auch der Verwendungszweck als Konstruktionsbeton entspricht nicht den typischen Anwendungen eines Mörtels. Deswegen wurde in Deutschland seit Beginn der Forschung am TRC bewusst die Bezeichnung „Feinbeton“ geprägt (CURBACH & F. JESSE [44]).

Der Größtkorndurchmesser des Feinbetons ist durch die kleinen Öffnungsweiten der flächigen Bewehrungsstrukturen, die im Bereich von wenigen Millimetern liegen, sowie durch die geringen Schichtdicken des Feinbetons zwischen den Bewehrungslagen und als Betondeckung begrenzt. Der Bindemittelanteil des Feinbetons ist infolge des geringen Größtkorns relativ hoch. Verwendet werden Bindemittelgemische aus verschiedenen Zementtypen, Flugasche und Mikrosilika.

Der Zementtyp bestimmt durch seinen Gehalt an Portlandzementklinker das im Hydratationsprozess entstehende Gemisch aus CSH-Phasen (Kalziumsilikathydrate) und CH-Phasen (Kalziumhydroxid). Die CSH-Phasen sind die hauptsächlich festigkeitsbildenden Hydratationsprodukte. Die im Porenwasser gelösten CH-Phasen bewirken zusammen mit den Alkalihydroxiden (NaOH, KOH) die hohe Alkalität der Zementsteinmatrix (BUTLER [33]), die bei Stahlbeton für den Korrosionsschutz von Betonstahlbewehrungen entscheidend ist. Der ungelöste, kristalline Teil der CH-Phasen verbleibt als Portlandit im Zementstein.

Die puzzolanischen Zusatzstoffe, Flugasche und Mikrosilika, haben die Funktion, einen Teil der entstehenden CH-Phasen durch weitere Hydratation in CSH-Phasen umzuwandeln. Die Abpufferung der CH-Phasen und Alkalien durch puzzolanische Reaktionen ist vor allem für die Beständigkeit von AR-Glasbewehrungen im Feinbeton entscheidend (SCHORN ET AL. [199], ORLOWSKY [169], RAUPACH ET AL. [178]). Darüber hinaus verbessern Flugasche und Mikrosilika die Verarbeitbarkeit des Feinbetons und reduzieren die Entmischungsneigung (CURBACH & F. JESSE [44]). Hohe Mikrosilikagehalte sollten jedoch vermieden werden, da sie mit der Zeit zur Versprödung des Verbundmaterials führen (SCHORN ET AL. [197])

Die Zusammensetzung des Feinbetons ist vom jeweiligen Einsatzzweck abhängig. Werden beispielsweise neue, filigrane Bauteile hergestellt, sind z. T. sehr fließfähige Frischbetone notwendig. Verstärkungen hingegen erfordern pumpbare und spritzfähige Mischungen, die auch für Applikationen über Kopf und an senkrechten Flächen geeignet sind. Neben der technologischen Eignung gehören die Dauerhaftigkeit (Frostbeständigkeit, Frost-Taumittelbeständigkeit), die Tragfähigkeit sowie die Verbundeigenschaften und die chemische Kompatibilität von Beton und textiler Bewehrungsfaser zu den weiteren Anforderungen an die Rezeptur des Feinbetons (CURBACH & F. JESSE [44]). Beispiele für Feinbetonrezepturen mit unterschiedlichen Eigenschaften sind in KRÜGER [125], BROCKMANN [24], BUTLER [33], WEILAND [224], CURBACH & F. JESSE [44] sowie in BRAMESHUBER [23] angegeben. Die weitere Optimierung der Matrixsysteme, z. B. hinsichtlich Kriech- und Schwindverhalten, sind Gegenstand der laufenden Forschung (u. a. MECHTCHERINE [141]).

Das Aufbringen von faserbewehrten Tragwerksverstärkungen erfolgt bisher in einzelnen, sich abwechselnden Lagen aus Feinbeton und textiler Bewehrung (Bild 2.6). Die erste Lage besteht aus Feinbeton, der direkt auf die tragfähigen, angerauten und vorgenässten Stahlbetonoberflächen aufgetragen wird. Das Bewehrungstextil wird unmittelbar danach mit einer Kelle oder Noppenrolle leicht in den frischen Feinbeton eingedrückt. Den Abschluss der Verstärkung bildet wiederum eine Feinbetonschicht.

Verfahren für das Auftragen des Feinbetons sind entweder das Laminieren oder das Sprühen. Beim Laminieren wird der Feinbeton händisch mit einer Kelle oder einem Spachtel auf den Oberflächen verteilt. Beim Sprühen hingegen wird der Feinbeton analog zum klassischen Spritzbeton maschinell aufgetragen. Der Begriff des Sprühens wurde wegen der deutlich ge-

ringeren Spritzdrücke geprägt, die das Sprühverfahren vom Spritzverfahren unterscheiden. Notwendig ist die Reduzierung des Spritzdruckes vor allem bei hochmoduligen Faserarten, die aufgrund ihrer Querdruckempfindlichkeit von übermäßig anprallendem Spritzgut geschädigt werden können. Die fehlende Aufprallenergie ist nach bisherigem Stand der Kenntnis für die Verbundqualität der Verstärkungsschicht unproblematisch (ORTLEPP [170], CURBACH & F. JESSE [44]). Das dritte von CURBACH & F. JESSE [44] angeführte Herstellungsverfahren der Injektion ist für Bauteilverstärkungen bisher nicht relevant.

a) Sprühen der Feinbetonschicht b) Einstreichen der textilen Bewehrung

Bild 2.6: Verstärken einer Tonnenschale mit textilbewehrtem Beton, Ingenieurschule Zwickau (SCHLADITZ ET AL. [196]

Der Vergleich von Verstärkungen mit Faserbewehrungen in organischer und anorganischer Matrix zeigt eine höhere Effektivität der Faserbewehrungen in organischen Matrices (WU & SUN [230], TRIANTAFILLOU & PAPANICOLAOU [215]). Die höhere Tragfähigkeit der Bauteile bei Verstärkungen mit organischen Bindemitteln (Harze) wird auf den sehr guten Verbund zwischen Faser und Matrix zurückgeführt. In anorganischen Matrices (Feinbeton, Mörtel) ist die Effektivität der Fasern geringer, da das Bindemittel die Faserbündel nur schwer bzw. nicht vollständig durchdringen kann (WIBERG [225], BLANKSVÄRD [18]). Ein besseres Verbundverhalten in anorganischen Matrices wird durch die Verwendung von beschichteten Fasern erzielt (SCHORN & PUTERMANN [198]).

Anhand von eigenen Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonbalken und Plattenbalken konnte bisher folgendes gezeigt werden:

- Die Querkrafttragfähigkeit von Balken und Plattenbalken kann durch textilbewehrte Verstärkungsschichten erheblich gesteigert werden (BRÜCKNER ET AL. [28], [29], MÖLLER ET AL. [147]).
- Für die Verankerung der Querkraftverstärkung ist die Höhe der Biegedruckzone ausreichend. Ein vollständiges Umschließen der Druckzone mit Übergreifungsstoß der textilen Bewehrung führte zu keinen höheren Tragfähigkeiten (BRÜCKNER ET AL. [147], CURBACH & BRÜCKNER [42]).
- Ein Verbundversagen wurde bei verstärkten Bauteilen nur bei Verankerungen außerhalb der Biegedruckzone beobachtet, wobei die Verankerung nicht bei jeder Verstär-

kung versagensmaßgebend war. Die Ursachen des Verbundversagens konnten anhand der Einzelversuche nicht geklärt werden (CURBACH & BRÜCKNER [43], BRÜCKNER ET AL. [27]).

- In einem ersten Modell wird die Verankerung der Verstärkung am Steg des Plattenbalkens auf die Haftzugfestigkeit des Betons zurückgeführt. Der Anschluss an die Druckzone wurde mit der Stahlbügelbewehrung bzw. der Zugfestigkeit des Altbetons begründet (BRÜCKNER ET AL. [28], CURBACH & BRÜCKNER [43]).

Alle nachträglichen Querkraftverstärkungen müssen nach derzeitigem Kenntnisstand innerhalb der Biegedruckzone verankert werden. Ist diese wie bei Plattenbalken nicht unmittelbar zugänglich, sind aufwendige Verfahren der Verankerung notwendig. Konventionelle Stahlbügelbewehrungen oder Stahllaschen werden mit angeschweißten Gewindestäben in der Druckzone verankert (EIBL ET AL. [82]). CFK-Schubwinkel werden in der unterseitig geschlitzten Druckplatte mit Epoxidharz verpresst und benötigen stets eine Zulassung im Einzelfall. Beide Verankerungslösungen sind für Verstärkungen mit textilbewehrtem Beton nicht geeignet.

2.1.3 Kurzfasern

Auch dem Stahlfaserbeton liegt die Idee zu Grunde, die geringe Zugtragfähigkeit von Betonen durch die Zugabe von Fasermaterialien zu erhöhen. Das erste Patent wurde 1874 von A. BERARD angemeldet, der dem Beton Stahlabfälle zugab (NELL & GREIFF [159]). Den Einsatz länglicher Fasern zur Verbesserung der Betonzugfestigkeit ließ sich H. ALFSEN im Jahre 1918 patentieren. Erste Bemessungsregeln wurden aber erst in den 1970er und 1980er Jahren entwickelt.

Nach der Definition des DEUTSCHEN BETON- UND BAUTECHNIK-VEREINS E.V. (DBV) [58] und des DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR STAHLBETON (DAFSTB) [55] handelt es sich bei Stahlfaserbeton um einen (unbewehrten) Beton im Sinne der DIN 1045 und der DIN 18551. Die Stahlfasern sind nur als Zusatzstoffe dem Beton beigemischt, um Eigenschaften wie die Duktilität, die Nachrisszugfestigkeit, die Robustheit oder die Ermüdungsfestigkeit zu verbessern. Erst in Kombination mit einer Betonstahlbewehrung oder einer andauernd wirkenden Druckspannung (Vorspannung) kann die nach dem Riss vorhandene Festigkeit des Stahlfaserbetons ausgenutzt werden (NIEMANN [164]). Die Kombination von Betonstahlbewehrung und Stahlfaserbeton wird als stahlfaserverstärkter Stahlbeton bezeichnet.

Die Stahlfasern werden dem Beton im Mischvorgang zugegeben, wobei die Verarbeitbarkeit des Frischbetons (Pumpfähigkeit, Verdichtung) den möglichen Fasergehalt begrenzt (ROSENBUSCH [187]). Die Mindestdosierung liegt bei 20 kg/m³ und kann bei Verwendung geeigneter Betonzusatzmittel je nach Faserlänge und -geometrie bis auf 100 kg/m³ gesteigert werden (WIETEK [226]). Neu entwickelte selbstverdichtende und leicht verarbeitbare Betone ermöglichen sogar noch höhere Fasergehalte. Bei Versuchen in Delft wurde selbstverdichtender Beton (SVB) mit einem Fasergehalt von bis zu 140 kg/m³ verarbeitet (WALRAVEN & GRUNEWALD [223]). Für die Verteilung der Fasern innerhalb eines Bauteils sind höhere Fasergehalte von Vorteil, da das Risiko von lokal zu geringen Fasersättigungen sinkt (GOSSLA [94]). Mit

dem Fasergehalt steigt aber gleichzeitig die Gefahr der Klumpenbildung (Igelbildung) im Mischprozess (WIETEK [226]).

Hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens ist der Stahlfaserbeton zwischen unbewehrtem Beton und Stahlbeton anzusiedeln (FALKNER & TEUTSCH [83]). Der Stahlfaserbeton kann im Unterschied zum unbewehrten Beton nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit weiterhin Zugkräfte über den Riss übertragen. Die Nachrisszugfestigkeit ist bei praxisüblichen Faserdosierungen jedoch geringer als die Risslast, d. h. eine Rissbreitenbegrenzung ist zum heutigen Zeitpunkt allein durch Stahlfaserbeton nicht zu erreichen (WINTERBERG [227]). Nach MARTI ET AL. [140] und PFYL & MARTI [172] müsste der Fasergehalt bei über 130 kg/m³ liegen, um ein Versagen bei Erstrissbildung auszuschließen bzw. um auf konventionelle Mindestbewehrung verzichten zu können.

In den deutschen Normen ist der Stahlfaserbeton bisher nicht geregelt. Die Merkblätter des DBV ([58], [59]) entsprechen zwar dem Stand der Technik, sie haben aber keinen Normencharakter. Deswegen war bisher für jede Anwendung im statisch-konstruktiven Bereich eine Bauprodukte-Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) oder eine Zulassung im Einzelfall notwendig. Erst seit der bauaufsichtlichen Einführung der Richtlinie für Stahlfaserbeton des DAFSTB [55] im Jahr 2011 ist es möglich, den Stahlfaserbeton für definierte Anwendungsgebiete ohne separate Zulassung statisch zu nutzen.

Die fehlende Normung spiegelt sich in den baupraktischen Anwendungen wider. Den größten Anteil am Stahlfaserbetonmarkt nehmen die Industriefußböden mit derzeit etwa 65 % ein (FALKNER & TEUTSCH [83]). Sie zählen nach DIN 1045 zu den nicht tragenden Bauteilen, genau wie Kellerfußböden oder Verkehrsflächen, so dass sie auch ohne Normung nicht zustimmungspflichtig sind. Anwendungen im Wohnungsbau (z. B. Bodenplatten, Fundamente, Kellerwände, Elementplatten mit Aufbeton) wurden bisher mit Zulassung im Einzelfall realisiert. Ihr Marktanteil beträgt derzeit ca. 30 %. Der Rest entfällt im Wesentlichen auf den Tunnelbau, wo die Eigenschaften des Stahlfaserbetons im Zusammenhang mit einer Normalkraftbeanspruchung genutzt werden. Eine ausführliche Darstellung der Bauteile mit Bauartzuteilung ist im Betonkalender 2006 zu finden (FALKNER & TEUTSCH [83]).

Konventionelle Schubbewehrung wurde in Deutschland erstmalig beim Bau der Papierfabrik in Leuna durch Stahlfaserbeton ersetzt. Für die vorgespannten Pfetten und Binder aus SVB konnte durch Traglastversuche und Berechnungen nachgewiesen werden, dass sowohl die Schubkräfte als auch die Querzugspannungen im Spannkrafteinleitungsbereich ohne zusätzliche Bügelbewehrung abgetragen werden können. Die Zulassung im Einzelfall wurde erteilt (FALKNER & TEUTSCH [83]).

Nach der Richtlinie des DAFSTB [55] dürfen Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zukünftig ohne eine Stahlbügelbewehrung ausgeführt werden, vorausgesetzt der Nachweis der Mindestquerkraftbewehrung ist unter Berücksichtigung des Stahlfaserbetons erfüllt. Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ist weiterhin ein Mindestanteil an Bügelbewehrung einzulegen.

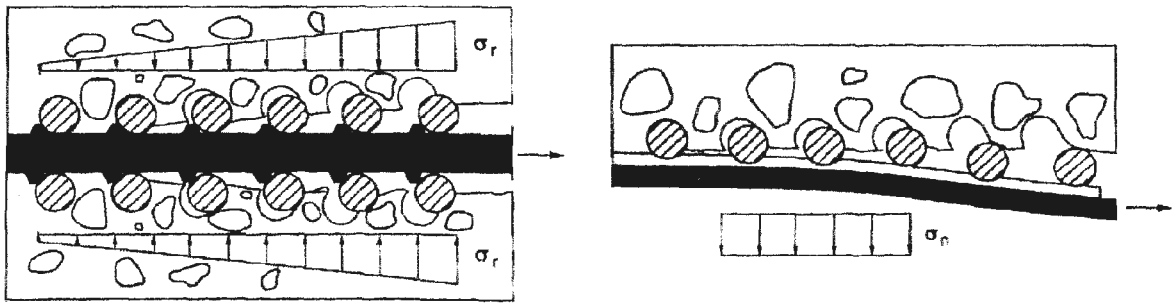
Für Querkraftverstärkungen wäre der Einsatz von Stahlfaserspritzbeton mit Zulagebügeln denkbar. Anwendungen oder Untersuchungen mit statisch wirksamem Faseranteil sind der

Autorin aber nicht bekannt. Aus dem Anwendungsbereich der Richtlinie des DAFSTB [55] ist der Stahlfaserspritzbeton ausdrücklich ausgenommen.

2.2 Verstärkung mit geklebten Bewehrungen

Bei diesem Verfahren werden Betonbauteile durch oberflächig aufgeklebte Zusatzbewehrungen verstärkt. Der Klebeverbund ist für die Mitwirkung der externen Bewehrung von entscheidender Bedeutung. Deswegen dürfen nur geprüfte und vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) zugelassene Klebstoffe verwendet werden. Üblich sind kalthärtende, zweikomponentige Epoxidharzklebstoffe, die aus einem Basisharz und einem Aminhärter bestehen (ROSTASY ET AL. [188]).

Die geklebten Bewehrungen dienen genau wie einbetonierte Betonstahlbewehrungen der Aufnahme von Zugkräften. Im Verbundverhalten unterscheiden sich beide jedoch grundsätzlich (NEUBAUER [160], PIEPLOW [174]). Bei einbetonierten Bewehrungen können höhere Verbundspannungen in den Beton eingeleitet werden, da die Querdehnungsbehinderung der allseitigen Betonumhüllung Querdruckspannungen aktiviert, die den Ringzugspannungen der Verbundwirkung entgegen stehen (Bild 2.7). Bei den oberflächig aufgeklebten Bewehrungen fehlt die günstige Wirkung der Querdruckspannungen. Alle auftretenden Zugspannungen infolge der Verbundwirkung müssen beim äußeren Klebeverbund über die Haftzugfestigkeit des Betons übertragen werden. Entsprechend geringer sind die übertragbaren Verbundspannungen und entsprechend spröde und unangekündigt ist das Versagen des Klebeverbundes. Neben der Haftzugfestigkeit beruht der Klebeverbund auf der hohen Kohäsionsfestigkeit des Klebstoffs und der mechanischen Verzahnung von Klebstoff, Beton und Klebebewehrung (ROSTASY ET AL. [188]). Für detaillierte Ausführungen zum Verbundverhalten von oberflächig geklebten Bewehrungen wird auf die Forschungsarbeiten von RANISCH [177], KAISER [112], HOLZENKÄMPFER [103], PICHLER [173], NEUBAUER [161], NIEDERMEIER [163] und SCHILDE [195] verwiesen.



a) einbetonierter Bewehrungsstahl b) aufgeklebte Lamelle

Bild 2.7: Verbundtragwirkung von Betonstahlbewehrung und Klebebewehrung im Vergleich (NEUBAUER [161])

Die Bemessung und Ausführung der Klebeverstärkungen ist in Deutschland bisher nur durch Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (DIBT [60]-[65]) sowie durch die Richtlinien des

DIBT [66]-[68] geregelt. Eine DAFSTB-Richtline [56] zum Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung ist in Bearbeitung.

Die Querkrafttragfähigkeit einer Klebeverstärkung darf nach deutschen Richtlinien und Zulassungen nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn die Verstärkung in der Biegedruckzone verankert ist. Ein vollständiges Umschließen wird nur für die Zugzone gefordert. Einige internationale Bemessungsrichtlinien (CONCRETE SOCIETY [40], ACI 440.2R-08 [4], *fib* TASK GROUP 9.3 [89]) hingegen lassen auch Querkraftverstärkungen zu, die nur seitlich der Stege appliziert sind. In diesem Fall muss die Verstärkung allein über den Haftverbund am Steg verankert werden. Die geringere Tragfähigkeit dieser Verankerung im Vergleich zu U-förmig geführten oder mit Übergreifungsstoß geschlossenen Verstärkungen wird durch eine entsprechende Begrenzung der zulässigen Querkräfte berücksichtigt.

Vor dem Aufbringen einer Klebeverstärkung sind die zu klebenden Oberflächen geeignet vorzubereiten. Die Flächen müssen gereinigt und aufgeraut werden (z. B. Sandstrahlen). Unebenheiten und Fehlstellen der Betonoberflächen sind mit zugelassenen Mörteln auf Reaktionsharzbasis auszugleichen (ROSTASY ET AL. [188]), um die Klebefugen möglichst dünn (≤ 2 mm, BERGMEISTER [14]) und die Klebebewehrung weitgehend gestreckt aufbringen zu können. Zusätzliche Umlenkungen der Klebebewehrung durch Ausbruchstellen in der Betonoberfläche sind zu vermeiden, da die Umlenkungen die Querzugspannungen senkrecht zur Klebefuge und damit die Gefahr des Verbundversagens erhöhen. Die Tragfähigkeit der Klebeflächen einschließlich der Ausbesserungsstellen ist durch Haftzugprüfungen nachzuweisen.

Der Vorteil der Klebeverstärkungen liegt in den geringen Konstruktionshöhen bei gleichzeitig hoher Zugfestigkeit und geringem Eigengewicht. Die Abmessungen des ursprünglichen Bauteils bleiben trotz Verstärkung nahezu unverändert. Nachteilig sind die Festigkeitsverluste des Epoxidharzklebers durch UV-Strahlung und Durchfeuchtung sowie dessen geringer Brandwiderstand. Bereits ab einer Feuerwiderstandsklasse F30 sind Brandschutzmaßnahmen notwendig (ROSTASY ET AL. [188]). Zu beachten ist auch das gesundheitliche Risiko durch die Ausgasung der Lösungsmittel bei Verarbeitung und Erhärtung des Klebers.

2.2.1 Stahllaschen

Die ersten Versuche, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile durch nachträglich angeklebte Stahllaschen (-lamellen) zu verstärken, begannen in den 1960er Jahren in Frankreich und Japan. Anfangs waren die Verstärkungen lamellenartig aus mehren Schichten von dünnen Stahlblechen aufgebaut, um die Verstärkung besser an Unebenheiten des Betonuntergrundes anpassen zu können. Die angeschmiegten Lamellenpakete konnten sich in der Praxis jedoch nicht durchsetzen, da der gekrümmte Verlauf der Lamellen Umlenkkräfte verursacht, die den Klebeverbund schwächen. Ein weiterer Nachteil ist die geringere Dehnsteifigkeit der lamellenförmig aufgebauten Pakete im Vergleich zu Laschen (RANISCH [176]).

In Deutschland begann 1978 die Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Laschenverstärkung (RANISCH [176]). Schwerpunkt war die Ertüchtigung der Koppelfugen von feldweise hergestellten Spannbetonbrücken. Viele der zwischen 1950 und 1970 hergestellten

Brücken wiesen im Bereich der Koppelfugen unplanmäßige Risse auf, deren Ursache auf eine zu geringe Menge an durchgehendem Schlaffstahl sowie auf nicht berücksichtigte Last-, Temperatur- und Eigenspannungen zurückgeführt wurden (ROSTÁSY & RANISCH [190]). Kritisch sind die entstehenden Risse nicht nur aufgrund der erhöhten Korrosionsgefahr für Spann- und Bewehrungsstahl, sondern auch aufgrund der größeren Schwingbreiten bei dynamischer, die die Spanngliedkopplungen beanspruchen. Durch umfangreiche Labor- und Baustellenversuche konnte gezeigt werden, dass angeklebte Stahllaschen die Schwingbreite im Spannstahl dauerhaft reduzieren. Als erste Anwendung wurde 1981 die Talbrücke Sterbecke im Zuge der A45 (Sauerlandlinie) in der Nähe von Lüdenscheid verstärkt (ROSTÁSY & RANISCH [190]).

Seit etwa 1990 werden die Stahllaschen zunehmend von Klebebewehrungen aus hochfesten Faserverbundkunststoffen (FVK) verdrängt, obwohl deren Materialkosten erheblich höher sind (ROSTÁSY ET AL. [189]). Die Nachteile der Stahllaschen liegen in der latenten Korrosionsgefahr, vor allem an der Übergangsfläche von Laschenstahl und Klebstoff, sowie im beschwerlichen Handling infolge des relativ hohen Eigengewichts. Dieses begrenzt die Länge der Stahllaschen auf maximal 8 m. Das Verstärken größerer Längen erfordert Klebe- oder schwierig auszuführende Schweißstöße. Bei Überkopfmontagen müssen die Stahllaschen bis zum Abbinden des Klebers mit Spezialkonstruktionen abgestützt werden. Auch das Kreuzen von geklebten Stahllaschen ist sehr aufwendig und wird in der Praxis kaum ausgeführt (DE HESSELLE [48]). Als Querkraftverstärkung sind die Stahllaschen aber auch heute noch konkurrenzfähig, wie das Beispiel der verstärkten Eisenbahnbrücken A13 zeigt (Bild 2.8, ROESER & KERKENI [186]).

a) Stahllaschen als Querkraftverstärkung mit in Bohrlöchern eingefädelten GEWI-Stäben

b) Verankerung der GEWI-Stäbe mit Kugelbundmutter und Stahlplatte

Bild 2.8: Querkraftverstärkung einer vorgespannten Einbahnrahmenbrücke mit Stahllaschen (ROESER & KERKENI [186])

Zur Vermeidung von Korrosionsschäden müssen die Stahllaschen vor dem Aufkleben auf das Bauteil entrostet werden. Die Klebeflächen müssen zum Zeitpunkt des Kleberauftrags metallisch blank oder durch eine Grundierung aus Zweikomponenten-Epoxidharz mit korrosionshemmenden Zusätzen (Primer) vor erneuter Korrosion geschützt sein. Die bewitterte Seite der

Stahllasche wird durch Anstriche oder eine Betondeckung aus Spritzbeton vor Korrosion geschützt.

2.2.2 Faserverbundkunststoffe

Im Bauwesen werden Hochleistungsfasern überwiegend in Form von Faserverbundkunststoffen (FVK) eingesetzt. Im Unterschied zum textilbewehrten Beton sind die Verstärkungsfasern bei diesem Verbundwerkstoff in harzbasierte Matrixsysteme eingebettet, wobei der Faseranteil in einer Größenordnung von 60 bis 80 % des Volumens liegt, während beim Feinbeton ein Faseranteil von etwa 3 % realistisch ist. Die Matrix schützt die Fasern vor chemischen oder mechanischen Angriffen durch Umwelteinflüsse und Verarbeitung. Sie fixiert die Fasern in der gewünschten Lage und überträgt durch Adhäsions- und Kohäsionsverbund die Lasten zwischen den Fasern bzw. zwischen den Fasern und dem verstärkten Bauteil. Als Matrixsysteme werden im Bauwesen einfach handhabbare Harze, wie Epoxidharze, Polyesterharze und Acrylatharze, eingesetzt. Eine Beschreibung dieser und weiterer Matrixsysteme sowie deren Eigenschaften sind u. a. in BERGMEISTER [14] zu finden.

Die mechanischen Eigenschaften der FVK, wie Zugfestigkeit, E-Modul, Bruchdehnung und Relaxation bei Dauerzug, sind genau wie beim textilbewehrten Beton von den verwendeten Verstärkungsfasern abhängig. Für Anwendungen im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus sind Fasern mit hoher Zugfestigkeit und möglichst großer Bruchdehnung geeignet. Überwiegend im Einsatz sind Glas-, Aramid- oder Kohlenstofffasern. Die Herstellung der Fasern und deren Eigenschaften sind z. B. in CHAWLA [36] und SEIM [202] beschrieben. Ganz allgemein gilt, je kleiner der Durchmesser der Fasern, desto höher ist ihre Zugfestigkeit und desto geringer sind die Auswirkungen eines Einzelfaserbruchs auf die Tragfähigkeit des Zugelements (GRIFFITH [96]).

Neben der hohen Zugfestigkeit und Elastizität gehören eine geringe Rohdichte, sehr gute Ermüdungseigenschaften sowie ein hoher Korrosionswiderstand zu den weiteren Vorteilen der FVK. Verstärkungen können mit geringen Änderungen der Konstruktionshöhen ausgeführt werden. Die Lamellen bzw. Laminate sind wegen ihres geringen Gewichts und der Flexibilität des Materials deutlich einfacher zu handhaben als Stahllaschen. Bei Überkopfmontagen kann auf eine Unterstützung der Verstärkung während der Klebererhärtung verzichtet werden (NEUBAUER [160]).

Zu den Nachteilen der FVK gehören die relativ hohen Materialkosten sowie deren Empfindlichkeit gegenüber UV-Strahlung und Querpressung. Wie alle Kunststoffe neigen auch FVK unter UV-Licht zur Versprödung. Es kommt zur Reduzierung von Festigkeit und Bruchdehnung. Zur Verbesserung der UV-Beständigkeit können die Kunststoffe mit Farbpigmenten (z. B. Industrieruß) eingefärbt werden. Lichtundurchlässig sind die FVK nur noch in den Randbereichen den Einflüssen der UV-Strahlung ausgesetzt (BERGMEISTER [14]). Weitere Additive zur Erhöhung der UV-Beständigkeit sind UV-Absorber (Benzophenonderivate, Benztriazolderivate) sowie Antioxidantien als Radikalfänger (Hindered-Amine-Light-Stabilizer – HALS) (BONNET [21]).

Im Verbund mit Stahlbeton ist das linear elastische Materialverhalten der FVK problematisch. Die hohen lokalen Dehnungen, die bei Stahlbeton im Bereich von Rissen auftreten, führen zusammen mit dem fehlenden Arbeitsvermögen und dem hohen E-Modul der FVK zu konzentrierten Spannungsspitzen in der Verstärkung. Werden diese nicht abgebaut, indem sich die Verstärkung in der Umgebung der Risse vom Bauteil ablöst und so die Dehnungen auf größerer Länge verteilt, führen die Spannungsspitzen zum vorzeitigen Versagen (TRIANTAFILLOU & ANTONOPOULOS [214]).

Die ursprünglich für die Luft- und Raumfahrttechnik entwickelten FVK werden seit Mitte der 1980er Jahre als externe Bewehrung zur Bauwerksverstärkung erforscht. Der Schweizer URS MEIER und sein Team an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA) in Dübendorf hatten sich zum Ziel gesetzt, die bisher verwendeten Stahllamellen durch leichte kohlenstofffaserverstärkte Epoxidharzlamellen zu ersetzen. Ihre Untersuchungen waren wenig später auch Grundlage der ersten Anwendungen. Bereits 1986 wurden an der Talbrücke Kattenbusch ein Teil der Koppelfugen durch aufgeklebte GFVK-Lamellen saniert (U. MEIER [144]). Die erste Biegeverstärkung folgte 1991 an der Ibachbrücke nahe Luzern (N.N. [165], MEIER ET AL. [145]).

Parallel zu den Forschungsarbeiten in Europa (KAISER [112], MEIER ET AL. [145], DEURING [53], STEINER [205], TAERWE [207]) wurde auch in den USA (LABOSSIÈRE ET AL. [128], NEALE & LABOSSIÈRE [158], HUTCHINSON & RIZKALLA [105], DOLAN [80]) und Japan (FARDIS & KHALILI [84], UJI [216], NANNI [156], FUJISAKI ET AL. [91]) über einen Einsatz der FVK im Hoch- und Brückenbau nachgedacht. Die rasante Entwicklung der FVK-Verstärkungen in den letzten 20 Jahren ist u. a. in den Sachstandberichten des ACI (ACI 440R [5], [6]), der EMPA (MOTAVALLI & CZADERSKI [150]) und des *fib* (*fib* TASK GROUP 9.3 [89], *fib* Working Group 2 [90]) zusammengefasst.

Die ersten nationalen und internationalen Bemessungsrichtlinien für extern aufgeklebte Bewehrungen erschienen zur Jahrtausendwende. Im Jahr 2000 veröffentlichte die CONCRETE SOCIETY in England den „Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite materials“ [39]. Kurz darauf folgen die Richtlinien der *fib* TASK GROUP 9.3 [89] sowie des AMERICAN CONCRETE INSTITUTES [3]. Weitere nationale Anwendungsdokumente erschienen in Japan (JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS [182]), Canada (ISIS-CANADA [107]), Schweden (TÄLJSTEN [209]), Schweiz (SIA [203]) oder Italien (CNR [13]).

Als Querkraftverstärkungen werden die FVK in Form von maschinell vorgefertigten Schubwinkeln (Bild 2.9) oder als textile Halbzeuge (Gelege, Gewebe) angewendet. Die Schubwinkel sind aus unidirektionalen Fasern hergestellt, die mit Harz imprägniert und anschließend im Strangzugverfahren (Pultrusionsverfahren) oder in Doppelpressen in Form gebracht werden. Auch der Winkel wird werkseitig vorgeformt, bevor die Kunststoffe unter Temperatureinwirkung ausgehärtet werden. Ein nachträgliches Formen der Laminate ist weder im kalten noch im warmen Zustand möglich (ROSTÁSY ET AL. [188]). Der Faservolumenanteil der vorgefertigten Laminate kann bis zu 70 % erreichen.

Die L-förmigen Schubwinkel werden paarweise um den Steg eines Bauteils geklebt und auf der Bauteilunterseite durch Übergreifung gestoßen (Bild 2.9). In der Biegedruckzone ist ein Schließen der Winkel nur bei Rechteckquerschnitten möglich. Bei Plattenbalken werden mit speziellen Kettensägen stegbündige Schlitze in den unteren Plattenrand geschnitten, in die die

Schubwinkel eingeklebt und so in der Druckzone verankert werden. Ein Beispiel für eine Querkraftverstärkung mit Schubwinkeln ist die Brückenzufahrt Duttweiler in Zürich (H. MEIER [143]).

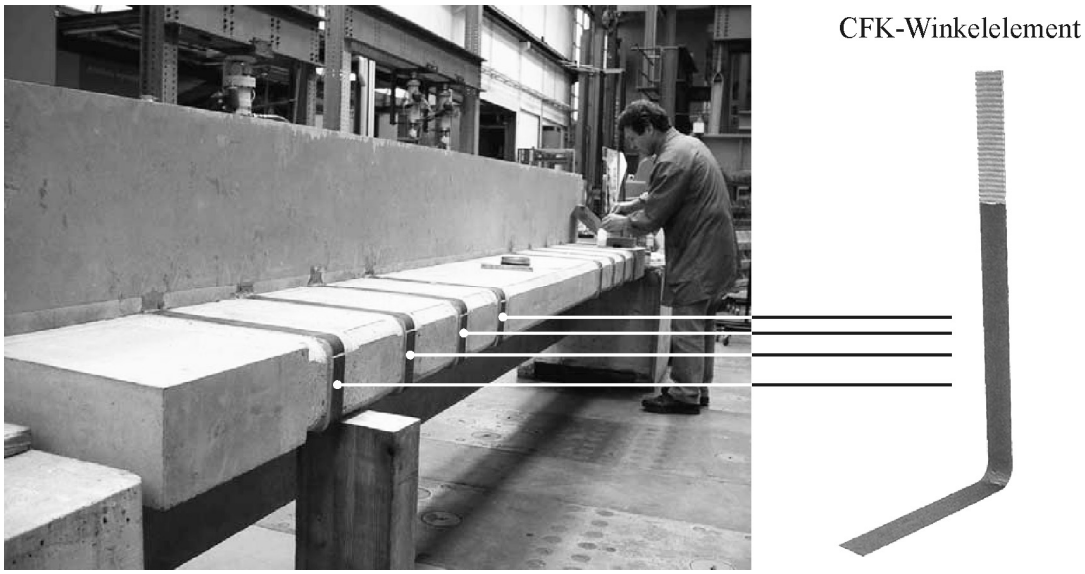


Bild 2.9: Querkraftverstärkung mit Schubwinkeln (CZADERSKI & MOTAVALLI [46], H. MEIER [142])

Die textilen Halbzeuge, so genannte Sheets oder Folien, werden überwiegend im Handlaminierverfahren auf das Bauteil aufgebracht. Mit einem Spachtel wird kalt aushärtendes Epoxidharz auf die zu verstärkenden Oberflächen aufgetragen. Anschließend werden die textilen Halbzeuge mit einem Laminierroller in das Harz eingearbeitet. Je nach Verfahren werden die Gelege bzw. Gewebe trocken (Trockenverfahren) oder vorab mit Epoxidharz getränkt (Nassverfahren) appliziert.

Die handgefertigten Laminate erreichen im Unterschied zur Vorfertigung nur einen Faservolumenanteil von maximal 30 %. Auch die Steifigkeit der Laminate ist bei händischer Herstellung geringer, da die Fasern nicht immer optimal ausgerichtet und gestreckt eingebaut sind. Beim Einrollen in die Matrix besteht die Gefahr, dass die Fasern aufgrund ihrer Querdruckempfindlichkeit beschädigt werden. Die rechnerischen Steifigkeiten der FVK sollten deswegen für den Nachweis der Verstärkung um etwa 15 bis 30 % abgemindert werden (GRUNEWALD & ONKEN [97]).

Eine Verankerung in der Biegedruckzone ist bei handgefertigten Laminaten schwer zu realisieren. Erste Ideen für konstruktive Lösungen der Verankerung wurden in den letzten Jahren experimentell untersucht. SAS ET AL. [192] und SAKAR ET AL. [191] nutzen in ihren Versuchen Stahlwinkelprofile, die am oberen Ende der Stegseiten auf die äußere Bewehrung geklebt oder mit Stahlbolzen gegen die äußere Bewehrung und den Steg gepresst werden. In der Druckzone sind die Winkel mit Stahlbolzen verankert, die ausreichend tief in den Flansch hinein bzw. durch den Flansch hindurch reichen (Bild 2.10).

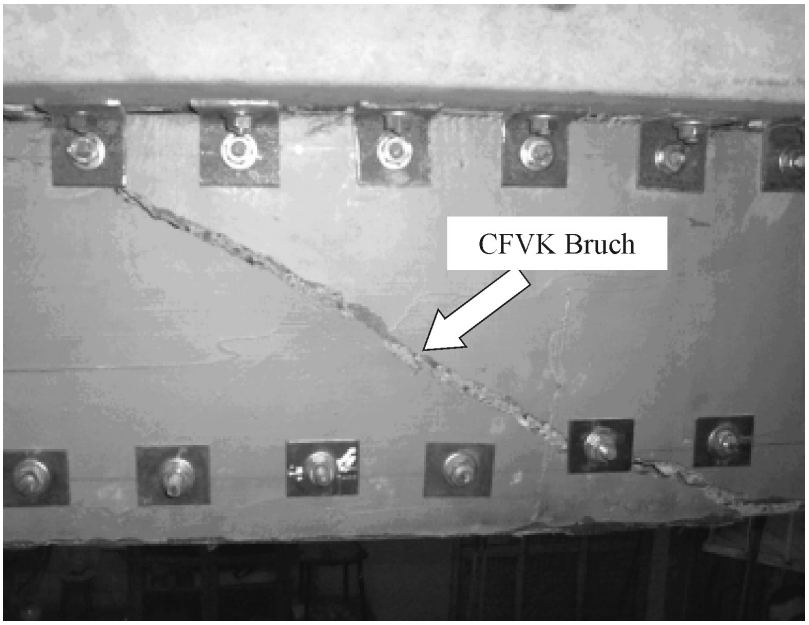
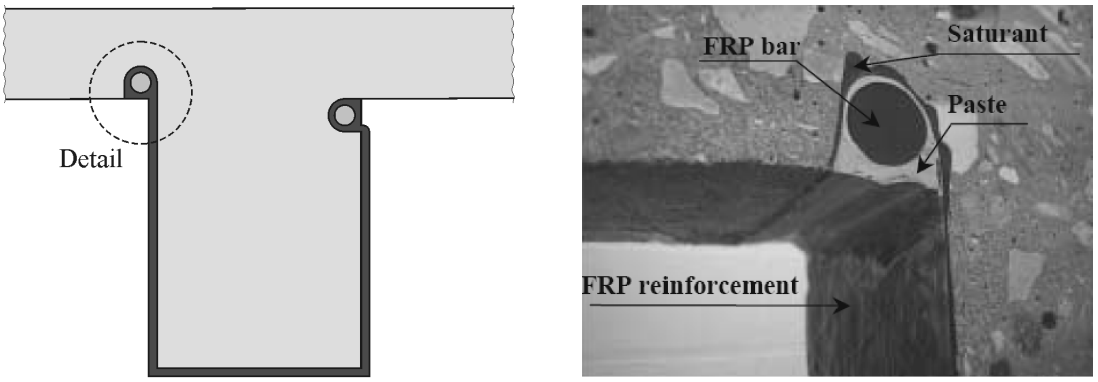


Bild 2.10: Verankerung von FVK-Sheets nach SAS ET AL. [192] und SAKAR ET AL. [191]

Ein anderer Vorschlag wird von KHALIFA ET AL. [117] unterbreitet. Er verankert die äußere Schubbewehrung im Flansch eines Plattenbalkens, indem er ähnlich wie bei geschlitzten Bewehrungen die Unterseite der Platten längs des Steges einschneidet. Die Sheets werden mit einer Umlenkung in die Schlitze hineingeführt und mit FVK-Längsstäben in ihrer Lage gesichert. Abschließend werden die Schlitze mit Epoxidharz verfüllt (Bild 2.11).



a) Prinzipbild der Verankerung b) Detail, Schnittbild der Verankerung

Bild 2.11: Verankerung von FVK-Sheets nach KHALIFA ET AL. [117]

GALAL & MOFIDI [92] verfolgen eine ähnliche Idee. Sie verankern die beiden Enden der Querkraftverstärkung, indem sie trockene CF-Sheets um Stahlstäbe wickeln und mit Epoxidharz fixieren (Bild 2.12). Anschließend werden in die Stahlstäbe im gleichen Abstand Löcher gebohrt wie entlang der Schnittkante von Steg und Platte. Die Verankerung erfolgt über Hilti-Bolzen. Beim Verschrauben der Bolzen ist auf eine gleichmäßige Dehnung der Sheets zu achten.

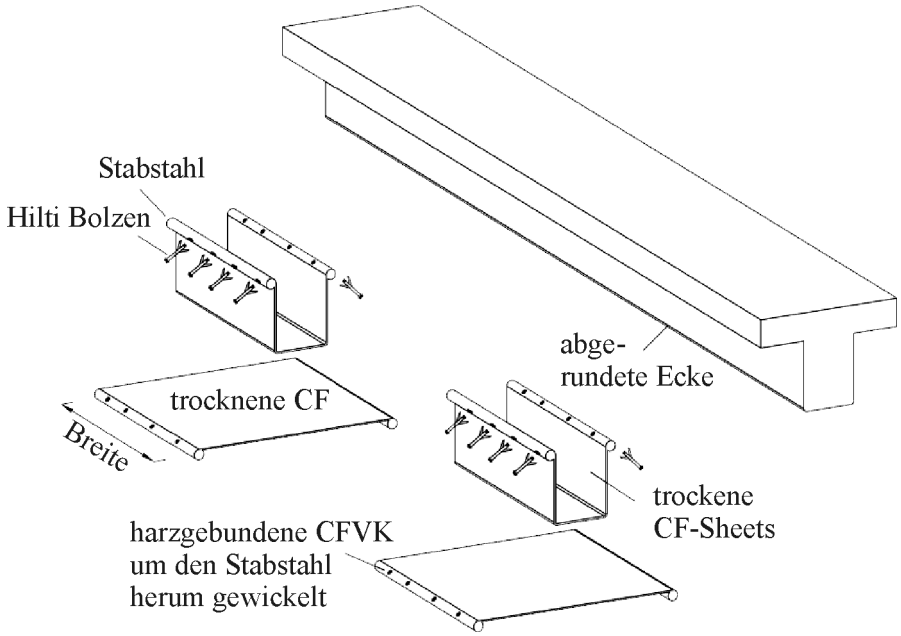


Bild 2.12: Mechanische Verankerung nach GALAL & MOFIDI [92]

JINNO ET AL. [111] und KOAYSHI ET AL. [121] verankern die geklebten Bewehrungen mit speziellen textilen Halbzeugen (Bild 2.13). Die so genannten Carbonfaseranker (CF-Anker) sind an beiden Enden fächerförmig aufgeweitet, so dass der Übergreifungsstoß zwischen Anker und Verstärkung flächig geklebt werden kann. Im mittleren Teil des Ankers sind die Fasern zu einem Strang zusammengefasst. Dieser Teil des Ankers wird durch die Bohrungen in den Flanschen eines Plattenbalkens geführt. Auf der Oberseite des Plattenbalkens kann die Verstärkung zu einer vollständigen Umwicklung geschlossen werden, indem die Anker mit einem weiteren FVK-Sheet gestoßen werden. Eine ähnliche Art der Verankerung wird auch von der *fib* TASK GROUP 9.3 [89] vorgeschlagen.

In der Praxis werden die handlaminierten Verstärkungen bisher ohne konstruktive Verankerungen in der Druckzone ausgeführt. Eine Querkraftverstärkung ist damit nur für Bauteile zulässig, deren Druckzone für eine Verklebung frei zugänglich ist. Reicht die innere Schubbewehrung für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit aus, können die handlaminierten Verstärkungen zur Verbundsicherung einer Biegeverstärkung verwendet werden. In diesem Fall ist die Verstärkung über die gesamte Steghöhe zu verkleben.

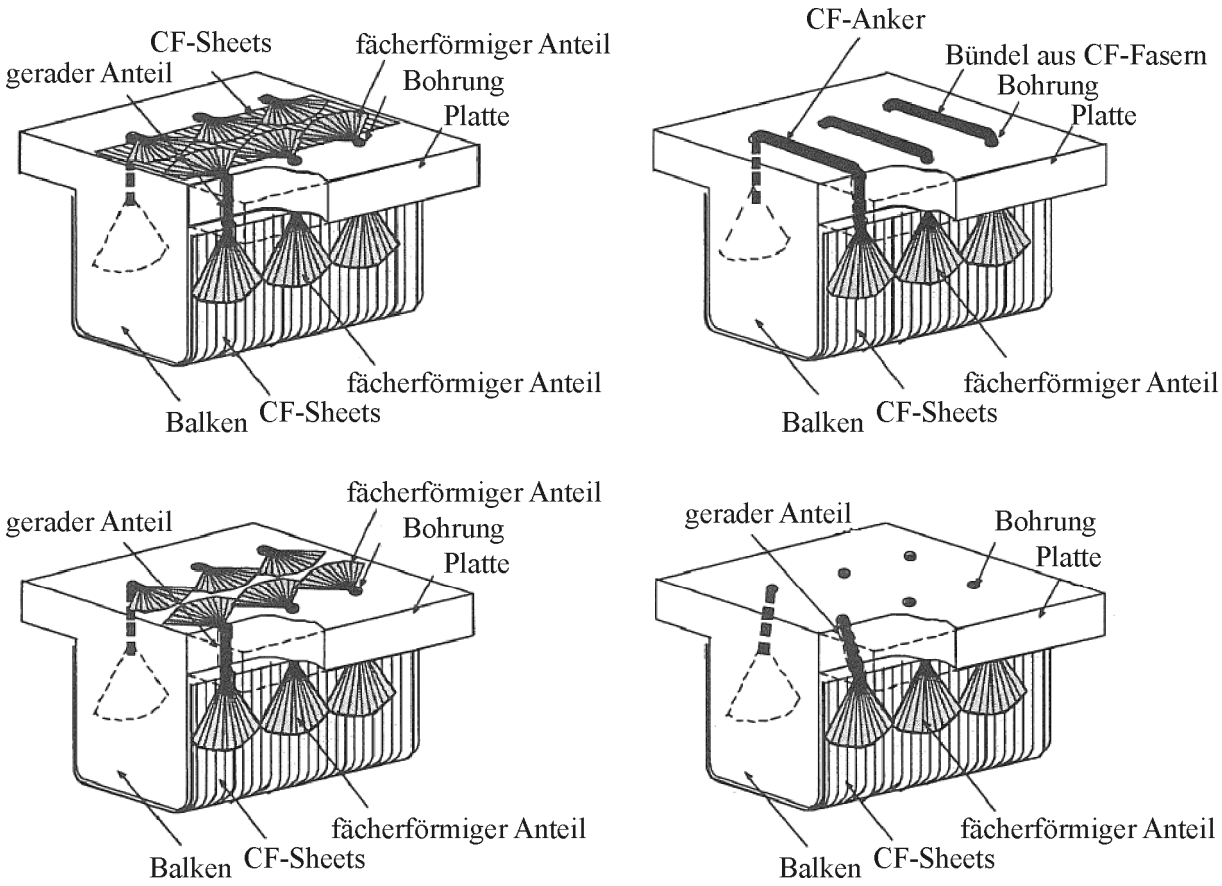


Bild 2.13: Verankerung von FVK-Sheets nach JINNO ET AL. [111]

2.3 Verstärken mit eingeschlitzter Bewehrung

Eingeschlitzte Bewehrungen werden im Unterschied zu extern aufgeklebten Bewehrungen innerhalb der Betondeckung oder im Kernbeton eines Bauteils eingebaut. Grund hierfür ist die bessere Verbundwirkung bei innen liegenden Bewehrungen gegenüber oberflächig aufgeklebten Bewehrungen (vgl. Bild 2.). Spaltrisse, die im Verankerungsbereich der Bewehrungen infolge der Ringzugspannungen auftreten, werden durch die Querdehnungsbehinderung des umgebenden Betons in ihrer Entstehung verzögert. Dadurch können höhere Verbundkräfte auf den Beton übertragen werden als durch den Haftverbund bei extern geklebten Bewehrungen. Den Nachweis über die höhere Tragfähigkeit der Verankerung erbrachte u. a. BLASCHKO [20] durch Verbundversuche mit extern geklebten und in Schlitze eingeklebten CFVK-Lamellen. Die Verbundwirkung von nachträglich einbetonierten Betonstahlbewehrungen ist im Vergleich zu unmittelbar einbetonierten Bewehrungen nahezu identisch, wie ASPLUND [8] experimentell am Tragverhalten von Betonbalken zeigt.

Betonstahlbewehrungen werden wegen des notwendigen Korrosionsschutzes im Kernbeton eines Bauteils meist innerhalb der Querbewehrung eingelegt. Alternativ können anstelle der Betonstahlbewehrung auch Bewehrungen aus FVK eingesetzt werden. Diese haben neben den bereits genannten Vorteilen der FVK (sehr guter Korrosionswiderstand, leichte Montage durch geringes Gewicht) einen weiteren entscheidenden Vorteil gegenüber der Stahlbeweh-

rung. Die für den Einbau der Bewehrung notwendigen Nuten können deutlich kleiner ausgeführt werden, da einerseits der Bewehrungsquerschnitt bei gleicher Tragfähigkeit geringer ist und andererseits die für Betonstahl notwendige Überdeckung der Bewehrung als Korrosionsschutz entfällt, so dass diese Bewehrungen innerhalb der Betondeckung eingebaut werden können.

Für das Verfahren der eingeschlitzten Bewehrungen eignen sich Faserbewehrungen in Form von Stäben (Bild 2.14, rund, quadratisch, rechteckig, oval) oder Lamellen. Bei der Auswahl der Querschnittsform sind in der Praxis die konstruktiven Gegebenheiten einer Verstärkung sowie die Verfügbarkeit und Kosten des Materials entscheidend. Jeder Querschnitt hat seine speziellen Vor- aber auch Nachteile. Quadratische Bewehrungen z. B. haben bei gleichen äußeren Abmessungen eine größere Bewehrungsfläche als runde Bewehrungen. Runde Bewehrungen sind aber einfacher verfügbar und bei Vorspannung leichter zu verankern. Lamellen hingegen sind aufgrund des maximalen Umfang-Volumen-Verhältnisses besonders günstig für den Verbund. Das Risiko eines Verbundversagens (Debonding) ist weitgehend reduziert, so dass die Tragfähigkeit der FVK optimal genutzt werden kann. Die Montage der Lamellen erfordert jedoch tiefe Nuten, die nur bei entsprechend dicker Betondeckung auszuführen sind (DE LORENZIS & TENG [51]).

Die Oberflächengestalt der FVK-Bewehrungsstäbe beeinflusst maßgeblich deren Verbundverhalten. Üblich sind glatte, gesandstrahlte, besandete oder durch Schleifen aufgeraute Oberflächen. Runde Stäbe können auch gerippt oder mit einem Faserbündel umwickelt sein (ACI 440.1R.03 [2]).

Bild 2.14: FVK-Stäbe zur Verwendung als eingeschlitzte Bewehrung (DE LORENZIS & TENG [51])

Für den Einbau der eingeschlitzten Bewehrung werden in die Oberflächen der Bauteile Nuten bzw. Schlitze geschnitten. Abhängig von der Tiefe der Nuten sind verschiedene Schneideverfahren geeignet. Innerhalb der Betondeckung z. B. können die Nuten mit einer Diamantblattsäge geschnitten werden. Hochdruckwasserstrahlen hingegen sind von Vorteil, wenn die neue Bewehrung innerhalb der vorhandenen Bewehrungen eingebaut werden soll. Vorhandene Bewehrungen werden beim Wasserstrahlen unbeschädigt freigelegt und nicht durchtrennt. Unebenheiten der Betonoberfläche können bei beiden Verfahren über die Tiefe der Nuten ausgeglichen werden.

Nach dem Schneiden werden die Nuten mit Unterdruck oder Druckluft gereinigt. Betonstahlbewehrungen werden direkt in die geöffneten Nuten eingebaut. Anschließend werden die Nuten abhängig von deren Lage mit Spritzbeton oder fließfähigem Füllbeton geschlossen. Besondere Sorgfalt ist bei der Nachbehandlung geboten, da der Füllbeton wegen des geringen Volumens zum vorzeitigen Austrocknen neigt (SCHÄFER ET AL. [193]).

Der beste Fugenfüller für Bewehrungsstäbe aus FVK ist Zweikomponenten-Epoxidharz. Mit diesem werden die Nuten zunächst zur Hälfte gefüllt. Erst dann folgt der Einbau der Bewehrungsstäbe. Die FVK-Stäbe werden in die harzgefüllten Schlitze eingedrückt, bis das Harz die Bewehrung umfließt und vollständig umhüllt. Abschließend werden die Schlitze bis zum Oberflächenniveau mit Harz gefüllt bzw. austretendes Harz entfernt. Der korrekte Einbau der Bewehrung ist entscheidend für die Verbundwirkung und Effektivität der Verstärkung. Nur gut geschultes Personal mit spezieller Ausrüstung sollte den Einbau übernehmen (BARROS & DIAS [9]).

Die Viskosität der Harze richtet sich nach deren Verwendung. Zur Verstärkung von Stützmomenten sind Harze mit geringer Viskosität geeignet, für Über-Kopf-Montagen hingegen ist eine hohe Viskosität erforderlich, um ein Herauslaufen und Tropfen zu verhindern. Die Viskosität der Harze kann genau wie der Wärmeausdehnungskoeffizient und die Glasübergangstemperatur durch die Zugabe von Sand beeinflusst werden. Der Nachteil der sandgefüllten Harze liegt jedoch in der geringeren Adhäsion zu glatten Bewehrungsoberflächen (DE LORENZIS & TENG [51]).

Die hohen Kosten der Epoxidharze sowie das gesundheitliche Risiko für das ausführende Personal und die Empfindlichkeit der Harze gegenüber verschiedener Umwelteinflüsse und hohen Temperaturen veranlassten einige Forscher, das Epoxidharz durch Mörtel oder zementbasierte Füllmaterialien zu ersetzen (CAROLIN ET AL. [35]). Die mechanischen Eigenschaften und die Duktilität sind jedoch schlechter. Die Grenzen der zementgebundenen Füllmaterialien werden in den Verbund- und Biegeversuchen von TÄLJSTEN ET AL. [208] deutlich.

Die Effektivität der eingeschlitzten Bewehrung ist wesentlich vom Verbund zwischen Bewehrung und Trägermaterial abhängig. Einflussfaktoren sind die Abmessungen von Fuge und Bewehrung, die Zug- und Schubfestigkeit des Betons und Füllmaterials, der Bewehrungsquerschnitt und dessen Oberflächengestaltung sowie die Rauheit der Fugenoberfläche. Verbundversagen kann bei eingeschlitzten Bewehrungen in der Grenzfläche von Bewehrung und Harz, in der Grenzfläche von Harz und Beton sowie innerhalb der Betondeckung auftreten. Eine Beschreibung der Versagensformen sowie eine Übersicht der Untersuchungen zum Verbundverhalten sind in DE LORENZIS & TENG [51] nachzulesen.

Die Vorteile der eingeschlitzten Bewehrung sind in der Literatur zahlreich beschrieben (BARROS & DIAS [9], LORENZIS & TENG [51]). Hervorgehoben werden der geringe Montageaufwand, der sehr gute Verbund zwischen Bewehrung und Beton, der Schutz vor mechanischer Beschädigung, Vandalismus, Temperatur- und Brandbeanspruchung und der Schutz vor Alterung infolge UV-Licht und Durchfeuchtung. Auf eine aufwendige Vorbehandlung der Oberflächen wie bei extern aufgeklebten Bewehrungen kann verzichtet werden. Unebenheiten der Oberfläche werden beim Schneiden der Nuten ausgeglichen. Auch der Aufwand, die Bewehrung in den zuvor gesägten Schlitzen zu applizieren, ist im Vergleich zu externen Bewehrungen sehr gering. Der sehr gute Verbund erhöht die Effektivität der

eingeschlitzten Bewehrung. Die Neigung zum Verbundversagen (Debonding) ist aufgrund der mindestens beidseitigen Verbundfläche erheblich reduziert. Außerdem bleibt die optische Erscheinung des Bauteils nahezu unverändert.

Praktische Anwendungen von eingeschlitzten Bewehrungen sind in der Literatur vorwiegend für Biegeverstärkungen dokumentiert. ASPLUND [8] beschreibt die Verstärkung einer Stahlbetonbrücke in Schweden, deren Biegezugbewehrung im Bereich der Stützmomente mit eingeschlitzter Betonstahlbewehrung im Mörtelbett ergänzt wurde. DE LORENZIS & NANNI [49], [50] wiesen sowohl für Biege- als auch Querkraftverstärkungen mit GFVK- und CFVK-Stäben die hohe Effektivität des Verstärkungsverfahrens nach. NORDIN ET AL. [166] untersuchten als Erste Verstärkungen mit vorgespannten, eingeschlitzten CFVK-Laschen. Die Vorspannung reduziert die Durchbiegung im Bruchzustand, beeinflusst jedoch nicht die Versagensart.

Die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch zusätzliche, in die Stegseitenflächen eingeschlitzte Bewehrungen wurde von DE LORENZIS & NANNI [50] untersucht. Insgesamt acht große Plattenbalken (sechs davon nicht schubbewehrt) wurden mit runden, gerippten CFVK-Stäben verstärkt. Variiert wurden der Abstand der Bewehrung, deren Neigung sowie deren Verankerung im Flansch der Plattenbalken. Gegenüber der unverstärkten Referenz erreichten die Plattenbalken ohne Stahlbügelbewehrung Traglaststeigerungen von bis zu 106 %. Die Tragfähigkeit der schubbewehrten Plattenbalken lag nach der Verstärkung um bis zu 35 % über der der Referenz. Geneigte Schubbewehrungen mit einem Winkel von 45° zur Bauteilachse haben sich effektiver gezeigt als Schubbewehrungen mit 90°-Neigung. Die Querkrafttragfähigkeit ist umso höher, je kleiner der Achsabstand der eingeschlitzten Bewehrung ist bzw. je besser diese verankert wird.

Auch DIAS & BARROS [69] stellen fest, dass die Neigung der Schubbewehrung deren Effektivität beeinflusst. Für Bauteile mit Stahlbügelbewehrung sind ihrer Meinung nach 60° geneigte Bewehrungen am effektivsten, da die Bruchlasten höher sind als bei 45° geneigten Bewehrungen und die Schubrisse mit einer Neigung von etwa 35° fast senkrecht gekreuzt werden. Bei den nicht schubbewehrten Bauteilen verlaufen die Schubrisse steiler (etwa 45°). In diesem Fall werden Schubbewehrungen mit 45° Neigung als besonders effektiv eingeschätzt.

Darüber hinaus vermuten DIAS & BARROS [69], dass auch der Abstand der eingeschlitzten Bewehrung die Effektivität der Verstärkung beeinflusst. Bei geringen Bewehrungsabständen begrenzen die fein verteilten Schubrisse die mögliche Verankerungslänge der eingeschlitzten Bewehrung, so dass geringere Zugkräfte über den Verbund verankert werden können. Es kommt zum Verbundversagen, bevor die Tragfähigkeit der Bewehrung erreicht ist.

BARROS & DIAS [10] untersuchten nicht schubbewehrte Balken mit unterschiedlicher Höhe und Stützweite. Je ein Balken blieb als Referenz unverstärkt, die anderen wurden mit konventioneller Stahlbügelbewehrung, mit extern geklebten CFVK-Laschen sowie mit eingeschlitzten CFVK-Laschen mit einer Neigung von 90 bzw. 45° verstärkt. Auch diese Versuche bestätigen die höhere Effektivität der eingeschlitzten Bewehrungen im Vergleich zu extern aufgeklebten Bewehrungen. Eine bessere Tragfähigkeit der geneigten Bewehrungen gegenüber von senkrechten Bewehrungen ist jedoch nicht erkennbar. Im Vergleich zu den Balken mit

konventioneller Bügelbewehrung erreichten die Balken mit eingeschlitzter Bewehrung bei äquivalentem Schubbewehrungsgrad fast die gleiche Tragfähigkeit.

NANNI ET AL. [157] verstärkten einen vorgespannten Brückenträger mit CFVK-Laschen für Biegung und mit eingeschlitzten CFVK-Rechteckstäben für Querkraft. Zur Erhöhung der Effektivität wurde die eingeschlitzte Bewehrung gegenüber der Bauteilachse um 60° geneigt eingebaut. Die Querkrafttragfähigkeit des verstärkten Balkens konnte experimentell nicht ermittelt werden, da der Balken zuvor auf Biegung versagte. Zum Zeitpunkt des Versagens lag die Bruchlast aber schon 50 % über der Querkrafttragfähigkeit der unverstärkten Referenz.

In Normen und Bemessungsrichtlinien haben die geschlitzten Bewehrungen bisher noch nicht Einzug gehalten. Das Interesse an dieser Art der Verstärkung wird aber zunehmend größer, so dass beim ACI 440 und *fib* derzeit über eine Überarbeitung der Dokumente nachgedacht wird, um die eingeschlitzten Bewehrungen zu ergänzen (LORENZIS & TENG [51]). Auch die Bemessungsregeln der neuen DAFSTB-Richtlinie [56] werden mit Einschränkungen für in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen gültig sein.

2.4 Zusammenfassung

Die vorgestellten Verfahren der Querkraftverstärkung unterscheiden sich in vielerlei Hinsicht. Eines haben die Verfahren aber gemeinsam: das Problem der Verankerung in der Biegedruckzone. Das Ende einer Querkraftverstärkung liegt in der Regel innerhalb der lichten Stützweite des Stahlbetonbauteils vor dessen eigentlichem Auflager. Der Auflagerbereich selbst muss unverstärkt bleiben, da angrenzende Bauteile den Zugang versperren. Das bedeutet, die Verstärkungsschicht hat kein eigenes Auflager, sondern muss alle Belastungen über das Stahlbetonbauteil zum Auflager hin abgetragen. Damit ist eine tragfähige Verankerung für die Wirksamkeit der Verstärkung unabdingbar.

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge darf für statisch erforderliche Querkraftbewehrungen bisher nicht angesetzt werden, selbst wenn die nach den deutschen Richtlinien (RL SIB [57], ZTV-ING 03, T. 1 [32]) geforderte mittlere Haftzugfestigkeit von 1,5 N/mm² gewährleistet ist. Mindestens zwei Drittel der Schubkraft nach DIN 1045-1 [70] müssen über konstruktive Verankerungsmittel in der Biegedruckzone verankert werden (SCHÄFER ET AL. [193]).

Konstruktive Lösungen der Verankerung werden in der Literatur sowohl für Stahlbewehrungen als auch für faserbewehrte Kunststoffe vorgeschlagen. Für Stahlbewehrungen sind in der Regel Schweißverbindungen üblich, die auf textilbewehrten Beton nicht zu übertragen sind. Besser geeignet erscheinen die Verankerungslösungen der faserbewehrten Kunststoffe, wobei der konstruktive Aufwand jedoch sehr hoch ist. Für die Verankerungen müssen Nuten gefräst, Schlitze gesägt oder Bohrungen gesetzt werden. Auch das Anbringen spezieller Verankerungselemente ist zeitaufwändig und damit kostenintensiv.

Für den textilbewehrten Beton sollen die Untersuchungen dieser Arbeit die Tragfähigkeit der Verbundfuge aufzeigen. Konstruktive Verankerungsmittel werden zunächst nicht vorgesehen.

3 Tragverhalten verstärkter Querschnitte

Nachträglich aufgebrachte Querkraftverstärkungen wirken zusammen mit dem ursprünglichen Querschnitt des Stahlbetonbauteils als Verbundquerschnitt. Die beiden Teilquerschnitte sind in ihrer Berührungsfuge entweder über den flächigen Verbund zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht (starrer Verbund) oder durch konstruktive Verankerungsmittel (nachgiebiger Verbund) gekoppelt.

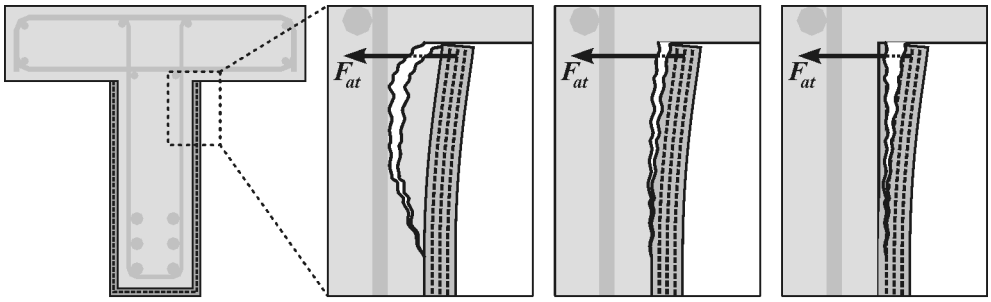
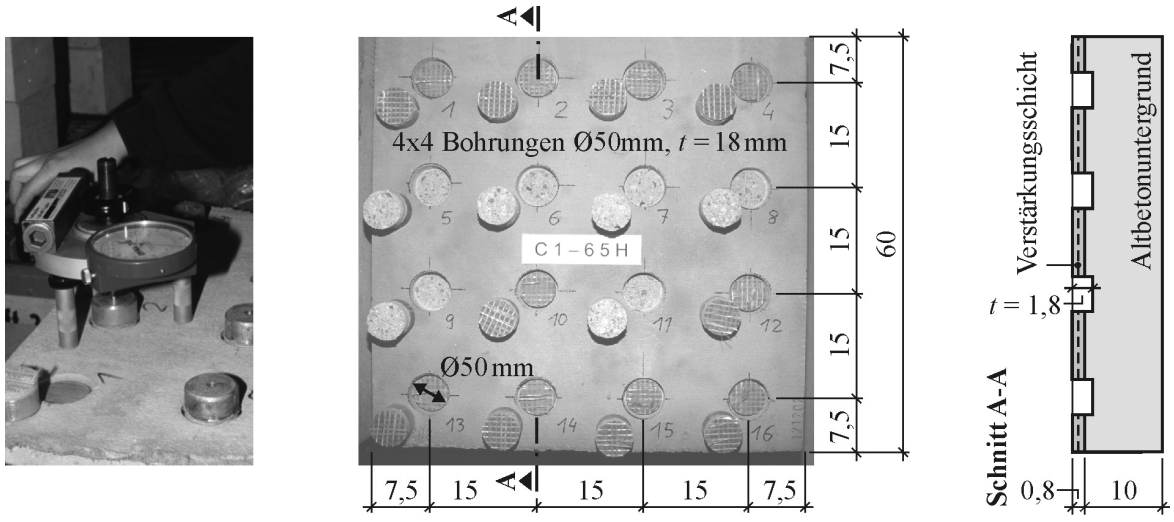


Bild 3.1: Versagensebenen bei Textilbetonverstärkungen (nach ORTLEPP [170])

Bei textilbetonverstärkten Querschnitten, die ohne konstruktive Verankerungsmittel ausgeführt sind, ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge von der Haftzugfestigkeit der Betone abhängig. Das Verbundversagen kann in verschiedenen Ebenen des Querschnitts eintreten. Nach ORTLEPP [170] ist zwischen der Grenzschicht im Altbetonuntergrund (Bild 3.1b), der Grenzschicht zwischen Alt- und Feinbeton (Bild 3.1c) und der Grenzschicht in der ersten, dem Bauteil zugewandten Textillage (Bild 3.1d) zu unterscheiden.



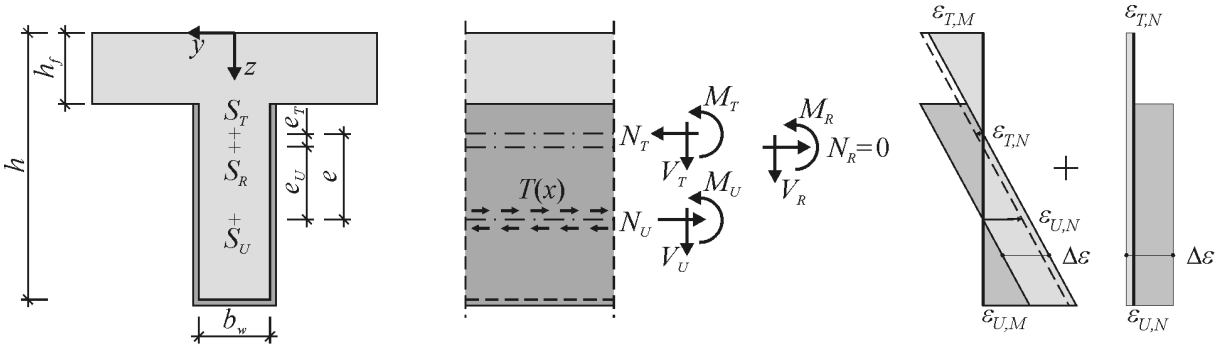
a) Prüfgerät b) Versuchplatte nach Haftzugprüfung

Bild 3.2: Versuchsplatte für Haftzugprüfungen (ORTLEPP [170])

Die maßgebende Grenzschicht und deren Tragfähigkeit kann durch Haftzugprüfungen nach DIN 1048-2 [71] ermittelt werden (ORTLEPP [170]). Als Probekörper sind Versuchsplatten geeignet, die analog zum verstärkten Bauteil aus einer Normalbetonschicht und einer textilbewehrten Feinbetonschicht bestehen (Bild 3.2).

3.1 Beanspruchung durch den Verbund der Teilquerschnitte

Ein Verbundquerschnitt setzt sich aus zwei oder mehreren Teilquerschnitten zusammen. Jeder der Teilquerschnitte hat einen eigenen Schwerpunkt, dessen Lage nicht mit dem Schwerpunkt des Verbundquerschnitts übereinstimmen muss. Bei einer Biegebeanspruchung liegt der Dehnungsnullpunkt im Schwerpunkt des Verbundquerschnitts, wenn man die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte und einen starren Verbund der Teilquerschnitte voraussetzt. In den Schwerpunkten der Teilquerschnitte sind die Dehnungen ungleich Null, sobald deren Schwerpunkt, in z-Richtung gemessen, von dem Schwerpunkt des Verbundquerschnitts abweicht (Bild 3.3). Dehnungen in Höhe des Schwerpunkts sind auf Normalkraftbeanspruchungen zurückzuführen, d. h. werden die Beanspruchungen eines Verbundquerschnitts auf die Teilquerschnitte zerlegt, sind sowohl Biegemomente- als auch Normalkräfte zu berücksichtigen.



a) Querschnitt mit Schwerpunkten b) Längsschnitt c) Dehnungsverlauf

Indizes: T = Plattenbalken f = Flansch N = Normalkraft
U = Verstärkungsschicht w = Steg M = Biegemoment
R = Bauteil mit Verstärkung V = Querkraft

Bild 3.3: Schnittkraftzerlegung und Dehnungsverlauf am Verbundquerschnitt

Das Gleichgewicht zwischen den Normalkräften in den Teilquerschnitten (N_T, N_U) wird über Schubspannungen in der Verbundfuge erreicht. Die Resultierende der Schubspannungen ist die Schubkraft T (Bild 3.3). Es gilt:

$$N_U(x) = N_T(x) = N(x) = \int_0^x T(x)\,dx \text{ mit } T(x) = \int_{-b_w/2}^{b_w/2} \tau(x)\,dy + 2 \cdot \int_{h_f}^{h} \tau(x)\,dz \qquad (3.1)$$

Je nach Steifigkeit der Verbundfuge (starrer oder nachgiebiger Verbund) werden durch die Schubkraft T Relativverschiebungen in der Verbundfuge der Teilquerschnitte verursacht.

$$T(x) = C(\delta) \cdot \delta(x)$$
$$C(\delta) \ldots \text{Federkonstante des Verbundes} \tag{3.2}$$

Die Relativverschiebung δ setzt sich nach MÖHLER [146] bzw. WÖRNER [229] aus zwei Anteilen zusammen, die im Folgenden kurz erläutert werden. Zur Vereinfachung der Betrachtung wird zunächst ein linear elastisches Materialverhalten vorausgesetzt.

Der erste Anteil der Relativverschiebung resultiert aus der Verdrehung der Teilquerschnitte (Bild 3.4). Setzt man parallele Biegelinien für den Verbundquerschnitt und alle Teilquerschnitte voraus, d. h. man vernachlässigt auftretende Schubverformungen und -verzerrungen, so sind die Verdrehungen des Verbundquerschnittes und der Teilquerschnitte gleich groß. Es gelten gleiche Funktionen der Biegeline, da der Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte bei großen Krümmungsradien kaum von Einfluss ist:

$$w(x) = w_U(x) = w_T(x) = w_R(x) \tag{3.3}$$

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -\frac{M_U(x)}{E_U \cdot I_U} = -\frac{M_T(x)}{E_T \cdot I_T} = -\frac{M_R(x)}{E_R \cdot I_R} \tag{3.4}$$

Ungekoppelte Teilquerschnitte verdrehen sich um ihren jeweiligen Schwerpunkt und verursachen durch den Abstand e der Schwerelinien die in Bild 3.4 dargestellte Relativverschiebung $\delta_{\tan\alpha}$. Sind die Querschnitte durch den Haftverbund oder Verankerungsmittel gekoppelt, verhindern die Schubspannungen $\tau_{\tan\alpha}$ mögliche Relativverschiebungen in der Berührungsfuge der Teilquerschnitte. Die Schubspannungen $\tau_{\tan\alpha}$ stehen mit den entsprechenden Normalkraftanteilen $N_{T,\tan\alpha}$ bzw. $N_{U,\tan\alpha}$ im Gleichgewicht. Je starrer die Kopplung der Teilquerschnitte ist, umso größer sind die Schubspannungen $\tau_{\tan\alpha}$ zwischen den Teilquerschnitten und umso kleiner wird die Durchbiegung des Trägers.

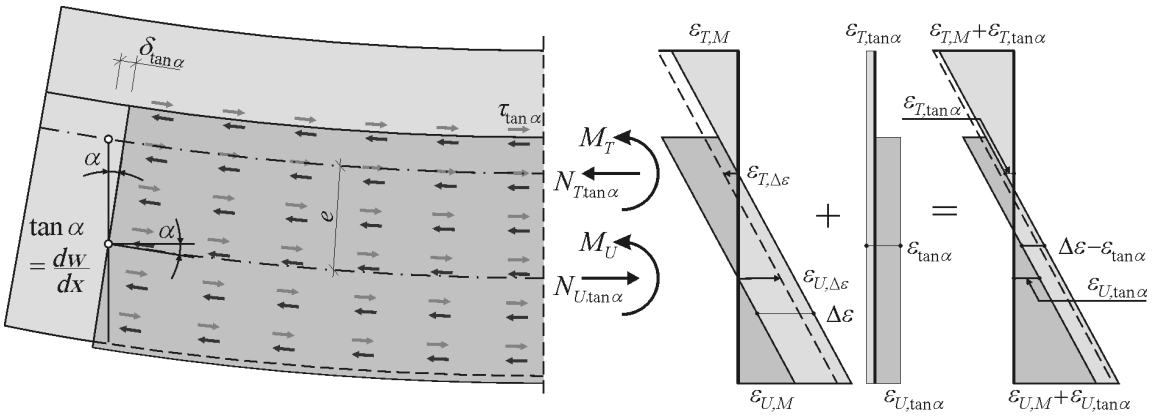


Bild 3.4: Relativverschiebung infolge Verdrehung der Teilquerschnitte (nach MÖHLER [146])

Rechnerisch ist die Relativverschiebung $\delta_{\tan\alpha}$ vom Schwerpunktabstand e und der ersten Ableitung der Biegelinie $w(x)$ abhängig, wobei die Biegelinie $w(x)$ wiederum von der Summe der Relativverschiebungen ($\delta_{\tan\alpha}+\delta_{\Delta\varepsilon}$) der Teilquerschnitte abhängt:

$$\delta_{\tan\alpha}(x) = e \cdot \frac{dw(x)}{dx} \tag{3.5}$$

Der zweite Anteil der Relativverschiebung resultiert aus dem schon zu Beginn des Kapitels beschriebenen Dehnungsunterschied $\Delta\varepsilon$ (Bild 3.3c, Bild 3.5). Die Dehnungsverläufe der Teilquerschnitte sind nach der BERNOULLI-Hypothese parallel, aber aufgrund der unterschiedlichen Lage der Schwerpunkte um $\Delta\varepsilon$ horizontal verschoben. Die Größe des Dehnungsunterschieds wird beeinflusst durch die Steifigkeit in der Verbundfuge (starrer oder nachgiebiger Verbund). Der teilweise bzw. vollständige Ausgleich des Dehnungsunterschieds erfolgt über die Schubspannungen $\tau_{\Delta\varepsilon}$ bzw. die Normalkräfte $N_{T,\Delta\varepsilon}$ und $N_{U,\Delta\varepsilon}$, die durch den Verbund erzwungen werden. Die Normalkraftanteile $N_{\tan\alpha}$ sind in den Normalkräften $N_{\Delta\varepsilon}$ bereits enthalten (vgl. Bild 3.4 und Bild 3.5).

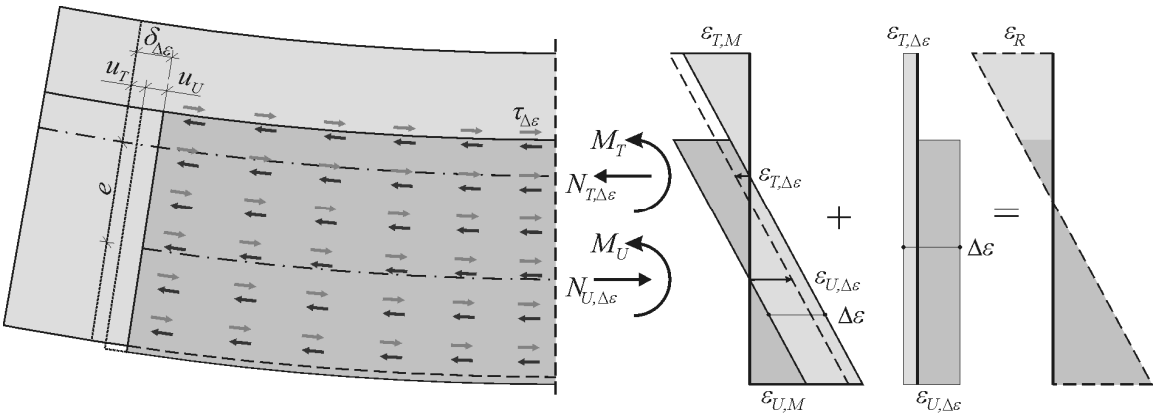


Bild 3.5: Relativverschiebung infolge Dehnungsunterschied der Teilquerschnitte (nach MÖHLER [146])

Die Relativverschiebung zwischen den beiden Teilquerschnitten infolge der gegensätzlichen Normalkräfte $N_{T,\Delta\varepsilon}$ und $N_{U,\Delta\varepsilon}$ entspricht der Differenz der lokalen Verschiebungen mit folgenden Ableitungen (nach MÖHLER [146], WÖRNER [229]):

$$\delta_{\Delta\varepsilon}(x) = u_U(x) - u_T(x) \tag{3.6}$$

$$\begin{aligned} \frac{d\delta_{\Delta\varepsilon}(x)}{dx^2} &= \frac{du_U(x)}{dx^2} - \frac{du_T(x)}{dx^2} = \varepsilon_{U,\Delta\varepsilon}(x) - \varepsilon_{T,\Delta\varepsilon}(x) \\ &= \frac{N_U(x)}{E_U \cdot A_U} + \frac{N_T(x)}{E_T \cdot A_T} \end{aligned} \tag{3.7}$$

$$\frac{d^2\delta_{\Delta\varepsilon}(x)}{dx^2} = T(x) \cdot \left[\frac{1}{E_U \cdot A_U} + \frac{1}{E_T \cdot A_T} \right] \tag{3.8}$$

Die Summe der Relativverschiebungen infolge der Verdrehung und dem Dehnungsunterschied der Teilquerschnitte entspricht der Gesamtrelativverschiebung:

$$\delta(x) = \delta_{\tan\alpha}(x) + \delta_{\Delta\varepsilon}(x) \tag{3.9}$$

$$\begin{aligned}\frac{d\delta(x)}{dx} &= \frac{d\delta_{\tan\alpha}(x)}{dx} + \frac{d\delta_{\Delta\varepsilon}(x)}{dx} \\ &= e \cdot \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + N(x) \cdot \left[\frac{1}{E_U \cdot A_U} + \frac{1}{E_T \cdot A_T} \right]\end{aligned} \tag{3.10}$$

$$\begin{aligned}\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} &= \frac{d^2\delta_{\tan\alpha}(x)}{dx^2} + \frac{d^2\delta_{\Delta\varepsilon}(x)}{dx^2} \\ &= e \cdot \frac{d^3 w(x)}{dx^3} + T(x) \cdot \left[\frac{1}{E_U \cdot A_U} + \frac{1}{E_T \cdot A_T} \right]\end{aligned} \tag{3.11}$$

Mit den Differentialgleichungen (3.10) bzw. (3.11) ist ein erster Zusammenhang zwischen der Gesamtrelativverschiebung der Teilquerschnitte und der Durchbiegung des Verbundträgers hergestellt. Um beide jedoch bestimmen zu können, ist eine zweite Differentialgleichung notwendig, die sich aus dem Momentengleichgewicht am Querschnitt wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}&M_R = M_T + M_U + N \cdot e \\ &M_T, M_U \text{ ... nach Gleichung (3.4)} \\ &N \quad \text{ ... nach Gleichung (3.10)}\end{aligned} \tag{3.12}$$

Das gesamte Differentialgleichungssystem ist in den Gleichungen (3.13) und (3.14) noch einmal zusammenfassend dargestellt. Die ausführliche Herleitung der Gleichungen ist in MÖHLER [146] zu finden:

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = e \cdot \frac{d^3 w(x)}{dx^3} + \frac{C(\delta) \cdot \delta(x) \cdot e^2}{K_{B,St}} \tag{3.13}$$

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -\frac{M_R(x)}{K_{B,R}} + \frac{K_{B,St}}{e \cdot K_{B,R}} \cdot \frac{d\delta}{dx} \tag{3.14}$$

mit:

$$K_{B,R} = \left[E_U \cdot I_U + E_T \cdot I_T + K_{B,St} \right] \tag{3.15}$$

$$K_{B,St} = \frac{E_U \cdot A_U \cdot E_T \cdot A_T}{E_U \cdot A_U + E_T \cdot A_T} \cdot e^2 \tag{3.16}$$

Durch Lösung des Differentialgleichungssystems können die Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten eines verstärkten Bauteils sowie die Schubspannungen in der Berührungsfuge der Teilquerschnitte berechnet werden, vorausgesetzt es gelingt, die Steifigkeiten der Teilquerschnitte zutreffend zu beschreiben. Infolge des nichtlinearen Materialverhaltens

des Betons ändern sich die Steifigkeiten jedoch belastungsabhängig. Sowohl die Dehn- als auch die Biegesteifigkeit sind je nach Normalkraft- und Biegemomentenbeanspruchung über die Bauteillänge veränderlich.

Mit belastungsabhängigen Materialeigenschaften ist eine geschlossene Lösung des Gleichungssystems nahezu unmöglich. Deswegen werden die Biegesteifigkeiten vereinfacht als konstant über die Trägerlänge angenommen. Unter dieser Bedingung lautet die Lösung des Gleichungssystems für einen Einfeldträger mit mittiger Einzellast nach der Schubkraft T umgestellt (MÖHLER [146]):

$$T(x) = \delta(x) \cdot C(\delta) = \frac{Q(x) \cdot K_{B,St}}{e \cdot K_{B,R}} \left[1 - \frac{\cosh(\lambda \cdot x)}{\cosh(\lambda \cdot L_1)} \right] \tag{3.17}$$

mit:

$$\lambda = \sqrt{\frac{C(\delta) \cdot e^2 \cdot K_{B,ges}}{K_{B,St} \cdot (K_{B,ges} - K_{B,St})}} \tag{3.18}$$

$$L_1 = 0,5L \tag{3.19}$$

L ... Stützweite Einfeldträger (3.20)

Der rechnerische Ansatz für die Schubkraft T wird in Kapitel 6.2.1 genutzt, um für die geprüften Probekörper die Beanspruchungen in der Verbundfuge zu berechnen. Ziel ist es, die möglichen Ursachen eines Verbundversagens bei textilbewehrten Verstärkungen einzugrenzen.

3.2 Beanspruchung durch den Verbund der textilen Bewehrung

Neben den Schubspannungen infolge der Relativverschiebung werden durch die Verankerung der Verstärkung Zugspannungen senkrecht zur Berührungsfuge der Teilquerschnitte verursacht. Die Verankerung ersetzt im Endbereich der Verstärkung deren fehlendes Auflager. Im mittleren Teil der Verstärkung werden die textilbewehrten Zugstreben über den Verbund an das Stahlbetonbauteil angeschlossen.

Im Zustand I kann die Verstärkungsschicht über die gesamte freie Trägerhöhe verankert werden. Im Zustand II hingegen ist die mögliche Verankerungslänge durch das entstehende Rissbild eingeschränkt. Je kürzer der Abstand zwischen Oberkante Verstärkung und Schubriss ist, umso konzentrierter sind die Spannungen, die infolge der Verankerung auf die Stegseiten übertragen werden.

Analog zum konventionellen Stahlbeton müssen auch beim textilbewehrten Feinbeton die Zugkräfte der textilen Bewehrung innerhalb der Verankerungslänge auf den umgebenden Feinbeton übertragen werden. Das geschieht jeweils vor und nach einem Biege- bzw. Schubriss oder am Ende der textilen Bewehrung. Die resultierenden Querzugspannungen müssen

über den Haftverbund auf den Steg des Balkens oder Plattenbalkens übertragen werden (Bild 3.6). Die gleichzeitig in der Ebene der Berührungsfuge wirkenden Schubspannungen überlagern sich mit dieser Beanspruchung und vermindern damit die zusätzlich übertragbaren Querzugspannungen.

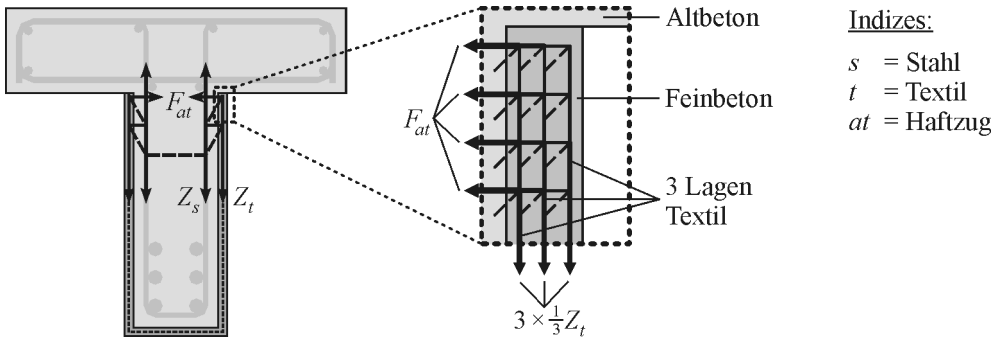


Bild 3.6: Stabwerkmodell zur Verankerung der textilen Bewehrung (ORTLEPP [170])

Eine unzureichende Verankerung führt infolge der Querzugbeanspruchung F_{at} zum Ablösen der Verstärkungsschicht (Bild 3.6). Das Ablösen tritt ein, sobald die Betonzugfestigkeit in einer der in Bild 3.1 dargestellten Grenzschichten überschritten wird. Ein Versagen im Altbetonuntergrund (Bild 3.1b) ist ausschließlich von der Betonzugfestigkeit des zu verstärkenden Bauteils abhängig und kann bei einer Verstärkung nicht beeinflusst werden. Die Grenzschicht der Verbundfuge (Bild 3.1c) wird nur bei unzureichender Rautiefe maßgebend. Ab einer Rautiefe vom 1 mm kann nach ORTLEPP [170] ein Versagen der Verbundfuge ausgeschlossen werden.

Ein Überschreiten der Haftzugfestigkeit in der Ebene der textilen Bewehrung (Bild 3.1d) wird auch als Delamination bezeichnet (ORTLEPP [170]). Maßgebend wird immer die innere, dem Altbetonuntergrund zugewandte Textilebene, da sich die zu verankernden Zugkräfte der einzelnen Textillagen von außen nach innen aufsummieren. Die innere Bewehrungsebene wird dadurch am stärksten mit Querzug belastet (Bild 3.6).

Querzugspannungen können nur über den Feinbeton und nicht über die Faserbündel der textilen Bewehrung übertragen werden. In den Untersuchungen von ORTLEPP [170] wurde ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der Haftzugfestigkeit und dem Öffnungsanteil der textilen Gelege als Äquivalent der wirksamen Feinbetonfläche festgestellt. Bei ausreichendem Öffnungsanteil kann ein Delaminationsversagen ausgeschlossen werden.

4 Modelle zur Bemessung querkraftverstärkter Bauteile

4.1 Allgemeines

Für die Tragfähigkeit einer Querkraftverstärkung können zwei Grenzzustände maßgebend werden: das Zugversagen des Bewehrungsmaterials sowie das Verbundversagen (Delamination) zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkung. Ein Versagen der Betondruckstrebe wird an dieser Stelle nicht gesondert betrachtet, da dieser Nachweis auch für verstärkte Bauteile analog zum Stahlbeton geführt wird.

Die Modelle zur Berechnung der Tragfähigkeit des Bewehrungsmaterials beruhen in der Regel auf dem Fachwerkmodell der Betonstahlbewehrung. Das Fachwerk ist wohl das älteste Berechnungsmodell. Es wurde erstmalig von dem Franzosen HENNEBIQUE vorgeschlagen und von RITTER [185] im Jahr 1899 theoretisch analysiert. Die Wirkung eines Fachwerkes fand auch MÖRSCH [149] in seinen experimentellen Untersuchungen bestätigt, wenngleich es ihm nicht gelang, die Neigung der diagonalen Druckstreben zu berechnen. Seine Empfehlung der 45° geneigten Druckstreben leitet er von der anfänglichen Neigung der Schubrisse in Höhe der Schwerelinie eines Bauteils ab.

Über die Jahre hat die Auswertung zahlreicher Versuche gezeigt, dass die MÖRSCH'sche Fachwerkanalogie nur einen Teil der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils erfasst (HEGGER ET AL. [102]). Vor allem im Bereich geringer Schubbewehrungsgrade wird die Querkrafttragfähigkeit erheblich unterschätzt. Die ungenutzten Tragreserven waren für viele Forscher in der Vergangenheit Anlass für weitere Untersuchungen. Entwickelt wurden Modellvorstellungen von zusätzlichen Betontraganteilen (Kapitel 4.2.1, 4.2.2), veränderlichen Druckstrebenneigungen nach der Plastizitäts- oder Druckfeldtheorie (Kapitel 4.2.3) sowie von Kräften, die über die Reibung der Rissufer übertragen werden (Kapitel 4.2.4).

Der Einfluss des Verbundes auf die Tragfähigkeit der Verstärkung wird je nach Bewehrungsführung und Art der Verankerung durch den Ansatz zusätzlicher Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Anerkannte Berechungsansätze, die zur Entwicklung von Bemessungsrichtlinien und -empfehlungen führten, werden in Kapitel 4.3 vorgestellt.

Die Modelle der Rissbreitenbegrenzung beschränken sich auf nicht schubbewehrte Querschnitte. Dennoch werden in Kapitel 4.4 die wesentlichen Ansätze vorgestellt, da in den eigenen experimentellen Untersuchungen eine rissbreitenbegrenzende Wirkung der Verstärkung nachgewiesen werden konnte. Es ist nicht auszuschließen, dass die traglaststeigernde Wirkung der Verstärkung auf die Rissbreitenbegrenzung zurückzuführen ist.

4.2 Tragfähigkeit der Stegbewehrungen

4.2.1 45°-Fachwerkmodell mit Betontraganteil (Standardmethode)

Nach den Bemessungsrichtlinien des ACI (ACI 440.2R-08 [4]) oder der CONCRETE SOCIETY (TR 55 [40]) darf die Tragfähigkeit von extern aufgeklebten FVK-Verstärkungen mit einem 45°-Fachwerk nachgewiesen werden. Die Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials wird nach dem HOOKE'schen Gesetz aus dem E-Modul der Fasern und deren effektiver Dehnung im Bruchzustand berechnet (Kapitel 4.3). Als statische Höhe des Fachwerks d_f wird der Abstand zwischen der Oberkante der Verstärkung und der Resultierenden der Biegezugbewehrung angesetzt (Bild 4.1).

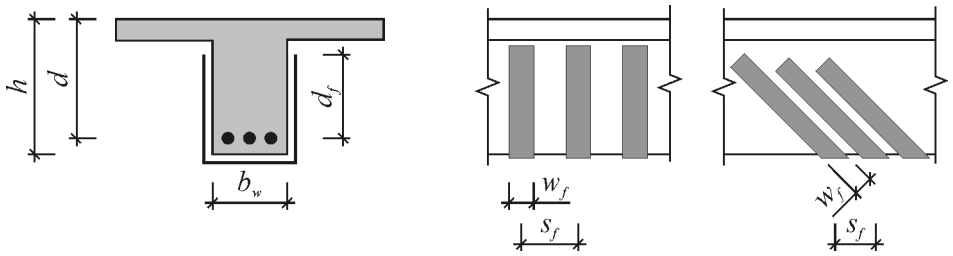


Bild 4.1: Nutzhöhe der Verstärkung (ACI 440.2R-08 [4])

Die Tragfähigkeit des Stahlbetonbauteils wird ungeachtet möglicher Einflüsse der Verstärkung nach den Vorschriften des Stahlbetons bemessen (ACI 318-08 [1], BS 8110 [30]). Auch dieser Nachweis wird an einem 45°-Fachwerk geführt, wobei als statische Höhe des Fachwerks abweichend zur DIN 1045-1 [70] die Nutzhöhe der Längsbewehrung angesetzt wird.

Die über das Fachwerkmodell hinaus gehenden Tragwirkungen wie die Dübelwirkung der Längsbewehrung, die Rissreibung oder auch die Querkrafttragfähigkeit des Druckgurtes sind im so genannten Betontraganteil zusammengefasst. Dieser wird zu den Traganteilen der Stegbewehrungen addiert. Für die Berechnung des Betontraganteils werden in den Normen verschiedene Berechnungsgleichungen angegeben (ACI 318-08 [1], BS 8110 [30]), die empirisch anhand von experimentell ermittelten Bruchlasten bestimmt sind.

4.2.2 Fachwerkmodell mit geneigtem Druckgurt (erweiterte Fachwerkanalogie)

LEONHARDT [129] analysiert in den Jahren 1961 bis 1964 seine berühmten Stuttgarter Schubversuche mit dem Ziel, die Einflussfaktoren der Schubtragfähigkeit zu ergründen. In der praktischen Anwendung hatte sich gezeigt, dass die volle Schubdeckung nach der MÖRSCH'schen Fachwerkanalogie eine sehr unterschiedliche und meist unnötig große Sicherheit gegen Schubbruch aufweist.

An verschiedenen Fachwerkmodellen zeigt LEONHARDT [129] die Auswirkungen eines geneigten Obergurtes sowie von unter 45° geneigten Druckstreben auf die vertikalen Stegzugkräfte und die Beanspruchung der Biegezugbewehrung. Die Art des Fachwerkes und die

Richtung der inneren Kräfte sind nach seiner Auffassung maßgeblich vom Formänderungsverhalten der Baustoffe und den Verträglichkeitsbedingungen zwischen den Zug- und Druckstreben abhängig. Sein Modell der veränderlichen Streben- und Gurtneigungen wird in der Literatur als *erweiterte Fachwerkanalogie* bezeichnet.

Für die Berechnung der verminderten Schubdeckung vereinfacht LEONHARDT [129] seinen Modellvorschlag. Anstelle der veränderlichen Streben- und Gurtneigungen schlägt er die Berücksichtigung eines Betontraganteils vor, der empirisch anhand von Einfeld- und Durchlaufträgern mit unterschiedlichem Schubdeckungsgrad ermittelt wurde. Zur Begründung des Betontraganteils werden die gemessenen Spannungen in den Schubbewehrungen herangezogen, die erst ab einer gewissen äußeren Belastung ansteigen (Bild 4.2). Bei nicht schubbewehrten Bauteilen wird diese Belastung als Schubrisslast bezeichnet.

Der Betontraganteil vermindert die einwirkende Querkraft, die von der Bügelbewehrung abgetragen werden muss. Die so reduzierte Bewehrungsfläche wird mit dem MÖRSCH'schen Fachwerkmodell ermittelt (LEONHARDT [129]).

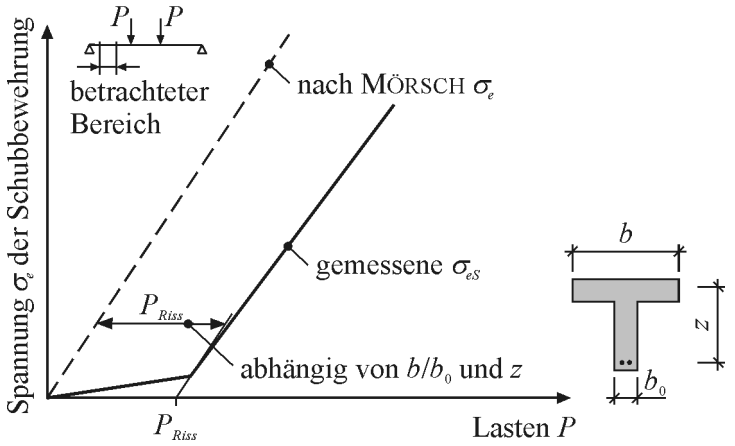


Bild 4.2: Charakteristischer Verlauf der Spannungen in Schubbewehrungen (nach LEONHARDT [129])

Die Idee eines Fachwerkmodells mit separatem Betontraganteil wurde unter der Bezeichnung *Standardmethode* in einige Normen übernommen (Kapitel 4.2.1). Beispiele dafür sind der ACI 318-08 [1] oder der EC2 [77].

4.2.3 Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung

Experimentell ermittelte Rissneigungen von unter 45° sind für KUPFER [126] der Beweis, dass die Druckdiagonalen im Balkensteg flacher geneigt sein können als von MÖRSCH [149] angenommen. Nach dem Prinzip der minimalen Formänderungsarbeit berechnet KUPFER für verschiedene Spannungsverhältnisse den Neigungswinkel der Druckdiagonalen. Am Beispiel der Stuttgarter Versuche von LEONHARDT & WALTHER [131] zeigt er die gute Übereinstimmung seiner Theorie trotz der vereinfachten Modellannahmen (elastisches Materialverhalten von Beton und Bewehrungsstahl, starrer Verbund zwischen Bewehrung und Beton). Nach seinen

Berechnungen liegen die Druckstrebenneigungen für viele Fälle der Praxis zwischen 35 und 40°, so dass gegenüber dem Ansatz von MÖRSCH eine Abminderung der Bügelbewehrung auf 75-85 % möglich wäre.

Der Modellvorstellung der variablen Druckstrebenneigung folgen auch andere Forscher. Ihre Theorien zur Berechnung der Druckstrebenneigung lassen sich in die beiden nachfolgend beschriebenen Kategorien, Plastizitäts- und Druckfeldtheorie, unterteilen. Die Methode der variablen Druckstrebenneigung wird u. a. in der EC2 [78] sowie im aktuellen Entwurf des CEB-FIP MC 2010 [88] als genaueres Berechnungsverfahren empfohlen.

4.2.3.1 Plastizitätstheorie

Nach der Plastizitätstheorie wird die Tragfähigkeit eines Bauteils über Grenzwertsätze eingeschrankt (PRAGER [175]). Der *statische Grenzwertsatz* als untere Grenze beruht auf der Annahme, dass jede Belastung, zu der ein statisch zulässiger Spannungszustand gefunden werden kann, kleiner ist als die Traglast, vorausgesetzt die Fließbedingungen der Baustoffe werden innerhalb des Bauteils nicht überschritten. Es gilt jeder Spannungszustand als statisch zulässig, der die Gleichgewichts- und statischen Randbedingungen erfüllt, so dass abhängig vom Bauteil und Belastungszustand mehrere Spannungszustände in Frage kommen können.

Die obere Grenze der Tragfähigkeit wird durch den *kinematischen Grenzwertsatz* vorgegeben. Dieser besagt, dass jede äußere Belastung, deren Arbeit zu einem instabilen, kinematisch verträglichen Verformungszustand führt, nicht tiefer liegt als die Traglast des Bauteils. Kinematisch verträglich ist ein Verformungszustand, wenn die kinematischen Relationen und Randbedingungen erfüllt sind. Der Grenzwertsatz kann für verschiedene Bruchmechanismen formuliert werden.

Die Abhängigkeit der beiden Grenzwertsätze wird über Stoffgesetze, z. B. Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, hergestellt. Sind beide Grenzwertsätze verträglich, entspricht die zugehörige Belastung der exakten Traglast des betrachteten Spannungs- und Verformungszustandes (vollständige Lösung).

Die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Bemessung von Stahlbeton wurde vor allem an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich intensiv untersucht (MÜLLER [152], MARTI [138], MARTI ET AL. [139], MUTTONI [153]). THÜRLIMANN [211] nutzt die Plastizitätstheorie zur Weiterentwicklung des Fachwerkmodells von RITTER [185] und MÖRSCH [149]. Er berechnet die Grenzen der Druckstrebenneigung unter der Annahme, dass die Längs- und Bügelbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bis zu deren Streckgrenze ausgenutzt wird. Die gleichen Grenzen sind im späteren EC2 [77] für das Nachweisverfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung angegeben.

BRAESTRUP [22] geht im Unterschied zu THÜRLIMANN [211] von einer gegenseitigen Verschiebung der Rissufer aus. Durch die Verzahnung der Rissufer werden Schubspannungen übertragen, die zu einem Rotieren der Druckstrebenneigung führen. Dieser Prozess setzt sich, bedingt durch das Fließen der Stahlbügelbewehrung, so lange fort, bis die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe erreicht ist (BRAESTRUP [22]). Die Versagenskurve für das gleichzeitige

Ausnutzen der Druck- und Zugstreben beschreibt die Form einer Kreisgleichung, besser bekannt als Plastizitätskreis (ZEHETMAIER & ZILCH [232], GÖRTZ [93]).

Die Bruchmechanismen nach der Plastizitätstheorie setzen ein ausreichendes Verformungsvermögen der Tragwerksteile und Baustoffe voraus, ohne die Frage des erforderlichen und vorhandenen Verformungsvermögens zu beantworten (MARTI ET AL. [139]). Für sehr flache Druckstrebenneigungen sind beispielsweise hohe plastische Verformungen der Querkraftbewehrung erforderlich, die jedoch mit der gleichzeitig angesetzten Rissverzahnung im Widerspruch stehen. Bei hohen Schubbewehrungsgraden hingegen werden die Umlagerungen des Plastizitätskreises gar nicht erreicht, wie die Gegenüberstellung mit experimentell geprüften Bruchlasten zeigt (Bild 4.3).

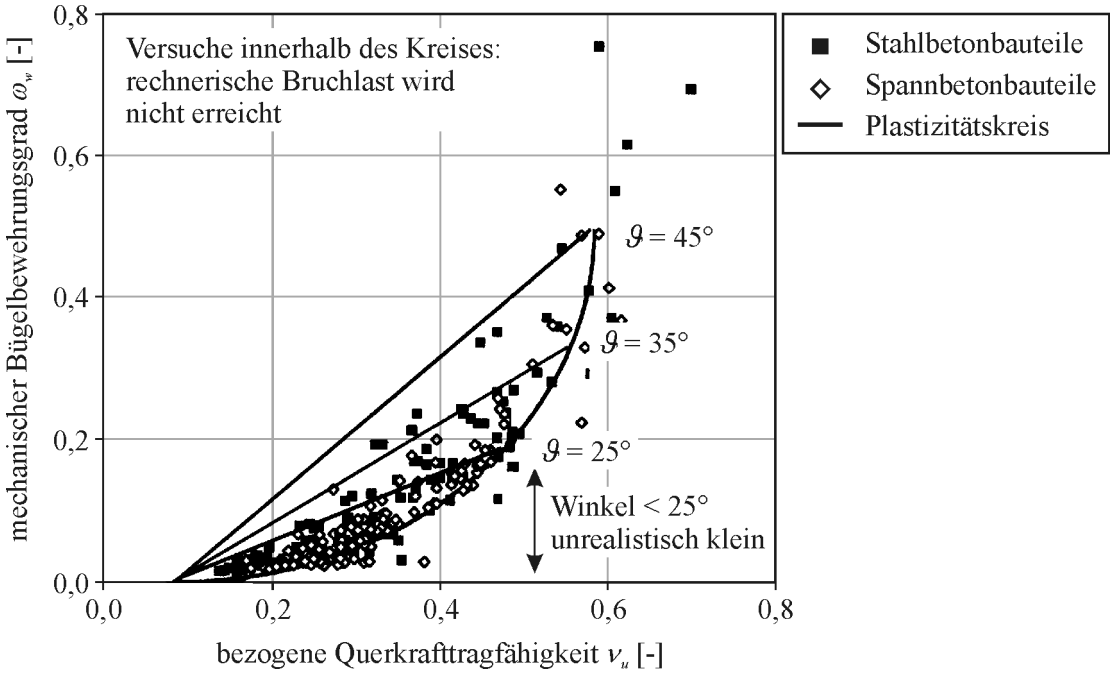


Bild 4.3: Vergleich geprüfter Tragfähigkeiten mit dem Ansatz der Plastizitätstheorie (GÖRTZ [93])

4.2.3.2 Druckfeldtheorie

Die Idee der Druckfeldtheorie geht auf den deutschen Ingenieur WAGNER [220] zurück. Für den Flugzeugbau entwickelte er leichte Blechwandträger mit dünnwandigem Stegblech. Die Querkrafttragfähigkeit der Stegbleche führt er auf diagonale Zugfelder zurück, die sich nach dem Beulen der Bleche ausbilden. Die Neigung der Zugfelder leitet er vom Verformungszustand des Steges ab, den er für verschiedene Lagerungsbedingungen berechnet. Sein Ansatz ist als Zugfeldtheorie bekannt.

Einige Jahre später überträgt COLLINS [38] diesen Ansatz auf schubbewehrte Stahlbetonbauteile, um den Neigungswinkel der Druckstrebe zu berechnen. Das Zugfeld wird durch ein geneigtes Druckfeld ersetzt. Die Betonzugspannungen zwischen den Rissen bleiben in den Anfängen der Druckfeldtheorie (CFT) zunächst unberücksichtigt. Weitere Annahmen sind:

- Die Spannungen und Dehnungen werden ungeachtet der Risse über den Querschnitt gemittelt. Eine gleichmäßige Rissverteilung durch die Bewehrung wird vorausgesetzt.
- Einwirkende Biegemomente und Einzellasten sind ausgeschlossen.
- Hauptspannungs- und -dehnungszustand stimmen in den Richtungen überein.
- Der Bewehrungsstahl überträgt nur axiale Spannungen. Die Dübelwirkung in Querrichtung wird vernachlässigt.
- Der Verbund von Bewehrungsstahl und Beton wird als starr angenommen.

Nach der Druckfeldtheorie werden für die Berechnung der Druckstrebenneigung sowohl die Gleichgewichts- als auch Verträglichkeitsbedingungen angesetzt. Mit Hilfe des MOHR'schen Kreises können die Abhängigkeiten der Druckstrebenneigung vom Spannungs- und Dehnungszustand eines Betonelementes anschaulich bestimmt werden (COLLINS [38], ACI COMMITTEE 445 [7]).

Der Zusammenhang zwischen den Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen wird über das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Materialien hergestellt. Für Betonstahlbewehrungen sind bilineare Ansätze üblich, die die Stahlspannung auf die Streckgrenze begrenzen. Der gerissene Beton wird in der ursprünglichen Druckfeldtheorie als vergleichbar mit einaxial beanspruchten Prüfzylindern angenommen (COLLINS [38]). Bei der Anwendung der Druckfeldtheorie erweist sich diese Annahme jedoch als unzutreffend. Wie die experimentellen Untersuchungen zahlreicher Forscher belegen, ist die Druckfestigkeit des Betons von den gleichzeitig wirkenden Querzugspannungen abhängig. Die entfestigende Wirkung der Querzugspannung führen die Forscher einstimmig auf die Rissbildung im Beton zurück, sie schlagen jedoch unterschiedliche Ansätze zu deren Berücksichtigung vor. VECCHIO & COLLINS vergleichen in [217] einige dieser Ansätze mit dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten geprüfter Stahlbetonscheiben, stellen aber immer noch erhebliche Abweichungen gegenüber den Messungen fest.

Eine weitere wichtige Erkenntnis der Schubversuche an Stahlbetonscheiben ist, dass in dem Beton zwischen den Rissen auch bei relativ hohen mittleren Hauptzugdehnungen Zugspannungen übertragen werden (VECCHIO & COLLINS [218]). Die günstige Wirkung dieser Zugspannungen auf die Schubtragfähigkeit der Betonscheiben führte zur Modifizierung der Druckfeldtheorie (MCFT) (VECCHIO & COLLINS [219]). Der neue Ansatz berücksichtigt neben den Zugspannungen im Beton auch einen gewissen Lastabtrag über Rissreibung basierend auf den Untersuchungen von WALRAVEN [222].

Das Ergebnis beider Druckfeldtheorien ist ein iterativer Lösungsalgorithmus, der sich vor allem für computergestützte Berechnungen eignet. Für die Nachweiskonzepte einiger Normen (CSA 1994 [34], MTO 1993 [151]) wurde die Druckfeldtheorie in Form von Diagrammen aufbereitet, so dass die Entfestigung des Betons oder der Neigungswinkel der Druckstrebe abhängig von der Längsdehnung des Bauteils und der Größe der Schubspannungen abgelesen werden kann. Der eigentliche Querkraftnachweis wird am Fachwerkmodell geführt, wobei zusätzlich ein Betontraganteil anzusetzen ist.

4.2.4 Fachwerkmodell mit Rissreibung

Das Fachwerkmodell mit Rissreibung, wie es der aktuellen DIN 1045-1 [70] zugrunde liegt, begründet sich auf der Annahme, dass auch im gerissenen Beton Querkräfte über die Risse hinweg übertragen werden. Durch die Verzahnung der Rissufer werden Reibungskräfte aktiviert, die zu einer flacheren Neigung der Druckstreben führen als durch die Neigung des ursprünglichen Risses vorgegeben. Der Reibungsanteil ersetzt den in anderen Modellen zusätzlich notwendigen Betontraganteil.

Die im Riss wirkenden Reibungskräfte werden an speziellen Betonproben mit vorgegebenem Riss geprüft, indem die Rissufer bei konstanter Rissbreite (FENWICK & PAULAY [86], PAULAY & LOEBER [171]) oder bei konstantem Verhältnis von Rissbreite und Verschiebung (TAYLOR [210]) gegeneinander verschoben werden. Die geprüften Rissbreiten sind allerdings mit bis zu 0,5 mm relativ klein im Vergleich zu den gemessenen Schubrissbreiten geprüfter Bauteile (KAUFMANN & MARTI [116], YOON ET AL. [231]).

DEI POLI ET AL. [52] nutzen experimentell ermittelte Rissreibungsgesetze (z. B. FENWICK & PAULAY [86], BAŽANT & GAMBAROVA [12]), um die über Kornverzahnung übertragbaren Schubspannungen zu berechnen. Die Rissbreite begrenzen sie indirekt über die angesetzte Dehnung der Stahlbügelbewehrung (Streckgrenze), ohne die rechnerischen Verschiebungen der Rissufer direkt anzugeben. Ein Vergleich mit den Rissbreiten geprüfter Bauteile ist somit nicht möglich. Die zur Berechnung ebenfalls notwendige Rissneigung wird mit 45° angenommen. Unter diesen Voraussetzungen liegt der Anteil der Rissreibung nach DEI POLI ET AL. [52] abhängig von der Höhe der Schubspannungen im Bruchzustand zwischen 20 und 50 % bezogen auf die Tragfähigkeit des MÖRSCH'schen Fachwerkmodells.

Ähnliche Abweichung werden von KUPFER ET AL. [127] berechnet. Auch sie betrachten die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen einer Betondruckstrebe, die von zwei parallelen Schubrissen mit einer Neigung von 45° begrenzt ist (Zahn-Modell). Die Stahldehnung setzen sie ebenso wie DEI POLI ET AL. [52] mit der Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze an. Die Abhängigkeit zwischen Spannungs- und Verformungszustand stellen KUPFER ET AL. [127] mit den Rissreibungsgesetzen von WALRAVEN [222] her. Weitere vergleichbare Modellansätze sind u. a. in KIRMAIR [119] oder BULICEK [31] zu finden.

REINECK [179] entwickelt das Zahn-Modell mit diskreten Rissen weiter. Anstelle eines eindimensionalen Druckfeldes, wie es KUPFER ET AL. [127] oder KIRMAIR [119] ansetzen, modelliert REINECK [179] die Betonzähne als zweidimensionales Druck-Zug-Feld. Der Beton zwischen den Rissen wird als zusätzliche Zugstrebe neben den Zugstreben der Stahlbügelbewehrung angesetzt, so dass dieses Modell einen nahtlosen Übergang zu nicht schubbewehrten Bauteilen ermöglicht. Der Rissreibung misst REINECK [179] die größte Bedeutung unter den Querkrafttragwirkungen des Betons bei. Die Dübelwirkung der Längsbewehrung wird aus Gründen der Vereinfachung vernachlässigt. Eine Einspannung der Betonzähne in der Biegedruckzone ist für REINECK [179] im Bruchzustand nicht mehr gegeben, da die Risse in die Druckzone hinein wachsen und die Einspannung einschnüren.

Nach dem Berechnungsmodell von REINECK [179] ist der Querkraftabtrag über Reibungskräfte maßgeblich von der Rissneigung sowie von der Rissbreite bzw. dem Rissabstand abhängig. Je flacher ein Riss geneigt ist, umso geringere Reibungskräfte können übertragen wer-

den. Ebenso nehmen die Reibungskräfte mit zunehmender Rissbreite ab. Die Übertragung der Reibungskräfte wird mit dem von REINECK [179] entwickelten Ansatz auf eine Rissbreite von maximal 0,9 mm begrenzt.

Für den Risswinkel werden in den theoretischen Betrachtungen lediglich Annahmen getroffen, die sich als typisch in der Auswertung von Rissbildern gezeigt haben. Rechnerische Ansätze sind jedoch kaum zu finden. In den FIP RECOMMENDATIONS 1996 [85] oder der DIN 1045-1 [70] sind für den Riss- bzw. Druckstrebenwinkel halbempirsche Ansätze angegeben, die den Einfluss der Betondruckfestigkeit sowie einwirkender Normalkräfte berücksichtigen. Bei empirischen Ansätzen stellt sich aber immer der Frage der Übertragbarkeit auf andere Problemstellungen, wie z. B. verstärkte Bauteile.

4.3 Tragfähigkeit der Verbundfuge

Querkraftverstärkungen werden je nach Bewehrungsführung unterschieden in: Verstärkungen, die den Querschnitt vollständig umwickeln, U-förmige Verstärkungen der freien Stegbereiche und Verstärkungen der beiden Stegseitenflächen (Bild 4.4). Die Bewehrungsführung bzw. die damit in Verbindung stehende Verankerung der Verstärkung beeinflusst deren Wirksamkeit. Vollständig umwickelte Querschnitte erreichen die höchste Tragfähigkeit, eine ausschließlich seitliche Verstärkung hingegen ist am wenigsten effizient. Im rechnerischen Nachweis wird die Bewehrungsführung durch eine Reduzierung der rechnerischen Tragfähigkeit berücksichtigt. Die vom ACI empfohlenen Abminderungsfaktoren wurden in Bild 4.4 ergänzt (ACI 440.2R-08 [4]).

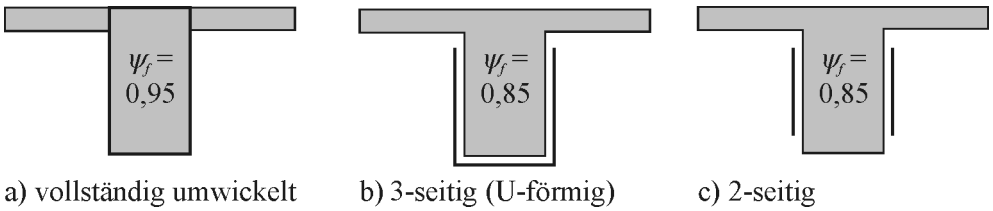
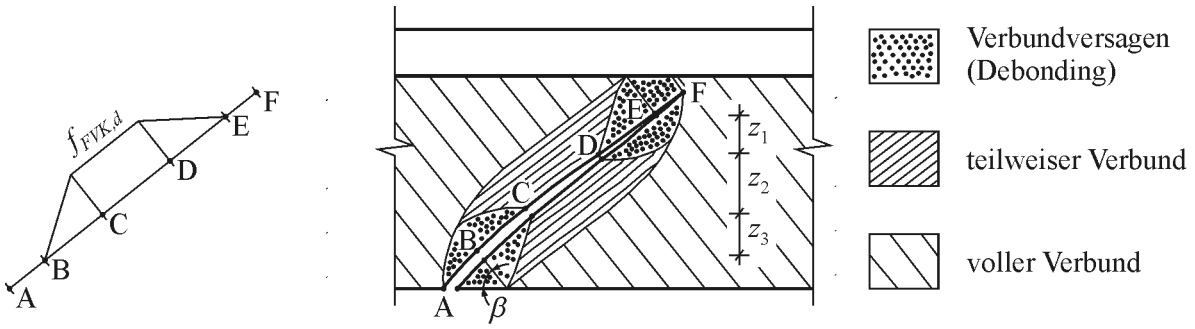


Bild 4.4: Bewehrungsführung bei Querkraftverstärkungen (ACI 440.2R-08 [4])

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht wird von verschiedenen Forschern untersucht. Bei Faserverbundkunststoffen sind nach TRIANTAFILLOU [213] zahlreiche Faktoren wie die Verbundbedingungen, die vorhandene Verankerungslänge, die Art der Befestigung, die Dicke und der E-Modul der FVK oder die Betonfestigkeit von Einfluss. Eine konkrete Berechnung der Verbundtragfähigkeit ist unter diesen Umständen kaum möglich.

Alternativ schlägt TRIANTAFILLOU [213] eine Begrenzung der Dehnungen der Faserverbundkunststoffe vor. Seinen Ansatz begründet er mit einer schematischen Darstellung der verschiedenen Verbundbereiche entlang eines Schubrisses, in denen unterschiedlich hohe Schubspannungen zwischen Bauteil und Verstärkung übertragen werden können (Bild 4.5). An eigenen und in der Literatur veröffentlichten Probekörpern berechnet er die Grenzdehnung der

FVK, indem er die Traglaststeigerung gegenüber der unverstärkten Referenz der rechnerischen Tragfähigkeit der FVK-Verstärkung gleichsetzt. Der Ansatz einer begrenzten Dehnung, der so genannten effektiven Dehnung, wurde z. B. vom ACI für den Nachweis von Querkraftverstärkungen übernommen (ACI 440.2R-08 [4]).



a) Spannungsverlauf entlang eines Schubrisses

b) Schematische Darstellung der Verbundbereiche bei FVK-Verstärkungen

Bild 4.5: Vereinfachter Spannungsverlauf und Verbundbereiche bei FVK-Verstärkungen (nach TRIANTAFILLOU [213])

KHALIFA ET AL. [118] entwickeln den Ansatz von TRIANTAFILLOU [213] weiter. Für die ursprünglich als Funktion der Dehnsteifigkeit approximierte effektive Dehnung stellen KHALIFA ET AL. [118] eine Funktion in Abhängigkeit der Verbundbedingungen und der Betonfestigkeit auf. Die hierfür notwendige effektive Verbundlänge der FVK-Sheets leiten sie empirisch auf der Grundlage der Verbundversuche von MAEDA ET AL. [136] ab. Den Einfluss der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge berücksichtigen sie nach den Empfehlungen von HORIGUCHI & SAEKI [104] als Funktion von $(f_{ck})^{2/3}$. Im ACI 440.2R-08 [4] werden die Dehnungen nach den Empfehlungen von KHALIFA ET AL. [118] begrenzt.

In den Bemessungsrichtlinien der CONCRETE SOCIETY [40] werden die Einflüsse der Verankerung und die der unterschiedlichen Dehnungsverteilung entlang eines Schubrisses getrennt berücksichtigt. Abhängig von der Bewehrungsführung (Bild 4.4) und der Verankerungslänge der FVK ist die Nutzhöhe der Verstärkung abzumindern, während über die Dehnungsbegrenzung ausschließlich die mittlere Dehnung der FVK im Bruchzustand idealisiert wird. Als Grenzdehnungen werden im TK 55 der CONCRETE SOCIETY [40] verschiedene Ansätze angegeben, die u. a. auf das Verbundmodell von NEUBAUER & ROSTASY [162] zurückgehen. Übereinstimmend mit dem ACI 440.2R-08 [4] ist lediglich die maximale Grenzdehnung in Höhe von 0,004.

Auch in anderen Bemessungsrichtlinien wird die Tragfähigkeit der Verbundfuge indirekt durch eine Begrenzung der Dehnungen nachgewiesen (z. B. *fib* TASK GROUP 9.3 [89]). Die angegebenen Grenzdehnungen sind aber immer empirisch begründet und je nach Richtlinie unterschiedlich.

4.4 Bemessung durch Rissbreitenbegrenzung

Ein Versagen der Biegedruckzone durch einschnürende Schubrisse wird bei schubbewehrten Bauteilen nicht explizit rechnerisch nachgewiesen. Geprüft werden ausschließlich die Grenzdehnungen entsprechend der Biegebemessung des Querschnitts sowie die Tragfähigkeit der Zug- und Druckstreben nach dem Fachwerkmodell. In experimentellen Untersuchungen ist ein Versagen der Biegedruckzone aber dennoch nicht auszuschließen, da die geprüften Bruchlasten oft die rechnerische Tragfähigkeit des Fachwerkmodells überschreiten.

Der Einfluss der Rissbildung auf die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils wird bisher nur bei nicht schubbewehrten Bauteilen berücksichtigt. Üblich sind empirisch ermittelte Ansätze, die die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und des Längsbewehrungsgrades beschreiben (z. B. DIN 1045-1 [70]).

MUTTONI & SCHWARTZ [155] diskutieren die verschiedenen Tragwirkungen nicht schubbewehrter Platten im Zustand der Biegerissbildung. Ihrer Auffassung nach sind Tragwirkungen wie die Einspannung der Betonzähne in der Biegedruckzone, die Dübelwirkung der Längsbewehrung oder die Verzahnung der Rissufer nur bis zu einem gewissen Risszustand möglich. In der Nähe des Bruchzustandes versagen diese Mechanismen, da sich die Risse in Richtung der Belastung und entlang der Längsbewehrung ausbreiten. Als Tragwirkung verbleibt eine direkte Druckstrebe zwischen Belastung und Auflager, deren Tragfähigkeit maßgeblich durch das Rissbild bestimmt wird.

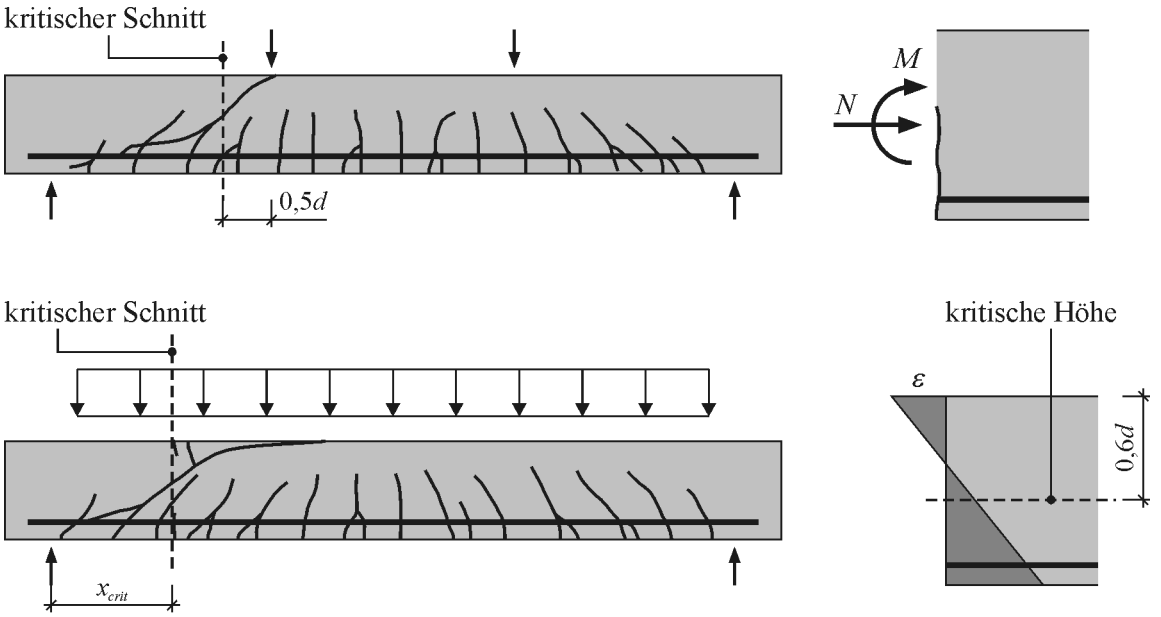


Bild 4.6: Nachweisschnitt für kritische Schubrissbreite (MUTTONI [154])

Für die gerissene Betondruckstrebe setzt MUTTONI [154] voraus, dass Querkräfte ausschließlich durch Verzahnung der Rissufer übertragen werden. Maßgebende Bruchkriterien sind deswegen die Rissbreite, die Betonfestigkeit und der Größtkorndurchmesser. Die kritische Riss-

breite entspricht nach MUTTONI [154] der Längsdehnung der Platte in einem Abstand von 0,6 *d* unter der Plattenoberseite. Die Lage des Nachweisschnittes ist von der aufgebrachten Belastung abhängig (Bild 4.6).

Durch Auswertung zahlreicher Bruchversuche an punktförmig belasteten Plattenstreifen gelingt es MUTTONI [154], eine Abhängigkeit zwischen der Querkrafttragfähigkeit und der theoretischen Rissbreite bzw. Längsdehnung zu erkennen. Sein Ansatz wurde 2003 in vereinfachter Form in die neue Schweizer Norm SIA 262 [204] übernommen.

Auf schubbewehrte Bauteile ist der Ansatz von MUTTONI [154] nicht ohne Weiteres übertragbar, da im Modell nur die Längsbewehrung als rissbreitenbegrenzend angesetzt wird. Eine zusätzliche Rissbreitenbegrenzung durch eine vorhandene Stegbewehrung kann rechnerisch nicht berücksichtigt werden. Auch die empirisch ermittelte Abhängigkeit zwischen Rissbreite und Querkrafttragfähigkeit ist wegen der unterschiedlichen Rissbildung schubbewehrter und nicht schubbewehrter Bauteile wahrscheinlich nicht übertragbar.

ZINK [234] führt die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung auf die Tragfähigkeit der Biegedruckzone zurück. Von entscheidendem Einfluss ist bei diesem Ansatz die Höhe der Druckzone. Diese ermittelt ZINK [234] über das Gleichgewicht der Zug- und Druckkräfte im Querschnitt. Vorhandene Biegeschubrisse sind für die Druckzonenhöhe kaum von Einfluss, wie ZINK [234] anhand der Auswertung von Rissbildern schlussfolgert. Eine Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Rissbreite wird unter dieser Voraussetzung nicht betrachtet.

4.5 Schlussfolgerungen

Für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stegbewehrungen haben sich in den Normen Fachwerkmodelle durchgesetzt. Uneinigkeit herrscht jedoch beim Ansatz des Druckstrebenwinkels, der die Tragfähigkeit des Fachwerkmodells entscheidend bestimmt. Die verschiedenen rechnerischen Ansätze, wie die Druckfeldtheorie oder das Zahn-Modell, sind für den praktischen Einsatz sehr aufwendig. Die Rechenalgorithmen sind durch die Kopplung des Spannungs- und Verformungszustandes nur iterativ zu lösen. Das Ergebnis ist von der realistischen Modellierung des nichtlinearen Materialverhaltens sowie von der Berücksichtigung weiterer Tragwirkungen (Rissreibung, Dübelwirkung) abhängig.

Für die Nachweiskonzepte der Normen werden empirisch begründete Annahmen getroffen, um die Berechnungen in Form eine Betontraganteils oder eines zulässigen Bereichs für den Druckstrebenwinkel zu vereinfachen. Mit diesen Einschränkungen sind die Ansätze aber nicht mehr auf veränderte Randbedingung, z. B. infolge einer Verstärkung, übertragbar.

Für die Auswertung der eigenen Versuche wird unter diesen Voraussetzungen nach einen Fachwerkmodell zur Berechnung der Tragfähigkeit der Verstärkung gesucht. Der Druckstrebenwinkel wird anhand der Stegverformungen experimentell ermittelt. Auf theoretische Analysen des Druckstrebenwinkels wird aufgrund der wenigen Versuche verzichtet.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Der Einfluss der textilen Bewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken wurde experimentell an Probekörpern mit unterschiedlicher Querschnittsgeometrie ermittelt. Die Anzahl der möglichen Versuche war aufgrund der kostenintensiven Probekörper stark begrenzt, so dass im Versuchsprogramm nur wenige Parameter variiert werden konnten. Neben der Querschnittsgeometrie wurde nur die Lagenanzahl der textilen Bewehrung verändert, um vergleichbare Ergebnisse zu erreichen. Auf die Verwendung unterschiedlicher textiler Bewehrungen wurde bewusst verzichtet, da weniger als zwei Versuche je Parameter bei den großen Streuungen, die Querkraftversuche in der Regel aufweisen, nur sehr eingeschränkt aussagekräftig sind.

Für die Entwicklung eines Bemessungsmodells ist es wichtig, die Probekörper so zu konzipieren, dass nicht nur die Querkrafttragfähigkeit der unverstärkten Probekörper, sondern auch die der verstärkten Probekörper unterhalb der Biegetragfähigkeit liegt. Vorhandene Bemessungsmodelle, z. B. nach DIN 1045-1 [70], sind für eine Prognose der tatsächlichen Tragfähigkeiten jedoch nahezu ungeeignet, da sie auch ohne die Berücksichtigung der materialseitigen Sicherheiten zu rechnerischen Tragfähigkeiten führen, die deutlich unterhalb der geprüften Traglasten liegen, wie in Kapitel 6 gezeigt wird.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Planung und Auswertung der Versuche liegt in den verschiedenen Bruchmechanismen des Querkraftversagens. Nach KORDINA & BLUME [124] wird in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/d zwischen Scherbruch, Schubdruckbruch, Schrägzugbruch und Schrägdruckbruch unterschieden. Für ein Versagen der Zugstreben sind kennzeichnend der Schubdruckbruch ($1 \leq a/d \leq 3$) und der Schrägzugbruch ($a/d \geq 3$). Die beiden anderen Bruchmechanismen stehen nicht im Zusammenhang mit dem Versagen oder Fließen der Stahlbügelbewehrung und sind deshalb für Verstärkungen nicht relevant.

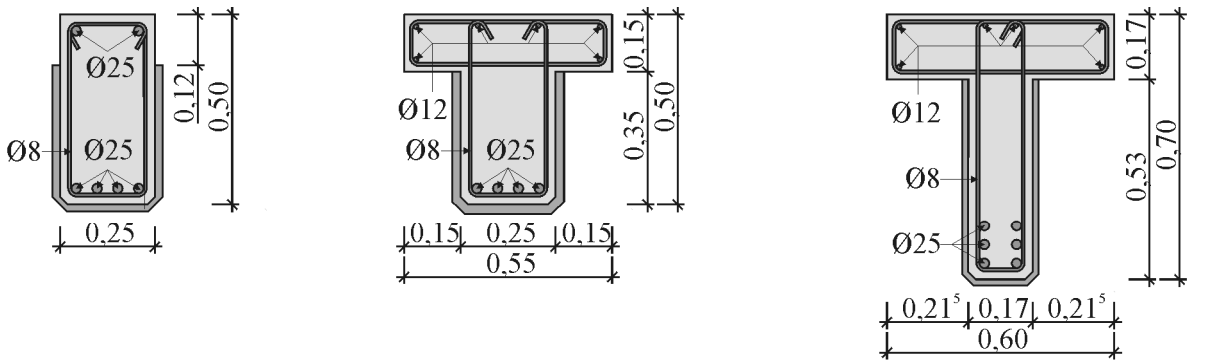
Der Schubdruckbruch ist eine indirekte Folge des Fließens der Stahlbügelbewehrung. Dabei wird die Höhe der Biegedruckzone durch einen wachsenden Schubriss so lange eingeschnürt, bis die Druckfestigkeit der Betons erreicht ist oder die Biegedruckzone nach oben ausknickt. Beim Schrägzugbruch hingegen wird die Zugfestigkeit der Stahlbügel erreicht, bevor das Einschnüren der Druckzone zum Versagen führen kann. Beide Versagensformen werden bei der Bemessung nicht unterschieden.

5.2 Wahl der Querschnittsgeometrie

Die Querkrafttragfähigkeit eines Balkens ist von zahlreichen Einflussgrößen abhängig. Eine Größe ist die Stegbreite, wie GRAF [95] bereits 1929 bei der Auswertung seiner Versuche erkannte. Auch LEONHARDT & WALTHER [131] wiesen mit ihren Schubversuchen an einfeldrigen Stahlbetonbalken nach, dass die Stegbreite die Beanspruchung der Bügelbewehrung beeinflusst. In breiten Stegen werden die Bügel erst bei höherer Belastung beansprucht als in

schmalen Stegen, da die Schubrissbildung später einsetzt. Auch im gerissenen Zustand ist die Beanspruchung kleiner, da die größere Steifigkeit der Druckstreben zu einer geringeren Neigung der Druckstreben bzw. zur Ausbildung eines Sprengwerkes führt. Im eigenen Versuchsprogramm sollte die Variation der Stegbreite belegen, ob der beschriebene Effekt auch die Verstärkungswirkung der textilen Bewehrung beeinflusst.

Die Balken- bzw. Steghöhe ist vor allem für die Beanspruchungen in der Verbundfuge von Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht interessant. Die Beanspruchungen setzen sich, wie in Kapitel 3 beschrieben, aus zwei Anteilen zusammen. Der Anteil infolge der Verbundwirkung der Teilquerschnitte ist über deren Dehn- und Biegesteifigkeit sowie über die Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes von der Trägerhöhe abhängig. Der Anteil infolge der Verankerung der Verstärkung ist im ungerissenen Zustand umso kritischer, je höher der Träger ist. Bei Verbundquerschnitten mit annähernd gleichem Steifigkeitsverhältnis der Teilquerschnitte steigt die Belastung der Teilquerschnitte aufgrund der höheren Erstrisslast (Biegung) mit der Trägerhöhe quadratisch an. Die zur Verankerung der Verstärkung vorhandenen Stegseitenflächen hingegen nehmen nur linear mit der Trägerhöhe zu. Im Zustand II begrenzt das entstehende Rissbild die möglichen Verankerungslängen der Verstärkungsschicht. Die Querzugspannungen konzentrieren sich im Bereich der Verankerung der textilen Bewehrung, so dass die Trägerhöhe nicht mehr von direktem Einfluss ist.



a) Balken (BQ-12)

b) gedrungene Plattenbalken (PB-G)

c) schlanke Plattenbalken (PB-S)

Bild 5.1: Querschnitte der verstärkten Probekörper und Bewehrungsführung

Bei der Wahl der Querschnittsgeometrie der Probekörper wurde versucht, die beschriebenen Grenzfälle der Querkraftverstärkung abzudecken (Bild 5.9). Die gedrungenen Balken und Plattenbalken entsprechen baupraktisch typischen Querschnitten. Der schlanke Plattenbalken wurde auf 70 cm Höhe begrenzt, um den Bewehrungsgrad der Stahlbügelbewehrung trotz Einhaltung der nach DIN 1045-1 [70] geforderten Höchstabstände (s_{max} = 0,7 h bzw. 300 mm) gering zu halten. Die Stegbreite von minimal 17 cm war durch die erforderliche Längsbewehrung sowie die notwendigen Rüttellücken zum Verdichten des Betons vorgegeben. Auf eine Aufweitung der Stege im Bereich der Biegezugbewehrung wurde bewusst verzichtet, um Verankerungsprobleme durch zusätzliche Umlenkungen der Verstärkung zu vermeiden.

Anhand der Rechteckbalken sollten verschiedene Verankerungslängen der Querkraftverstärkung innerhalb der Biegedruckzone geprüft werden, da nach dem klassischen Fachwerkmo-

dell zur Bemessung der Querkraftbewehrung die inneren Kräfte nur dann im Gleichgewicht sind, wenn die Zugstreben in der Biegedruckzone verankert werden. Wie sich später in den Versuchen jedoch zeigte, reichte die Tragfähigkeit der Verankerung auch außerhalb der rechnerischen Biegedruckzone bis zur Querkrafttragfähigkeit der Balken aus. Auf die Prüfung verschiedener Verankerungslängen wurde aus diesem Grund verzichtet.

Die Plattenbalken wurden so bemessen, dass die Höhe der Biegedruckzone im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit innerhalb der Platte verbleibt. Mit der Verankerung der Verstärkung außerhalb der Biegedruckzone sollte gezeigt werden, wo die Grenzen der Verbundtragfähigkeit von Steg und Verstärkungsschicht liegen.

5.3 Vorbemessung der Probekörper

Sind die Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl bekannt, kann die Biegetragfähigkeit eines Probekörpers relativ zuverlässig mit Hilfe üblicher Querschnittsbemessungsmodelle bestimmt werden. Eine Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit ist deutlich schwieriger. Wie die eigenen Erfahrungen an gering und nicht schubbewehrten Querschnitten gezeigt haben, sind die Querkraftmodelle der Normen (z. B. DIN 1045-1 [70]) hinsichtlich der Tragfähigkeit der Zugstreben sehr konservativ und führen oft zu einer erheblichen Unterschätzung der tatsächlichen erreichbaren Traglast. Normal- und hochschubbewehrte Querschnitte werden möglicherweise besser beschrieben, wurden im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht untersucht.

Ausschlaggebend für die Bemessung der Probekörper waren folgende Randbedingungen:

- Die maximale Belastung der Probekörper war durch die verfügbare Prüfmaschine auf 1 MN begrenzt.
- Die Schubschlankheit sollte zwischen 3 und 4 liegen. Bei kleineren Schubschlankheiten steigt die Querkrafttragfähigkeit, da ein Großteil der Belastung durch eine direkte Druckstrebe zwischen Lasteinleitung und Auflager abgetragen wird. Bei höheren Schubschlankheiten wird u. U. die Biegetragfähigkeit zuerst erreicht (KANI [113], [114]).
- Sowohl die verstärkten als auch die unverstärkten Probekörper sollten infolge Querkraftbeanspruchung versagen. Angestrebt war ein Versagen der Zugstreben, d. h. sowohl die Biegezugbewehrung als auch die Betondruckstreben im Steg waren gegenüber den schrägen Zugstreben deutlich überzubemessen.
- Die Fachwerkwirkung, die der Bemessung der Zugstreben zu Grunde liegt, war durch Einhaltung der Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045-1 [70] zu gewährleisten.

5.3.1 Tragfähigkeit im unverstärkten Zustand

Die Biegebemessung der Probekörper erfolgte nach dem für Stahlbeton üblichen Querschnittsbemessungsmodell unter Annahme der BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der

Querschnitte. Die Zylinderdruckfestigkeit des Betons (C20/25) wurde mit 20 N/mm² als charakteristischer Wert angenommen. Die Zugfestigkeit der Stahlbewehrung wurde variiert. Mit einer Zugfestigkeit von 525 N/mm² wurden die Biegetragfähigkeit sowie der untere Grenzwert der Querkrafttragfähigkeit berechnet. Für den oberen Grenzwert der Querkrafttragfähigkeit wurden der Berechnung Zugfestigkeiten aus früheren Stahlprüfungen anderer Projekte zu Grunde gelegt. Angesetzt wurde eine Zugfestigkeit von 620 N/mm².

Zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit wurde das Fachwerkmodell mit Rissreibung verwendet (DIN 1045-1 [70]). Die Größe der Querkrafttragfähigkeit ist bei diesem Modell maßgeblich von der Wahl der Druckstrebenneigung abhängig. Ungünstig ist die Annahme von zu steilen Druckstrebenwinkeln, da sie zu einer Unterschätzung der Querkrafttragfähigkeit führen. Der Abstand zur Biegetragfähigkeit wird kleiner als erwartet. Schnell ist der Abstand so gering, dass die Tragfähigkeit einer Verstärkung nicht mehr geprüft werden kann, weil die Versagensmechanismen vom Querkraft- zum Biegeversagen umschlagen.

Der Neigungswinkel ϑ ist vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Druckstreben und Zugstreben abhängig (REINECK [181]). Bei geringen Querkraftbewehrungsgraden sind die Steifigkeiten der Zugstreben kleiner als bei hohen Bewehrungsgraden. Dadurch ist auch die Druckstrebe bei gleicher Stegbreite flacher geneigt. Nach DIN 1045-1 [70] kann der Neigungswinkel der Druckstrebe in Abhängigkeit von der Querkrafttragfähigkeit des Betons und der einwirkenden Querkraft ermittelt werden (Gl. (5.1), (5.2)). Die tatsächliche Neigung der Druckstreben wird mit diesem Ansatz aber überschätzt, wie die eigenen Vorversuche gezeigt haben (BRÜCKNER ET AL. [25], [28], [29]). Der finale Schubriss verlief in diesen Versuchen durchschnittlich 5° unterhalb der rechnerischen Neigung. Zudem sind die Druckstreben infolge der Reibung der Rissufer flacher geneigt als der eigentliche Riss. Ein zu steil angesetzter Druckstrebenwinkel führt im rechnerischen Nachweis zur Unterschätzung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils.

Nach den FIP RECOMMENDATIONS 1996 [85] darf die Querkrafttragfähigkeit des Betons höher angesetzt werden als nach DIN 1045-1 [70], so dass der rechnerische Druckstrebenwinkel flacher wird und besser mit den Messungen der Vorversuche übereinstimmt (Gl. (5.1), (5.3)).

$$\cot\vartheta = \frac{1,2}{1-\frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \tag{5.1}$$

mit:

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z \text{ (DIN 1045-1 [70])} \tag{5.2}$$

$$V_{Rd,c} = 0,070 \cdot \left(0,80 \cdot f_{ck}\right) \cdot b_w \cdot z \text{ (FIP RECOMMENDATIONS 1996 [85])} \tag{5.3}$$

Als einwirkende Querkraft V_{Ed} wurde der Bauteilwiderstand, d. h. die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} der Stahlbügelbewehrung nach DIN 1045-1 [70], angesetzt (Gl. (5.4)). Dadurch wird die Berechnung der Druckstrebenneigung ϑ zu einem iterativen Problem. Ausgehend von der Querkraft im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit (Startwert $V_{Ed,i}$) werden der Hebelarm z, der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ sowie der Neigungswinkel ϑ berechnet. Die neue Querkrafttrag-

fähigkeit ($V_{Rd} = V_{Ed,i+1}$) nach Gl. (5.4) wird als Startwert für den nächsten Iterationsschritt angenommen. Stimmen der Start- und Endwert der Iteration überein, ist die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils gefunden.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \vartheta \tag{5.4}$$

Für die drei gewählten Querschnittsgeometrien aus Bild 5.1 sind die Ergebnisse der Berechnung in Tabelle 5.1 zusammengefasst. Anstelle der einwirkenden Querkraft V_{Rd} ist die Gesamtbelastung der Probekörper F_{Rd} im jeweiligen Grenzzustand der Tragfähigkeit angegeben, um die Vergleichbarkeit mit den später geprüften Bruchlasten zu gewährleisten. Der Bewehrungsplan der Probekörper sowie die Stützweiten und Laststellungen sind im Anhang A zu finden. Die angegebene Stahlspannung bezieht sich bei der Biegebemessung auf die Längsbewehrung und bei der Querkraftbemessung auf die Stahlbügelbewehrung. Der Druckstrebenwinkel ϑ ist aufgrund des geringen Querkraftbewehrungsgrades mit 23 bis 25° sehr klein, im Vergleich zu den Rissneigungen in den Vorversuchen aber durchaus realistisch.

Tabelle 5.1 Belastung der unverstärkten Probekörper im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Querschnitt (Bild 5.1)	Biegebemessung	Querkraftbemessung (ϑ nach *fib*)			
	f_y = 525 N/mm²	f_y = 525 N/mm²		f_y = 620 N/mm²	
	$F_{Rd,M}$ [kN]	ϑ [°]	$F_{Rd,V}$ [kN]	ϑ [°]	$F_{Rd,V}$ [kN]
BQ-12	706	21,3	531	23,0	582
PB-G	739	21,3	546	23,0	602
PB-S	704	23,4	407	25,1	449

Die Abstände zwischen der rechnerischen Biege- und Querkrafttragfähigkeit lassen für die Versuchsbalken Verstärkungsgrade von 1,2 bis 1,7 zu. Eine Verdopplung der Tragfähigkeit, wie sie nach aktuellen Zulassungen für Biegeverstärkungen möglich ist, wird damit nicht erreicht. Notwendig wäre eine weitere Erhöhung der Biegezugbewehrung durch eine zusätzliche Bewehrungslage. Dies würde jedoch die freie Steghöhe zwischen oberer Bewehrungslage und Unterkante Platte reduzieren. Die freie Steghöhe ist aber gerade der Bereich, in dem die Entwicklung der Schubrisse untersucht werden soll.

Der Querkraftbewehrungsgrad der Balken und Plattenbalken kann ohne Überschreitung der nach DIN 1045-1 [70] geforderten maximalen Bügelabstände von 0,7 h bzw. 300 mm kaum reduziert werden. Bei den Balken und den gedrungenen Plattenbalken beträgt der Bügelabstand 250 mm (= 0,5 h). Bei den schlanken Plattenbalken hingegen wird der maximale Bügelabstand mit 300 mm bereits voll ausgenutzt. In diesem Fall kann der Querkraftbewehrungsgrad nur durch einen kleineren Bügeldurchmesser reduziert werden. Bügel vom Durchmesser 6 mm gehören aber nicht zum üblichen Sortiment der Stahllieferanten und sind deswegen kaum bzw. schwer beschaffbar.

Auch eine Änderung der Balkengeometrie erscheint wenig sinnvoll. Die Stegbreite ist aufgrund der notwendigen Rüttellücken mit mindestens 15 cm anzunehmen. Größere Stegbreiten erhöhen vor allem die Steifigkeit der Druckstreben gegenüber den Zugstreben. Der Neigungswinkel der Druckstrebe wird flacher, die Querkrafttragfähigkeit steigt.

Die Balkenhöhe ist über den maximal zulässigen Bügelabstand an die Querkrafttragfähigkeit gekoppelt. Durch die in DIN 1045-1 [70] festgelegte Obergrenze von 300 mm steigt ab einer Balkenhöhe von 40 cm die Querkrafttragfähigkeit kontinuierlich an, da bei gleichem Bügelabstand die Breite der Zugstrebe zunimmt.

5.3.2 Tragfähigkeit im verstärkten Zustand

Die Tragfähigkeit eines verstärkten Bauteils berechnet man nach den Bemessungsansätzen des ACI 440.2R-02 [3], [4] bzw. der *fib* Task Group 9.3 [89], [90], indem die Tragfähigkeit des Stahlbetonbauteils um den Traganteil der zusätzlichen Bewehrung erweitert wird (Kapitel 4). Dieser Bemessungsansatz wurde auch für die Vorbemessung der verstärkten Probekörper genutzt.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde angenommen, dass beide Bewehrungen, d. h. sowohl die Stahlbügelbewehrung als auch die textile Bewehrung, bis zu deren Tragfähigkeit ausgenutzt werden können. Diese Annahme ist experimentell nicht zweifelsfrei zu belegen, da die bisherigen Verformungsmessungen auf den Stegoberseiten keine eindeutigen Schlüsse auf die Stahl- bzw. Textildehnung zulassen. Die finalen Schubrissbreiten in früheren Versuchen (BRÜCKNER ET AL. [25], [28], [29]) lassen jedoch vermuten, dass die Streckgrenze der Stahlbügelbewehrung erreicht und die Bruchdehnung der textilen Bewehrung weitgehend ausgenutzt wurde.

Als Bewehrung der Verstärkungsschicht wurde ein biaxiales Gelege mit einer Faserfeinheit von 1 200 tex und einem Faserabstand von 7,2 mm angenommen. Die Zugfestigkeit des Geleges wurde im Dehnkörperversuch mit 970 N/mm² bei einer Bewehrungsfläche von 64,6 mm²/m pro Lage geprüft. In der späteren Ausführung der Verstärkung musste der Faserabstand aus Gründen der besseren Verarbeitbarkeit auf 10,8 mm gegenüber dem Gelege der Vorbemessung vergrößert werden.

In Tabelle 5.2 sind die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten im verstärkten und unverstärkten Zustand gegenüber gestellt. Die Berechnung erfolgte wie bereits in Kapitel 5.3.1 beschrieben iterativ. Überlagert wurden das Fachwerkmodell der Stahlbewehrung unter Ansatz der Zugfestigkeit gemäß Stahlprüfung und das Fachwerkmodell der textilen Bewehrung unter Ansatz der Zugfestigkeit entsprechend der Dehnkörperversuche. Der Neigungswinkel wurde wie in der Vorbemessung der unverstärkten Probekörper nach den FIP RECOMMENDATIONS 1996 [85] angenommen.

Tabelle 5.2 Belastung der Probekörper im Grenzzustand der Tragfähigkeit (f_y = 620 N/mm²)

	BQ-12			PB-G			PB-S		
	ϑ [°]	$F_{Rd,s}$ [kN]	$F_{Rd,t}$ [kN]	ϑ [°]	$F_{Rd,s}$ [kN]	$F_{Rd,t}$ [kN]	ϑ [°]	$F_{Rd,s}$ [kN]	$F_{Rd,t}$ [kN]
unverstärkt	23,0	582	-	23,0	602	-	25,1	449	-
1 Lage	26,0	508	200	26,0	526	207	28,2	394	190
2 Lagen	28,2	461	371	28,2	479	385	30,4	359	355
3 Lagen	-	-	-	-	-	-	31,8	338	509

Die Eignung des Berechnungsansatzes zur Prognose der Querkrafttragfähigkeit wurde an Probekörpern anderer Querschnittgeometrie kontrolliert, die zuvor im Teilprojekt D1 des SFB 528 geprüft wurden (BRÜCKNER ET AL. [25], [28], [29]). In Bild 5.2 sind die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten den erreichten Versuchslasten gegenübergestellt. Liegen die Ergebnisse oberhalb der 45°-Linie, wird die tatsächliche Tragfähigkeit durch das Modell unterschätzt.

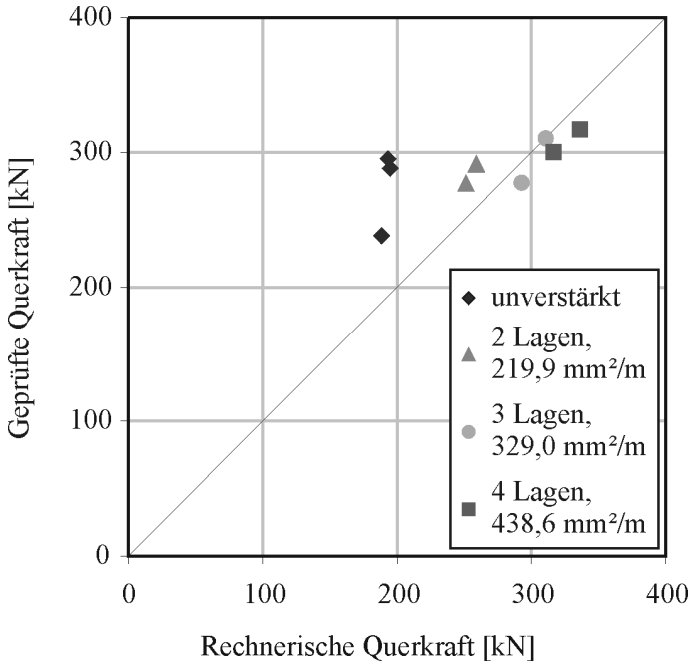


Bild 5.2: Gegenüberstellung von rechnerischer und geprüfter Tragfähigkeit am Beispiel früherer Versuche (BRÜCKNER ET AL. [25], [28], [29])

Die experimentellen Bruchlasten der unverstärkten Plattenbalken liegen 21 bis 34 % über der rechnerischen Tragfähigkeit, wobei zu berücksichtigen ist, dass die einzelnen Bruchlasten bis zu 13 % Abweichung gegenüber dem Mittelwert aufweisen. Bei den verstärkten Plattenbalken stimmt die Modellprognose relativ gut mit den Tragfähigkeiten überein. Die Abweichung

beträgt maximal 11 %. Die Verstärkung mit zwei Textillagen wird um 9 bis 11 % unterschätzt während die Verstärkung mit drei bzw. vier Textillagen um 0 bis 6 % überschätzt wird.

5.4 Verwendete Baustoffe

5.4.1 Beton

Wie bereits die Versuche von GRAF [95] gezeigt haben, ist die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils von dessen Betondruckfestigkeit bzw. von der mit der Druckfestigkeit im Zusammenhang stehenden Zugfestigkeit abhängig. Je höher die Druckfestigkeit ist, desto höher ist bei gleichem Bewehrungsgrad die Querkrafttragfähigkeit.

Für die experimentellen Untersuchungen wurde eine möglichst geringe Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonbalken angestrebt, die einerseits durch einen geringen Querkraftbewehrungsgrad und anderseits durch eine geringe Betonfestigkeitsklasse erreicht werden sollte. Geplant war ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25. Die Standardmischung des Fertigteilwerkes (Tabelle 5.3), in dem die Probekörper hergestellt wurden, lag jedoch bei der Betonage der ersten Serie mit mittleren Zylinderdruckfestigkeiten von 38 bis 49 N/mm² deutlich über den Erwartungen. Für die Betonage der zweiten Serie wurde deshalb die Mischungsrezeptur überarbeitet, der zur Verfügung stehende Kompositzement CEMII/B-M (S-LL) 42,5 bereitete aber dennoch Schwierigkeiten. Schnellerhärtende Zemente mit hoher Frühfestigkeit gewährleisten in Fertigteilwerken kurze Ausschalzeiten, für die Herstellung von Betonen geringer Festigkeit sind sie aber ungeeignet. Geringe Festigkeiten können mit diesem Zement nur durch einen niedrigen Bindemittelanteil bei hohen Wassergehalten erreicht werden (Tabelle 5.4). In der Verarbeitung des Frischbetons ist der hohe *w*/*z*-Wert jedoch problematisch (Neigung zum Bluten). Eine Umstellung der werkseigenen Mischanlage auf Zemente geringerer Festigkeitsklasse ließ das geringe Betonagevolumen nicht zu.

Der Beton der Stahlbetonprobekörper wird im Folgenden als Altbeton bezeichnet.

Tabelle 5.3 Mischungsrezeptur Altbeton (Serie 1)

Bestandteil	Mass.-Teile [-]	Menge [kg/m³]
Sand 0/2 (Zeithain)	0,783 6	670,0
Kies 2/8 (Zeithain)	0,391 8	335,0
Kies 8/16 (Zeithain)	1,000 0	855,0
Zement CEM I 52,5 RBS (Schwenk)	0,327 5	280,0
Frischwasser (*w*/*z*-Wert = 0,57)	0,187 1	160,0
Fließmittel Muraplast FK 48 (MC Chemie)	0,003 9	3,360

Tabelle 5.4 Mischungsrezeptur Altbeton (Serie 2)

Bestandteil	Mass.-Teile [-]	Menge [kg/m³]
Sand 0/2 (Zeithain)	1,000 0	655,0
Kies 2/8 (Zeithain)	0,855 0	560,0
Kies 8/16 (Zeithain)	0,992 4	650,0
Zement CEM II 42,5 R BM S-LL (Schwenk)	0,389 3	255,0
Frischwasser (*w*/*z*-Wert = 0,67)	0,259 5	170,0
Fließmittel Muraplast FK 43 (MC Chemie)	0,001 9	1,275

Tabelle 5.5 Regelprüfdaten

Balken Nr.[1)]	Druckfestigkeit [2)]			E-Modul [3)]	Spaltzug-festigkeit [2)]
	$f_{cm,cube}^{28d}$ [N/mm²]	$f_{cm,cube}$ [4)] [N/mm²]	$f_{cm,zyl}$ [5)] [N/mm²]	E_{cm} [4)] [N/mm²]	$f_{ct,sp}$ [4)] [N/mm²]
1-BQ-12/0	54,3	61,0	49,3	31 780	3,32
2-BQ-12/0	27,0	38,4	31,0	27 410	2,85
2-BQ-12/2	31,5	38,8	31,3	28 540	2,68
2-BQ-12/3	28,1	38,0	30,7	28 250	2,50
1-PB-G/0	52,7	58,8	47,5	34 580	3,45
2-PB-G/0	28,6	33,8	27,3	27 600	2,40
2-PB-G/2	26,5	35,9	29,0	26 810	2,50
2-PB-G/3	25,7	40,9	33,0	25 260	2,41
2-PB-G/4	37,1	45,5	36,8	31 240	2,83
1-PB-S/0	49,2	46,8	37,8	32 980	2,98
2-PB-S/0	34,5	40,4	32,6	31 170	2,78
2-PB-S/3	28,2	36,9	29,8	27 640	2,72
2-PB-S/4	27,8	35,6	28,8	28 270	2,30

[1)] Bezeichnung nach Bild 5.3
[2)] DIN 1048-5, Würfel 150/150/150 mm
[3)] DIN 1048-5, Zylinder 150/300 mm
[4)] am Prüftag des Bauteils
[5)] $f_{cm,zyl} = 0{,}95 \cdot 0{,}84\, f_{cm,cube}$ [4)] (LÖSER ET AL. [135])

Die Materialeigenschaften der Betone wurden durch Regelprüfungen nach DIN 1048-5 [72] ermittelt. Die Einordnung der Festigkeitsklasse (DIN 1045-1 [70]) erfolgt anhand der Druckfestigkeit von normgerecht gelagerten 15er Würfeln im Alter von 28 Tagen. Alle weiteren

Regelprüfungen wurden am Prüftag der Balken durchgeführt. Die hierfür vorgesehenen Prüfkörper lagerten die ersten sieben Tage im Wasser und wurden anschließend zusammen mit den Balken bis zu deren Prüftermin unter gleichen klimatischen Bedingungen aufbewahrt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.5 aufgelistet. Die Nummerierung der Balken setzt sich aus der Betonserie, dem geprüften Querschnitt und der Anzahl der Verstärkungslagen zusammen.

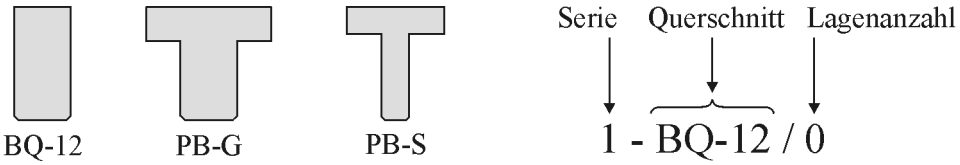


Bild 5.3: Prinzip der Bezeichnung der Probekörper (Balken Nr.)

Vor dem Aufbringen der Verstärkungsschicht wurde die Tragfähigkeit des Betonuntergrundes bestimmt, indem die gesandstrahlten Oberflächen der Stahlbetonbalken einer Haftzugprüfung nach DIN 1048-2 [71] unterzogen wurden. Notwendige Voraussetzung für die Zulässigkeit einer Verstärkung ist nach den deutschen Richtlinien RL SIB [57] und ZTV-ING 03 [32] eine mittlere Haftzugfestigkeit von mindestens 1,5 N/mm². Der Mittelwert wird aus mindestens drei Messungen berechnet, von denen kein Einzelwert unter 1,0 N/mm² liegen darf.

An den Stahlbetonbalken wurden insgesamt neun Haftzugprüfungen durchgeführt, die auf alle zu verstärkenden Bauteile (Serie 2) verteilt wurden. Eine getrennte Betrachtung der einzelnen Bauteile erschien nicht notwendig, da die Probekörper alle zeitnah und nach der gleichen Betonrezeptur hergestellt worden waren.

Die Ergebnisse in Bild 5.4 verdeutlichen, dass die gemessenen Haftzugwerte sowohl hinsichtlich des Mittelwertes als auch hinsichtlich des kleinsten Einzelwertes die notwendigen Mindestwerte erheblich unterschreiten, d. h. die Probekörper hätten gemäß der gültigen Richtlinien gar nicht verstärkt werden dürfen. Dennoch wurden in den Bauteilversuchen deutliche Traglaststeigerungen gegenüber der unverstärkten Referenz erreicht. Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit der Verbundfuge sind die geringen Haftzugwerte zu berücksichtigen.

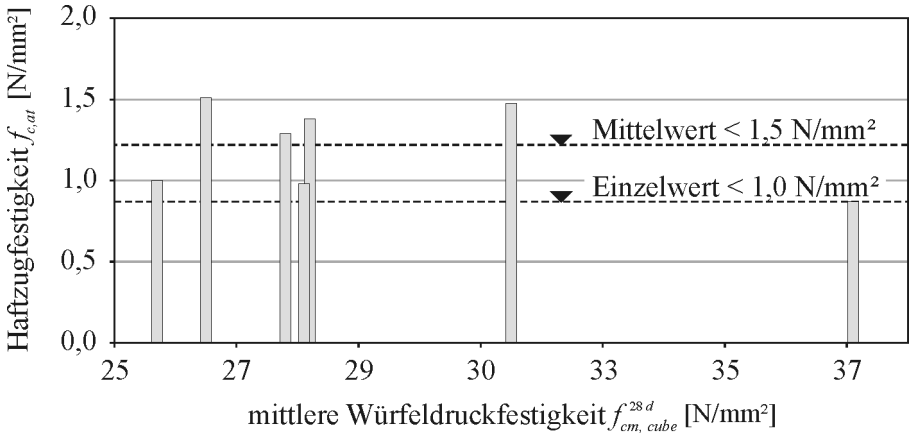


Bild 5.4: Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit von der mittleren Würfeldruckfestigkeit (Serie 2)

Die Ursache der geringen Haftzugwerte ist nachträglich kaum zu klären. Denkbar ist, dass die Oberflächen der Probekörper unzureichend gesandstrahlt waren, so dass die Haftzugfestigkeit durch minderfesten Feinmörtel bzw. Zementstein reduziert war. Eine andere Möglichkeit ist, dass der hohe *w*/*z*-Wert der Mischungsrezeptur zu einem erhöhten Porengehalt und dadurch zu geringeren Zugfestigkeiten geführt hat. Tatsächlich sind alle geprüften Spaltzugfestigkeiten etwas geringer als die rechnerischen Spaltzugfestigkeiten, die Abweichungen betreffen aber nicht nur die Serie 2. Auch die Probekörper der Serie 1 weisen trotz des kleineren *w*/*z*-Wertes geringere Spaltzugfestigkeiten auf (Bild 5.5). Eine Reduzierung der Haftzugfestigkeit durch einen erhöhten Porengehalt ist somit nicht nachweisbar. Wahrscheinlicher ist, dass die abweichenden Festigkeiten durch die empirische begründete Umrechnung von Würfeldruck- und Spaltzugfestigkeit verursacht sind.

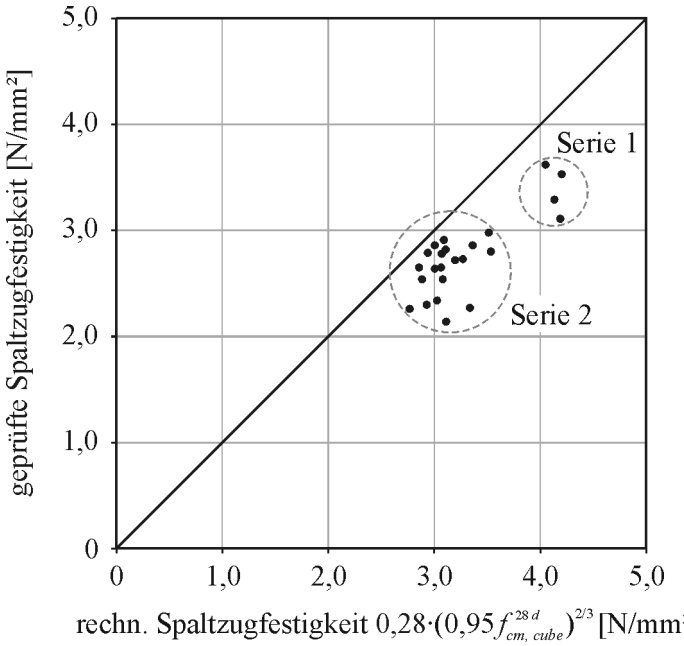


Bild 5.5: Vergleich von rechnerischer (LÖSER ET AL. [135]) und geprüfter Haftzugfestigkeit

5.4.2 Bewehrungsstahl

Die Stahlbetonprobekörper wurden mit handelsüblichem Betonstahl BSt 500S bewehrt. Als Bügelbewehrung wurden die Durchmesser 8 und 10 mm verwendet. Längsstäbe mit 12 mm Durchmesser waren zur konstruktiven Bewehrung der Biegedruckzone der Probekörper vorgesehen. Der größte Bewehrungsdurchmesser von 25 mm wurde als Biegezugbewehrung eingelegt, um die geplante hohe Biegetragfähigkeit der Probekörper zu gewährleisten. Der Bewehrungsplan der Probekörper befindet sich im Anhang A.

Die Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls (Streckgrenze, Zugfestigkeit, E-Modul) wurden an mindestens drei Zugstäben je Durchmesser geprüft (DIN 488-3 [74]). Die gemittelten Verläufe der Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Bild 5.6 dargestellt. Die Ergebnisse der Einzelmessungen sind im Anhang B zu finden.

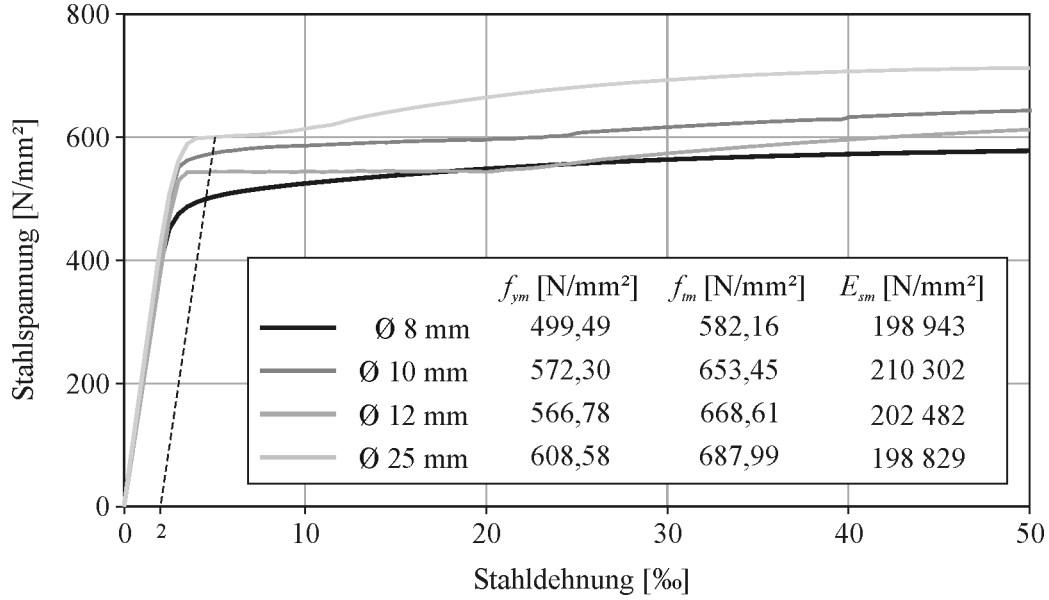


Bild 5.6: Spannungs-Dehnungs-Linien der Betonstahlproben

5.4.3 Feinbeton

Um die Vergleichbarkeit bzw. die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse innerhalb des Sonderforschungsbereiches 528 zu gewährleisten, wurde für alle experimentellen Untersuchungen die gleiche Feinbetonrezeptur verwendet. Die Rezeptur ist speziell an die Anforderungen der textilen Bewehrung angepasst und kann sowohl händisch im Laminierverfahren als auch maschinell im Spritz- bzw. Sprühverfahren verarbeitet werden. Die Besonderheiten und Hintergründe der Mischungsrezeptur sind in F. JESSE [110] und BUTLER [33] nachzulesen.

Tabelle 5.6 Feinbetonrezeptur nach WEILAND [224]

Bestandteil	Mass.-Teile [-]	Menge [kg/m³]
Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/NA (Schwenk)	0,666 7	628,0
Steinkohleflugasche (Baumineral Herten)	0,282 0	265,6
Mikrosilikasuspension (Woermann/Degussa/BASF)	0,106 7	100,5
Sand 0/1 (Ottendorf-Okrilla)	1,000 0	942,0
Zugabewasser	0,227 8	214,6
Fließmittel Woerment FM 30 (Woermann)	0,011 2	10,5

Die Materialeigenschaften des Feinbetons werden an Regelprüfkörpern in Form von Mörtelprismen ($40 \times 40 \times 160$ mm) kontrolliert. Geprüft werden die Druckfestigkeit sowie die Biegezugfestigkeit nach DIN EN 196-1 [76] am Prüftag des jeweiligen Balkens (Tabelle 5.7).

Tabelle 5.7 Regelprüfdaten des Feinbetons

Balken Nr.[1)]	Biegezugfestigkeit [2)] R_f [3)] [N/mm²]	Druckfestigkeit [2)] R_c [3)] [N/mm²]
2-BQ-12/2	4,30	69,8
2-BQ-12/3	4,93	76,3
2-PB-G/2	4,75	81,3
2-PB-G/3	4,43	75,1
2-PB-G/4	5,64	81,2
2-PB-S/3	4,60	70,2
2-PB-S/4	5,12	63,7

[1)] Bezeichnung nach Bild 5.1
[2)] DIN EN 196-1, Prisma 150/150/150 mm
[3)] am Prüftag des Balkens

Für die Bemessung der verstärkten Balken werden die Materialeigenschaften des Feinbetons in Form von Spannungs-Dehnungs-Linien benötigt. Die Prüfung der Spannungs-Dehnungs-Linie erfolgte an zwei repräsentativen Mörtelprismen, die mit je einem Dehnmessstreifen (DMS) auf jeder Längsseite versehen waren. Der gemittelte Dehnungsverlauf der beiden DMS ist in Bild 5.7 für jedes Mörtelprisma einzeln sowie als Mittelwert beider Prismen dargestellt.

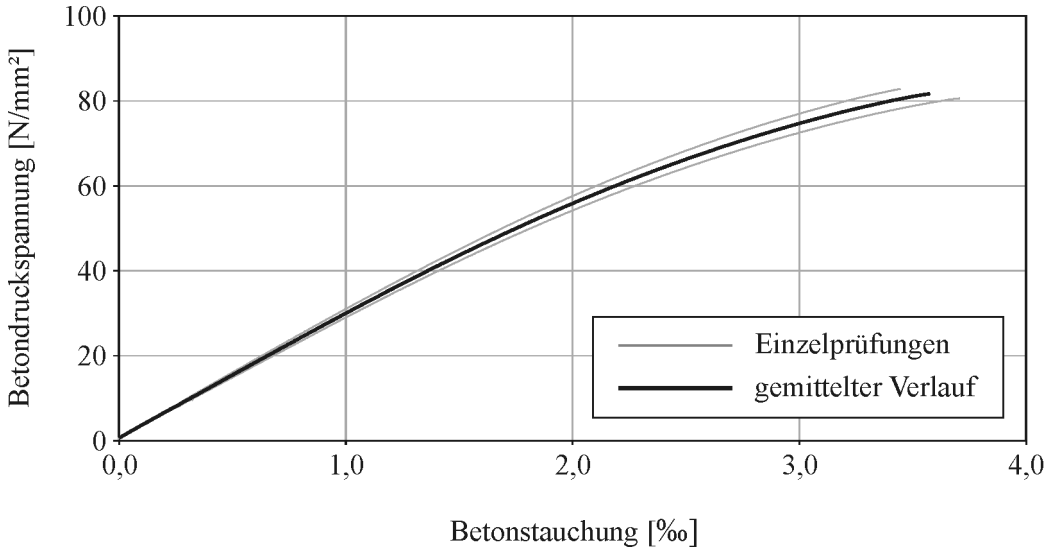


Bild 5.7: Spannungs-Dehnungs-Linien des Feinbetons

5.4.4 Textile Bewehrung

Textile Bewehrungen, die zur Verstärkung von Bauteilen verwendet werden sollen, müssen bestimmte Anforderungen erfüllen. Eine Anforderung ist die schon in Kapitel 2.1.2 beschriebene, weitgehend gestreckte Lage der Rovings. Im SFB 528 werden ausschließlich Gelege verwendet. Diese weisen im Vergleich zu Geweben eine geringere Welligkeit der Bewehrungsfasern auf, so dass im späteren Verbundwerkstoff kleinere Umlenkkräfte und damit geringere Querzugspannungen senkrecht zur Bewehrungsebene auftreten.

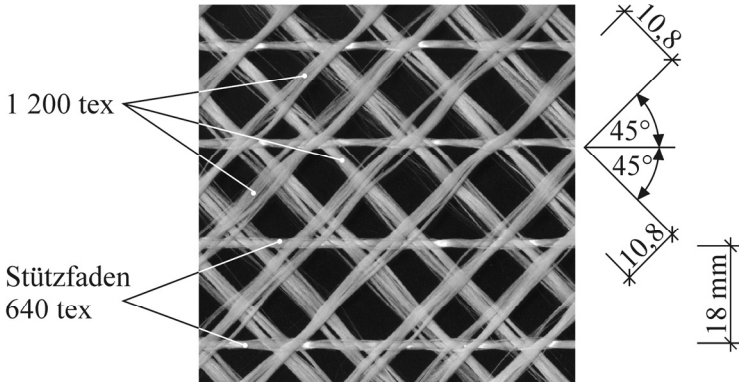


Bild 5.8: Gelege zur Querkraftverstärkung (NWM3-003-07-b1)

Für die Handhabbarkeit und Verarbeitung der Bewehrung ist eine ausreichende Verschiebestabilität entscheidend, d. h. die einzelnen Rovings dürfen sich weder in ihrem Abstand noch in ihrem Winkel zueinander verändern. Nur so kann die Bewehrung maßhaltig zugeschnitten und planmäßig eingebaut werden. Bei Querkraftgelegen mit 45° geneigten Rovings hat die baupraktische Anwendung gezeigt, dass allein durch die Beschichtung des Geleges keine ausreichende Verschiebestabilität erreicht wird. Erst ein zusätzlicher Stützfaden in 0°-Richtung verhindert die Winkeländerungen zwischen den Rovings und stabilisiert das Gelege (Bild 5.8).

Für Abwinklungen an Bauteilecken sind Bewehrungen mit geringer Biegesteifigkeiten zu bevorzugen, da diese mit kleinen Ausrundungsradien eingebaut werden können, ohne dass Rückkräfte zu Fehlstellen im Verbund von Bewehrung und Feinbeton führen. Die Biegesteifigkeit eines Geleges kann über den Beschichtungsanteil beeinflusst werden (OFFERMANN & CHERIF [168]). Für Querkraftgelege hat sich ein Beschichtungsanteil von 15 % als guter Kompromiss zwischen der erforderlichen hohen Zugfestigkeit der Filamentgarne und einer geringen Biegesteifigkeit des Geleges erwiesen.

Gelege mit geringen Rovingabständen und große Rovingfeinheiten minimieren den Aufwand bei der Herstellung der Verstärkung, da bereits wenige Lagen die gewünschte Tragfähigkeit erreichen. Dem stehen jedoch die Anforderungen des Verbundes entgegen. Sind die Rovingabstände zu gering, wirkt die Bewehrung als Trennschicht innerhalb der Verstärkung. Es kommt zum Versagen durch Delamination, ohne dass die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung ausgenutzt werden kann (ORTLEPP [170]). Zur Vermeidung eines Delaminationsver-

sagens ist ein Mindestanteil an Öffnungen vorzusehen, der ein Durchdringen der Bewehrung mit Feinbeton ermöglicht.

Die Verankerungslänge eines Geleges ist analog zur Stahlbewehrung von den einzuleitenden Zugkräften und den Verbundeigenschaften abhängig. Je kürzer die Verankerungslänge ist, umso größer sind die Haftzugspannungen, die durch die Verankerung der textilen Bewehrung verursacht werden. Gleichzeitig ist bei kurzen Verankerungslängen der Faseranteil geringer, der sich am oberen Rand einer Querkraftverstärkung infolge unzureichender Verankerungslänge dem Lastabtrag durch Faserauszug entzieht.

Für den jeweiligen Verstärkungsfall sind die beschriebenen, z. T. gegensätzlichen Eigenschaftsanforderungen hinsichtlich ihrer Priorität abzuwägen, um die Möglichkeiten der textilen Bewehrung optimal ausnutzen zu können. Für die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit wurde ein multiaxiales Gelege aus AR-Glasfasern mit einem Bewehrungsquerschnitt von 43,1 mm²/m in ±45°-Richtung (Feinheit 1 200 tex) gewählt (Bild 5.8).

Der Öffnungsanteil des Geleges, also die Matrixfläche in der Textilebene, ist mit 48 % der Gesamtfläche ausreichend hoch, um nach ORTLEPP [170] ein Delaminationsversagen in der Textilebene auszuschließen. Die Bestimmung des Öffnungsanteils erfolgte nach dem von ORTLEPP vorgeschlagenen Durchlichtscanverfahren mit anschließender Bildauswertung. Das Verhältnis von Öffnungsanteil zu Gesamtfläche wird als wirksamer Flächenanteil $k_{A,eff}$ bezeichnet (Bild 5.11).

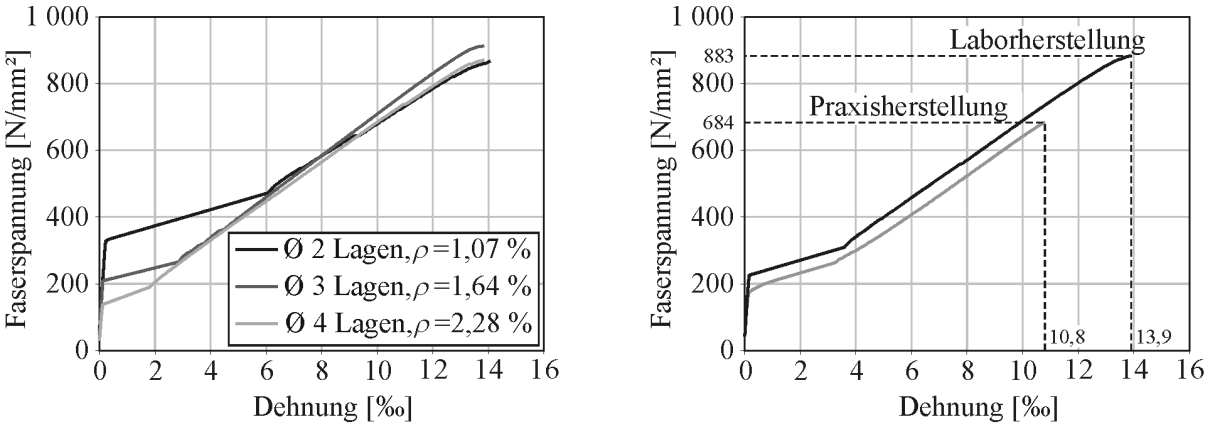
5.4.5 Textilbewehrter Beton

Die Zugfestigkeit der textilen Bewehrung kann am Filament, am Filamentgarn oder am Verbundwerkstoff ermittelt werden. Die Prüfung des Verbundwerkstoffes im Dehnkörperversuch ist bisher der zuverlässigste Weg, um das Tragverhalten von textilbewehrten Verstärkungsschichten zu beschreiben, wenngleich die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse nicht abschließend geklärt ist (F. JESSE [110]).

Im Dehnkörperversuch werden ausschließlich textilbewehrte Feinbetonproben geprüft, während Verstärkungsschichten zusammen mit dem Altbetonbauteil wirken. Im Rissbild ergeben sich dadurch sichtbare Unterschiede. Der Feinbetondehnkörper ist über die Länge relativ gleichmäßig mit Rissen durchzogen, hingegen sind für textilbewehrte Querkraftverstärkungen breite Einzelrisse und feiner verteilte Zwischenrisse kennzeichnend. Eine mittlere Dehnung wie am Dehnkörper ist dadurch für Querkraftverstärkungen kaum zu ermitteln.

Der zweite Unterschied betrifft die Beanspruchungsrichtung. Im Dehnkörperversuch werden die Fasern weitgehend in Richtung ihrer Längsachse gezogen, in Querkraftverstärkungen ist dies nicht der Fall. Da der Verlauf der Hauptspannungen nicht exakt vorhersehbar ist und sich auch belastungsabhängig über die Trägerlänge und -höhe ändert, wird ein Großteil der textilen Bewehrung mit einer gewissen Abweichung zur Faserlängsachse beansprucht. Abweichende Beanspruchungsrichtungen können jedoch nach D. JESSE [108] zu einer Reduzierung der Zugfestigkeit führen.

Für das in Bild 5.8 dargestellte Gelege wurden die Zugfestigkeiten zunächst an labormäßig hergestellten Dehnkörpern geprüft (Bild 5.9a). Die im Dehnkörper wirkende Zugkraft ist auf den Faserquerschnitt bezogen als Faserspannung aufgetragen. Die Dehnungen sind über eine Messlänge von 20 cm gemittelt. Die Proben waren entsprechend der geplanten Verstärkung mit zwei, drei und vier Lagen des Geleges bewehrt. Der unterschiedliche Bewehrungsgrad ρ der Proben resultiert aus der einheitlichen Dicke der Dehnkörper, die unabhängig von der Lagenanzahl ca. 8 mm beträgt.



a) Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Zugfestigkeit der Dehnkörper, Laborherstellung

b) Einfluss der Herstellung auf die Zugfestigkeit der Dehnkörper, Mittelwerte

Bild 5.9: Spannungs-Dehnungs-Linien für das Gelege NWM3-003-07-b1 im Verbund

Die Bruchspannung der Fasern zeigt in den Prüfungen eine gewisse Streuung. Es ist jedoch keine eindeutige Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad erkennbar, wie sie in einigen Versuchen von F. JESSE [110] beobachtet wurde (Bild 5.9a). Im Zustand der Rissbildung ist zwar die Faserspannung bei niedrigen Bewehrungsgraden höher und das Plateau der Rissbildung ausgedehnter, die finale Bruchspannung bleibt davon aber unbeeinflusst.

Bemerkenswert ist, dass die Dehnkörper, die während der Verstärkung der Balken unter Baustellenbedingungen hergestellt wurden, nur durchschnittlich 80 % der Zugfestigkeit bzw. Bruchdehnung der Laborherstellung erreichten (Bild 5.9b). Die Ursache des Unterschiedes ist nicht genau einzugrenzen, da sich Labor- und Praxisherstellung sowohl im Herstellungsverfahren als auch in der Nachbehandlung unterscheiden. Die Dehnkörper der Laborherstellung wurden liegend laminiert und nach dem Ausschalen zuerst in Wasser und anschließend in der Klimakammer gelagert. Die Dehnkörper der Praxisherstellung hingegen wurden mit einer leichten Neigung stehend gesprüht, mit feuchten Tüchern abgedeckt und in der Umgebung der Balken aufbewahrt.

Für die Nachrechnung bzw. Ableitung des Bemessungsmodells wird im Folgenden von der Spannungs-Dehnungs-Linie der Praxisherstellung ausgegangen. Abminderungen zur Berücksichtigung der Dehnungsspitzen in Einzelrissen werden nicht vorgenommen, da deren Größenordnung anhand der bisherigen Versuche nicht abzuschätzen ist. Auch mögliche Abweichungen zwischen den geneigten Hauptzugspannungen der Balkenstege und der Bewehrungsrichtung der Verstärkungen, die nach D. JESSE [108] zu reduzierten Zugfestigkeiten

führen können, bleiben unberücksichtigt. Das Gelege zur Verstärkung der Balken weist nach den Messungen von D. JESSE reduzierte Tragfähigkeiten ab einer Neigung der Zugkräfte von ca. 10° gegenüber der Bewehrungsrichtung auf (Bild 5.10). In einem Schubriss ist die Neigung der Zugkräfte aber sowohl mit steigender Belastung als auch entlang der Risslänge veränderlich, wie der gekrümmte Verlauf der Risse und die rechnerischen Hauptdehnungszustände (Kapitel 5.8.2.3) zeigen. Über eventuell notwendige Abminderungen kann nach den bisher vorliegenden Ergebnissen nur spekuliert werden.

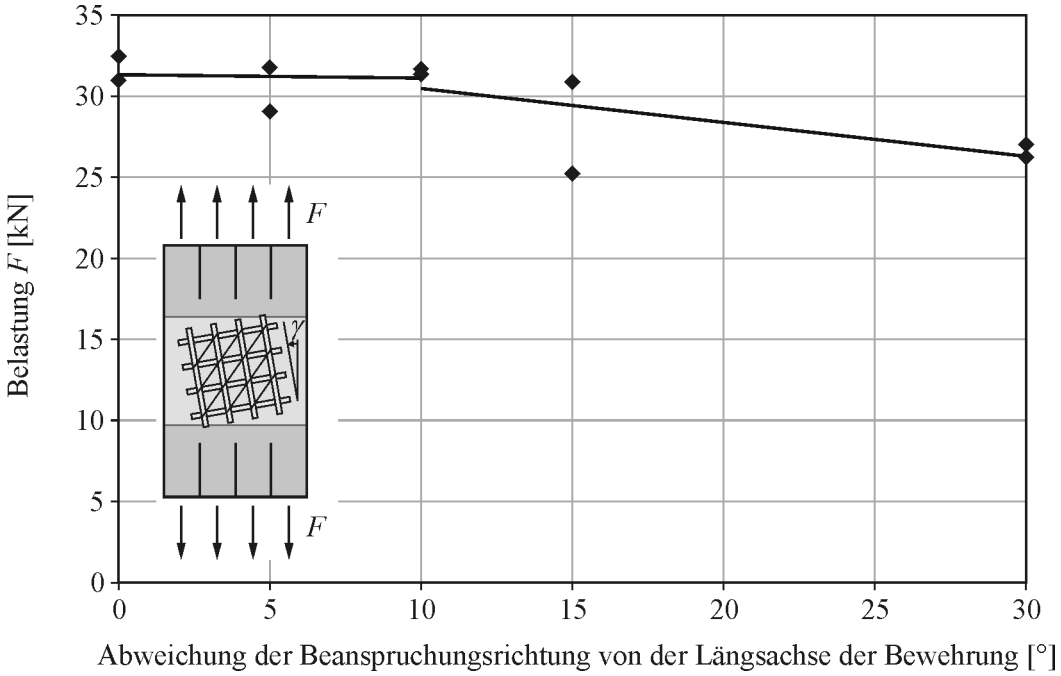


Bild 5.10: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung (Messwerte aus D. JESSE [108])

5.5 Verankerungslängen der textilen Bewehrung

Die Verankerung der textilen Bewehrung kann in verschiedenen Ebenen versagen, wie in Kapitel 3 erläutert ist. Die Versagensebenen sind abhängig von der Haftzugfestigkeit des Altbetons sowie von dem verwendeten textilen Gelege. Zur Abgrenzung der Versagensebenen im Altbeton (Bild 3.1b) und in der ersten Textilebene (Bild 3.1d) wurden von ORTLEPP [170] umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum *Haftverbund* sowie zur *Verbundtragfähigkeit unter Schubbeanspruchung* durchgeführt.

In den Untersuchungen zum *Haftverbund* zwischen Altbeton und textilbewehrter Verstärkung hat sich ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen den übertragbaren Haftzugspannungen in der Textilebene und dem wirksamen Flächenanteil der textilen Bewehrung herausgestellt (Bild 5.11). Die diagonale Grenzlinie trennt den Bereich des Delaminationsversagens vom Überlebensbereich der Textilebene.

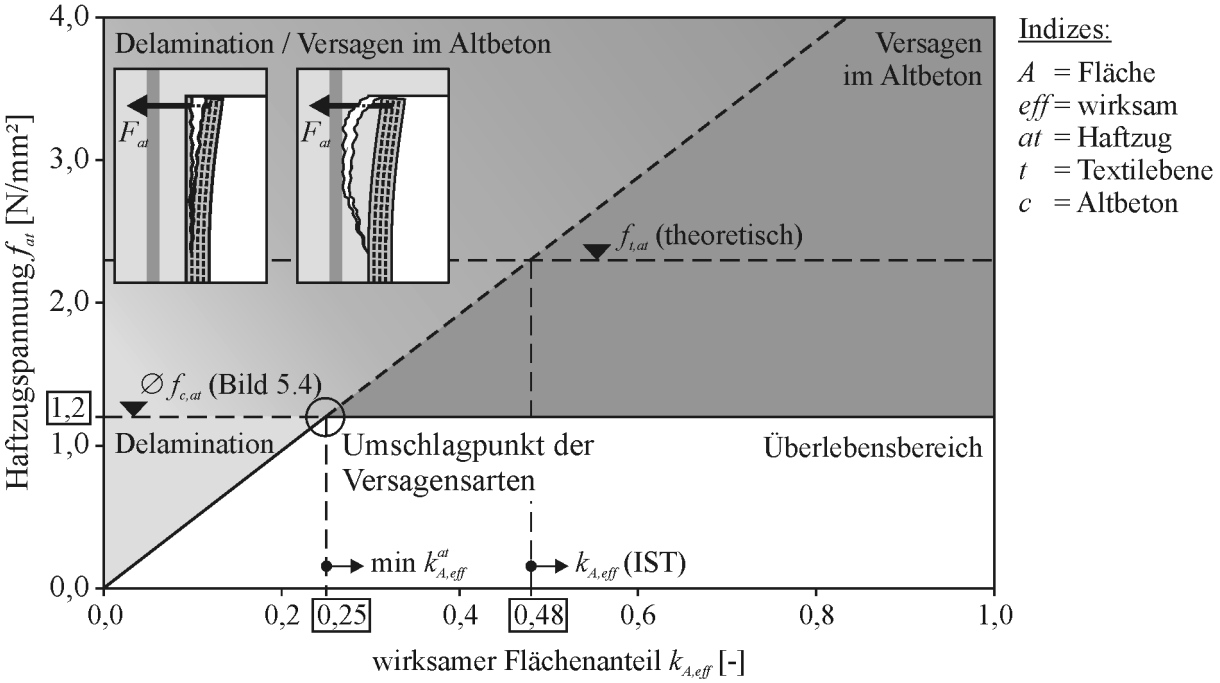


Bild 5.11: Abgrenzung der Versagensfälle anhand der Untersuchungen zum *Haftverbund* (ORTLEPP [170])

Die Haftzugfestigkeit des Altbetons $f_{c,at}$ begrenzt den Überlebensbereich nach oben (Bild 5.11). Höhere Haftzugspannungen führen bei ausreichend großem wirksamen Flächenanteil der textilen Bewehrung zu einem Verbundversagen im Altbeton. Für die eigenen Versuche liegt die Grenzlinie des Altbetons bei durchschnittlich 1,2 N/mm² (vgl. Kapitel 5.4.1).

Der Schnittpunkt der beiden Grenzlinien kennzeichnet den Umschlagpunkt der Versagensarten. Der wirksame Flächenanteil min $k_{A,eff}$ an der Stelle des Umschlagpunktes entspricht dem minimalen Öffnungsanteil, den ein Gelege in Abhängigkeit von der Haftzugfestigkeit des Altbetons zur Vermeidung eines Verbundversagens in der Textilebene aufweisen muss. Das zur Verstärkung der Bauteile verwendete Gelege liegt mit einem Öffnungsanteil von 0,48 deutlich über den Mindestanforderungen (vgl. Kapitel 5.4.4), d. h. für die Berechnung der Verankerungslänge ist das Versagen im Altbeton maßgebend.

Anhand der *Verbundversuche unter Schubbeanspruchung* (ORTLEPP [170]) ist eine analoge Abgrenzung der Versagensfälle möglich, der Umschlagpunkt der Versagensarten liegt jedoch im Vergleich zu den Haftzugversuchen bei einem etwas geringeren wirksamen Flächenanteil. Für einen Altbeton mit einer Haftzugfestigkeit von durchschnittlich 2,4 N/mm² wird in der Arbeit von ORTLEPP [170] ein wirksamer Flächenanteil von 0,5 als Ergebnis der Haftzugversuche gefordert, während nach den Verbundversuchen ein Flächenanteil von 0,36 ausreichend ist. Die Ursache dieser Abweichung konnte bislang nicht geklärt werden.

An Betonen geringerer Haftzugfestigkeit wurden von ORTLEPP [170] keine Verbundversuche durchgeführt, so dass der Einfluss der Haftzugfestigkeit auf den wirksamen Flächenanteil im Verbundversuch nicht bekannt ist. Für die Berechnung der Verankerungslänge wird dieser Flächenanteil jedoch gebraucht, da die von ORTLEPP [170] angegebenen Gleichungen der Verankerungslänge auf den Ergebnissen der Verbundversuche basieren.

Als Lösung wird folgende Umrechnung vorgeschlagen. Mit Hilfe des Diagramms in Bild 5.11 wird der minimal wirksame Flächenanteil ermittelt, an dem im Haftzugversuch bei einer Altbetonhaftzugfestigkeit von 1,2 N/mm² die Versagensarten zwischen Delamination und Altbetonversagen umschlagen. Am Umschlagpunkt treten beide Versagensarten unter gleicher Belastung auf, so dass für beide Versagen von gleichen Verankerungslängen auszugehen ist.

Anschließend wird der minimal wirksame Flächenanteil im Haftzugversuch in den Flächenanteil der Verbundversuche umgerechnet, indem der von ORTLEPP [170] festgestellte Unterschied der beiden Flächenanteile als konstant vorausgesetzt wird (Gleichung (5.5).

$$\min k_{A,eff}^{Vu} = \frac{0,36}{0,5} \cdot \min k_{A,eff}^{at} = 0,18 \tag{5.5}$$

mit:

$\min k_{A,eff}^{Vu}$ ... minimaler wirksamer Flächenanteil der Verbundversuche

$\min k_{A,eff}^{at}$ ... minimaler wirksamer Flächenanteil der Haftzugversuche (Bild 5.11)

$0,36/0,5$ ... Verhältnis der Flächenanteile der Verbund- und Haftzugversuche (ORTLEPP [170])

Mit dem minimalen Flächenfaktor der Verbundversuche kann die theoretische Verankerungslänge in der ersten Textilebene berechnet werden, die der Verankerungslänge im Altbeton bei einer Haftzugfestigkeit von 1,2 N/mm² gleichzusetzen ist (Tabelle 5.8). Eine direkte Berechnung der Verankerungslänge im Altbeton ist mit den bisher verfügbaren Gleichungen von ORTLEPP [170] nicht möglich, da die Haftzugfestigkeit des Altbetons (2,4 N/mm²) in den empirischen Gleichungen (Tabelle 5.9) zwar enthalten, aber nicht als Einganggröße angegeben ist.

Tabelle 5.8 Verankerungslänge bei Ansatz der Verbundtragfähigkeit der textilen Bewehrungsebene

Lagenanzahl	Verbundbruchkraft $F_{L,Vu}$ [kN/m]	Verbundlänge $l_V = l_{V,eff} \,/\, \min k_{A,eff}^{Vu}$ nach ORTLEPP [170]	
		$F_{L,Vu} = 249,4 \cdot \tanh\left(0,3793 \cdot l_{V,eff}\right)$ [cm]	$F_{L,Vu} = -7,5 \cdot l_{V,eff}^2 + 86,6 \cdot l_{V,eff}$ [cm]
2	58,9	3,5	4,0
3	88,3	5,4	6,3
4	117,7	7,5	8,7

Die Verbundbruchkraft $F_{L,Vu}$ (Spalte 2) ist die größte, über die Verankerungslänge l_V einleitbare Zugkraft. Diese wird mit der Tragfähigkeit der Dehnkörper angenommen (Bild 5.9b), um die Verstärkung der Bauteile wirtschaftlich ausnutzen zu können.

Der Zusammenhang zwischen Verbundbruchkraft und Verankerungslänge kann nach HOLZENKÄMPFER [103] mit einer tanh-Funktion bzw. einer Parabel-Geraden-Funktion beschrieben werden. Die Parameter der Funktionen sind von den Verbundpartnern abhängig. Für den Verbund zwischen Altbeton und textilbewehrtem Feinbeton wurden die Funktionsparameter von ORTLEPP [170] durch Regression der Versuchsdaten der Verbundversuche ermittelt.

In Tabelle 5.9 sind zum Vergleich die rechnerischen Verankerungslängen im Altbeton bei einer Haftzugfestigkeit von 2,4 N/mm² angegeben. Die Verankerungslängen sind etwa halb so groß wie die Verankerungslängen bei einer Haftzugfestigkeit von 1,2 N/mm² (Tabelle 5.8), so dass eine indirekte Proportionalität zwischen Verankerungslänge und Haftzugfestigkeit zu vermuten ist. Diese Theorie ist in weiteren Verbundversuchen aber erst noch zu prüfen.

Tabelle 5.9 Verankerungslänge bei Ansatz der Verbundtragfähigkeit des Altbetons ($f_{c,at}$ = 2,4 N/mm²)

Lagen-anzahl	Verbundbruch-kraft $F_{L,Vu}$ [kN/m]	Verankerungslänge l_V nach ORTLEPP [170]	
		$F_{L,Vu} = 270,0 \cdot \tanh\left(0,1193 \cdot l_V\right)$ [cm]	$F_{L,Vu} = -0,9 \cdot l_V^2 + 31,17 \cdot l_V$ [cm]
2	58,9	1,9	2,0
3	88,3	2,8	3,1
4	117,7	3,9	4,3

Neben den Versagensebenen im Alt- und Feinbeton (Bild 3.1) kann für die Verankerungslänge der textilen Bewehrung auch ein Verbundversagen zwischen einzelnen Faserbündeln und umgebender Feinbetonmatrix maßgebend werden. Umfassende Untersuchungen hierzu werden von LORENZ & ORTLEPP [133] angestellt.

Der Verbund zwischen Faserbündel und Feinbeton wird in so genannten Pull-Out-Tests an Dehnkörpern mit kurzer Verankerungslänge und beidseitig geschlitzter Sollbruchstelle untersucht. Während des Auszugsversuches werden die Belastung sowie die Rissöffnung gemessen. Beides sind Eingangsgrößen für die anschließende analytische Modellierung der Pull-Out-Tests zur Berechnung der multilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB). Für die einzelnen Abschnitte der VSB kann mit Hilfe der von RICHTER [183] angegebenen Lösungen des Verbunddifferentialgleichungssystems eine Abhängigkeit zwischen der Normalkraft des Faserbündels und dem Schlupf am gezogenen Faserende hergestellt werden. Diesen Ansatz nutzen LORENZ & ORTLEPP [133], um mit einem vereinfachten Berechnungsalgorithmus die Verankerungslängen eines Faserbündels iterativ zu bestimmen. Die rechnerischen Verankerungslängen zeigen eine gute Übereinstimmung mit experimentell von ORTLEPP [170] ermittelten Auszugslängen.

Für das textile Gelege der verstärkten Balken sind in Bild 5.12 die rechnerischen Verankerungslängen bei Faserauszugsversagen nach LORENZ & ORTLEPP [133] dargestellt. Als maximal zu verankernde Zugkraft wird analog zu den Versagensebenen im Altbeton oder der Textilebene die Bruchspannung am Dehnkörper angesetzt (Bild 5.9b). Die zugehörige Ver-

bundlänge ist mit ca. 2 cm (Bild 5.12) deutlich geringer als die zur Vermeidung eines Verbundversagens im Altbeton (Tabelle 5.8). Die Verankerungslänge des Faserauszuges ist damit für die weitere Bemessung nicht maßgebend.

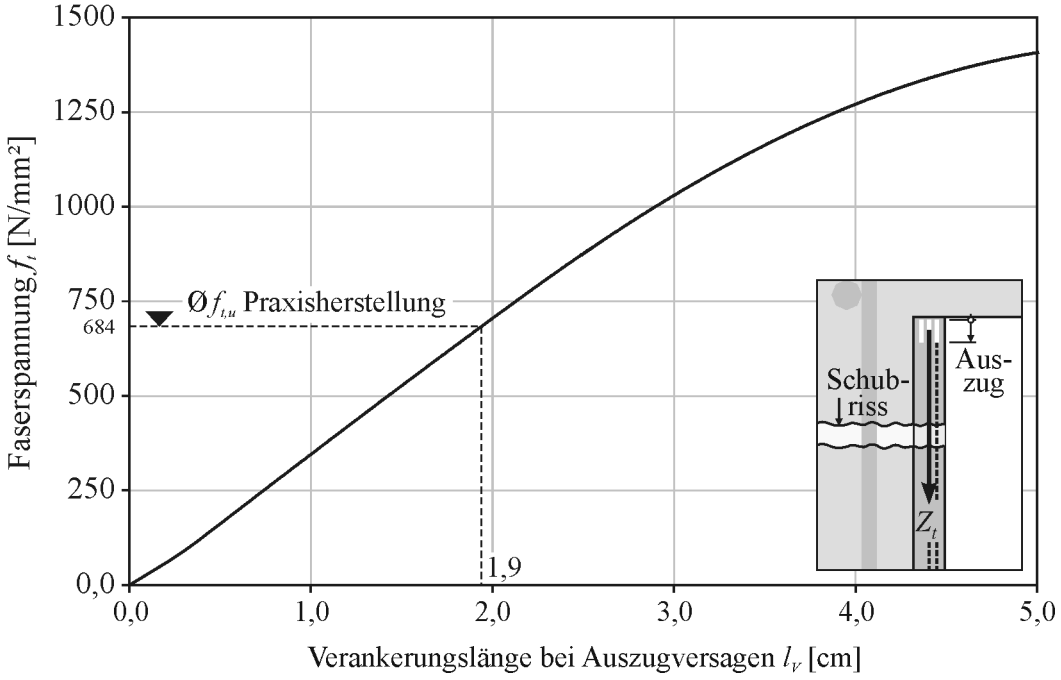


Bild 5.12: Verankerungslänge zur Vermeidung eines Auszugversagens (Gelege NWM3-003-07-b1)

5.6 Herstellung und Lagerung der Probekörper

Die Herstellung der Balken und Plattenbalken erfolgte aufgrund der großen Abmessungen in einem Fertigteilwerk. Insgesamt war die Betonage von drei Balken BQ-12, vier Plattenbalken PB-G und drei Plattenbalken PB-S geplant (Bild 5.1). Die Überfestigkeiten des Betons der ersten Serie (Kapitel 5.4.1) erforderten jedoch eine Wiederholung der Herstellung. Die Querkrafttragfähigkeit der unverstärkten Probekörper hatte infolge der hohen Druckfestigkeit erheblich über den Erwartungen gelegen. Die Biegetragfähigkeit der Probekörper war nahezu erschöpft, so dass ein Verstärken der Querkraftbewehrung wenig sinnvoll erschien.

Für die Betonage der zweiten Serie wurde die Mischungsrezeptur des Fertigteilwerkes an die Festigkeiten eines C20/25 angepasst (Kapitel 5.4.1). Alle Probekörper wurden innerhalb von drei Wochen hergestellt, jeweils zwei Probekörper wurden parallel betoniert.

Zirka zwei Monate nach Herstellung der letzten Probekörper wurden alle Balken und Plattenbalken gemeinsam verstärkt. Dafür wurden die Probekörper gewendet, so dass deren Stegunterseite nach oben zeigte. Die Oberflächen der Stegseiten wurden in dem später zu verstärkenden Bereich durch Fachpersonal sandgestrahlt. Die Rauigkeit der Oberflächen wurde praxisüblich eingestellt, jedoch nicht messtechnisch kontrolliert, da in den Schubuntersuchungen von ORTLEPP [170] die Verbundfuge von Altbeton und Verstärkungsschicht nie versagensmaßgebend war.

Nach dem Sandstrahlen wurden die Oberflächen mehrfach vorgenässt. Die Wassersättigung des Altbetons soll ein vorschnelles Austrocknen der Verstärkungsschicht verhindern. Zusätzliche Haftbrücken bzw. -vermittler wurden nicht verwendet. Nach den Haftzugprüfungen von ORTLEPP [170] führen mineralische Haftvermittler zu keiner Erhöhung der Zugfestigkeit, sondern können bei unsachgemäßer Ausführung sogar den Verbund stören.

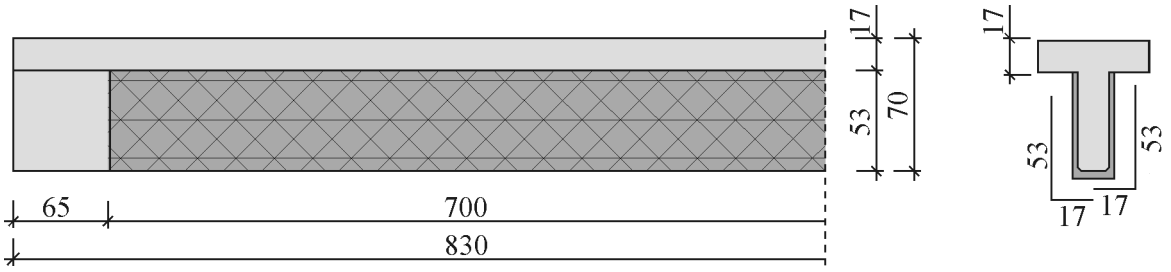


Bild 5.13: Bewehrungsführung in der Verstärkung

Das Auftragen der Verstärkungsschichten erfolgte lagenweise im Sprühverfahren (Kapitel 2.1.2). Das Bewehrungsgelege war auf die Länge des Verstärkungsbereichs zugeschnitten, so dass innerhalb der Stützweite der Balken keine Bewehrungsstöße erforderlich waren. Um den Steg der Probekörper herum musste das Gelege L-förmig geführt werden (Bild 5.13). Der Übergreifungsstoß an der Stegunterseite war erforderlich, da bei den hohen Plattenbalken (Bild 5.c) die fertigungstechnisch begrenzte Breite des Geleges von 1,20 m für ein vollständiges Umwinkeln der Stege nicht ausreichte. Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurden alle Probekörper mit L-förmig gestoßenen Gelegen verstärkt. Für den Übergreifungsstoß wurde auf der sicheren Seite liegend die gesamte Stegbreite genutzt.

Unter labormäßigen Bedingungen wird die Schichtdicke der Verstärkungsschicht mit 2 mm je Verstärkungslage plus einer abschließenden Feinbetonschicht von 2 mm kalkuliert. Die Verstärkungsschicht der großformatigen Bauteile war jedoch mit durchschnittlich 3,4 mm je Lage erheblich dicker. Trotz langjähriger Erfahrung der Mitarbeiter im Umgang mit Spritzbeton gelang es unter Baustellenbedingungen nicht, die Vorgaben der Laborherstellung zu erreichen.

Für die Querkrafttragfähigkeit der Verstärkung ist die größere Schichtdicke unproblematisch, da die Zugfestigkeiten der Dehnkörper keine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad zeigen (Bild 5.9a). Der Verbund der Teilquerschnitte (Kapitel 3) wird infolge der höheren Biegesteifigkeit der Verstärkung etwas stärker beansprucht.

Die hohe Schwindneigung des Feinbetons erfordert eine intensive Nachbehandlung der fertigen Verstärkungsschichten. In den ersten sieben Tagen wurden die Balken mit feuchtem Vlies abgedeckt, das mehrmals täglich mit Wasser genässt wurde.

5.7 Versuchsaufbau und Messeinrichtung

Die Prüfung der Balken und Plattenbalken erfolgte im Drei-Punkt-Biegeversuch mit außermittiger Laststellung. An jedem Probekörper wurden zwei Belastungsversuche nach dem in

Bild 5.14 dargestellten Schema durchgeführt. Der Umbau der Probekörper von Laststellung 1 zu Laststellung 2 erfolgte durch horizontales Verschieben in Balkenlängsrichtung. Die unterschiedliche Länge von Prüfbereich und Mittelteil erforderten für jede Laststellung zwei separate Auflager. Der Prüfzylinder verblieb in seiner Position.

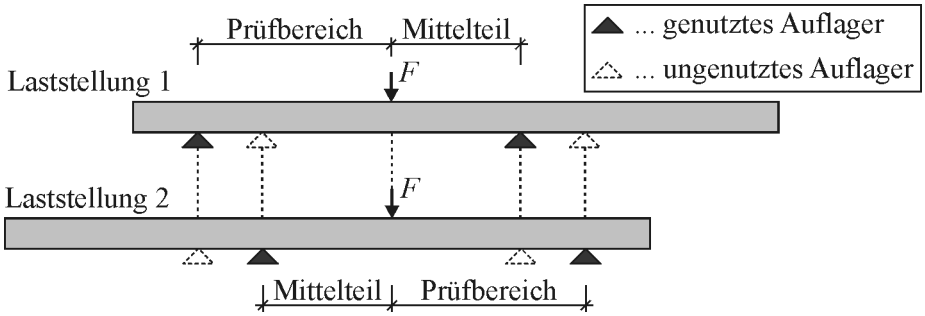


Bild 5.14: Laststellung bei Prüfung der Probekörper (detaillierte Maße im Anhang A)

Die doppelte Prüfung der Probekörper ließ folgende Vorteile erwarten. Zum einen konnte die Messtechnik gezielt eingesetzt werden, da der Versagensbereich, das jeweilige Balkenende, bereits zu Beginn des Versuches feststand. Zum anderen konnten an einem Probekörper zwei Messungen bei nahezu gleichen Materialeigenschaften durchgeführt werden. Herstellungsbedingte Einflüsse auf das Messergebnis (z. B. lokale Fehlstellen im Verbund) sollten so erkannt und gegenüber den Einflüssen der zu untersuchenden Parameter (Querschnittsgeometrie, Verstärkungsgrad) abgegrenzt werden.

Im Balkenmittelteil war die Bügelbewehrung entsprechend der Querkraft im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit bemessen. Auf der sicheren Seite liegend, wurde der Nachweis mit einer Druckstrebenneigung von 40° geführt. Der Mittelteil wurde so kurz wie möglich gewählt, um Gewicht und Gesamtlänge der Probekörper zu sparen. Dennoch war eine Mindestlänge erforderlich, die von der Verteilung der Belastung (max. 1 MN) zwischen Prüfbereich und Mittelteil sowie von der Tragfähigkeit der Druckstrebe abhängt.

Die Laststellung im Versuch beeinflusst maßgeblich die Querkrafttragfähigkeit der Probekörper. Je näher eine Einzellast dem Auflager steht, d. h. je kleiner die Schubschlankheit wird, desto größer ist der Querkraftanteil, der über eine direkte Druckstrebe zum Auflager abgetragen wird, ohne die Querkraftbewehrung zu beanspruchen. Bei großen Abständen hingegen wird zunehmend die Biegetragfähigkeit gegenüber der Querkrafttragfähigkeit maßgebend. Das so genannte Schubtal von KANI ([113], [114]), in dem Beanspruchungen durch Einzellasten besonders ungünstig sind, liegt bei Schubschlankheiten zwischen 2 und 4. Für die eigenen Versuche wurden mit 3,3 (Bild 5.1, BQ-12, PB-G) bzw. 3,8 (PB-S) relativ hohe Schubschlankheiten gewählt, um den Lastabtrag über direkte Druckstreben weitgehend auszuschließen.

Das Aufbringen der Belastung erfolgte weggesteuert, um den Prozess der Rissbildung, ein eventuelles Ablösen der Verstärkungsschicht und das Verhalten im Bruchzustand besser dokumentieren zu können. Aus den gleichen Gründen wurde die Belastung in einzelnen Last-

stufen aufgebracht (Bild 5.15). Die Haltezeiten waren für Fotoaufnahmen vorgesehen. Die applizierte Messtechnik ist in Bild 5.16 exemplarisch für den Plattenbalken PB-S dargestellt.

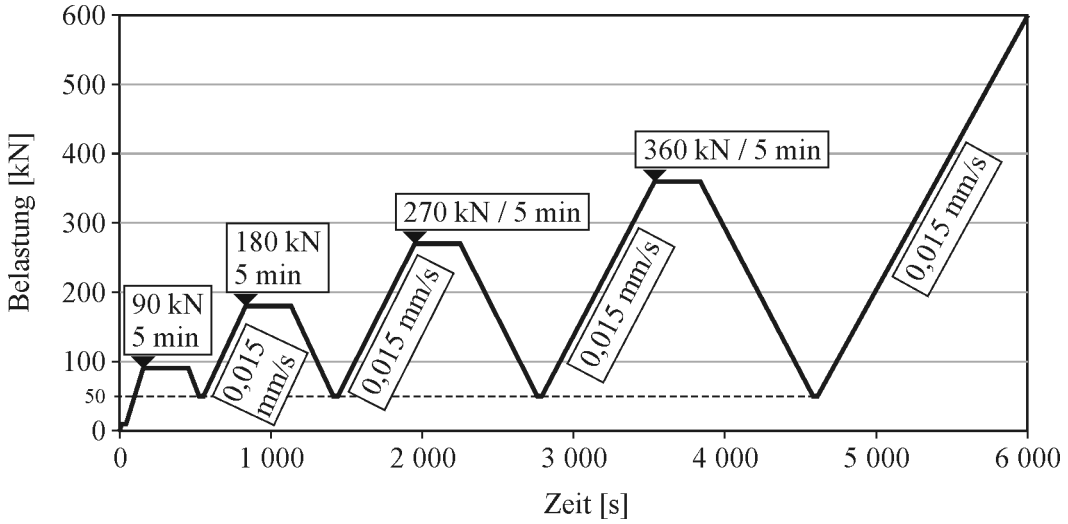


Bild 5.15: Belastungsablauf der Probekörper PB-S

Die Messung der Stauchungen und Dehnungen auf der Plattenober- und -unterseite (Messstellen 1-6) mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS) waren zur Berechnung der Druckzonenhöhe vorgesehen. Interessant ist, ob die Druckzone trotz der zum Auflager hin kleiner werdenden Biegemomente in der Platte verbleibt, oder ob sie in den Steg hinein reicht und für die Verankerung der Verstärkung genutzt werden kann.

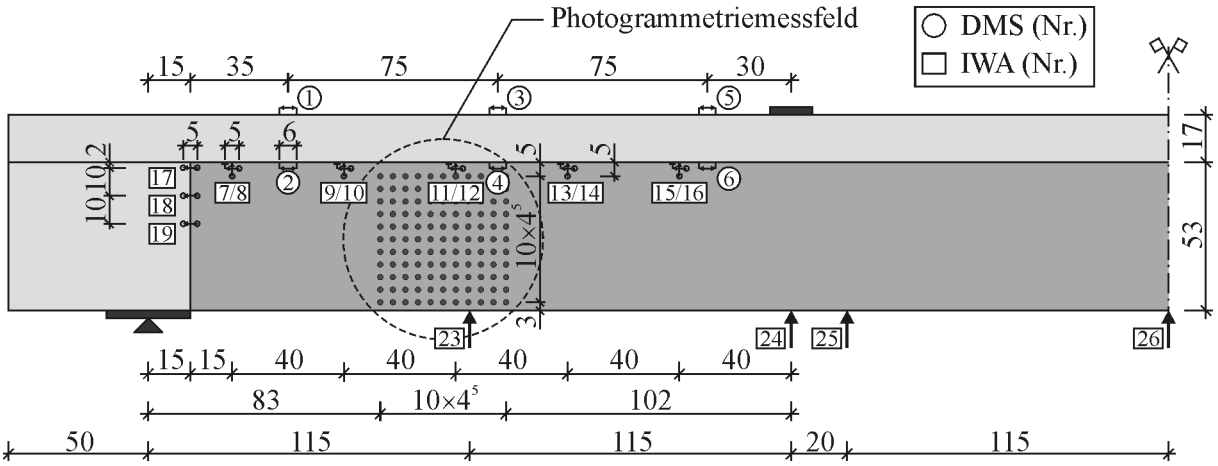


Bild 5.16: Messstellenplan der verstärkten Probekörper PB-S

Ein Verbundversagen zwischen Stahlbetonbalken und Verstärkungsschicht führt in der Verbundfuge zu Relativverschiebungen, die mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) in horizontaler und vertikaler Richtung (Messstellen 7-19) gemessen werden. Die Messstellen waren in regelmäßigem Abstand zwischen Oberkante Verstärkungsschicht und Unterseite Platte ange-

bracht. Über die Steghöhe konnte der Verlauf der Relativverschiebungen nur an den Enden der Verstärkungsschicht gemessen werden. Die Wegaufnehmer erfassen ein lokales Verbundversagen in unmittelbarer Umgebung der Messstelle, so dass der Zeitpunkt bzw. die Belastung zu Beginn des Ablösens sowie die Abfolge des Verbundversagens nachvollzogen werden können.

Die Messung der Durchbiegung (Messstellen 23-26) liefert globale Informationen über die Steifigkeitsentwicklung des Trägers während der Belastung (Erstrissbildung, Fließen der Bewehrungen, großflächiges Ablösen der Verstärkungsschicht usw.). Geringe lokale Steifigkeitsänderungen, wie zu Beginn des Ablösens der Verstärkungsschicht, sind jedoch kaum zu erkennen.

Die photogrammetrischen Verformungsmessungen der Stegseite sollten zeigen, ob der Verlauf der Hauptdehnungen bzw. -spannungen durch die Verstärkungsschicht beeinflusst werden. Gegenüber induktiven Wegaufnehmern hat die optische Messung den Vorteil, dass der Auswertebereich nach Ende des Versuches abhängig vom entstandenen Rissbild gewählt werden kann.

5.8 Ergebnisse

5.8.1 Tragmechanismen im Bruchzustand

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens oder -plattenbalkens kann durch das Aufbringen einer textilbewehrten Verstärkung erheblich gesteigert werden. In den experimentellen Untersuchungen wurden Traglaststeigerungen von bis zu 35 % erreicht. Höhere Verstärkungsgrade waren – begrenzt durch die Biegetragfähigkeit – nicht möglich.

In Tabelle 5.10 sind die Bruchlasten der beiden Teilprüfungen (LS 1, LS 2) der rechnerischen Biegetragfähigkeit der Probekörper gegenübergestellt. Die Biegetragfähigkeit wurde mit dem Querschnittsbemessungsprogramm INCA2 [106] berechnet. Jeder Probekörper wurde mit den geprüften Materialeigenschaften modelliert, so dass sich trotz gleicher Querschnittsgeometrie geringfügige Unterschiede in den Tragfähigkeiten ergeben. Die textile Bewehrung ist aufgrund ihrer Lage und der geringen Bewehrungsfläche im Verhältnis zur Stahllängsbewehrung für die Biegetragfähigkeit der Probekörper kaum von Einfluss. In der Berechnung der Biegetragfähigkeit wurde die Verstärkung deswegen vernachlässigt.

Tabelle 5.10 Bruchlasten der Probekörper

Balken Nr.	textile Bewehrung		Bruchlast im Versuch		rechn. Biege-	Versagensart
	Lagen-	Fläche [3]	LS 1	LS 2	tragfähigkeit [4]	(Kapitel 5.1)
	anzahl	[mm²/m]	[kN]	[kN]	[kN]	
1-BQ-12/0	-	-	771 [1]	826 [2]	861	Schubdruck
2-BQ-12/0	-	-	652 [2]	617 [1]	812	Schubdruck
2-BQ-12/2	2	121,8	679 [1]	736 [2]	811	Schubdruck
2-BQ-12/3	3	182,7	847 [2]	833 [1]	809	Schubdruck, Biegedruck
1-PB-G/0	-	-	927 [1]	956 [2]	958	Schubdruck, Schrägzug
2-PB-G/0	-	-	813 [1]	859 [2]	874	Schubdruck
2-PB-G/2	2	121,8	855 [1]	855 [2]	879	Schubdruck
2-PB-G/3	3	182,7	847 [2]	842 [1]	893	Schubdruck, Schrägzug
2-PB-G/4	4	243,5	919 [2]	907 [1]	918	Biegezug
1-PB-S/0	-	-	700 [1]	704 [2]	881	Schrägzug
2-PB-S/0	-	-	661 [2]	615 [1]	859	Schrägzug
2-PB-S/3	3	182,7	745 [1]	764 [2]	840	Ablösen
2-PB-S/4	4	243,5	809 [2]	808 [1]	837	Biegezug

[1] 1. Versuch
[2] 2. Versuch
[3] Fläche der textilen Bewehrung je m Balkenlänge, zweischnittig
[4] nach INCA 2 [106], ohne Berücksichtigung der textilen Bewehrung

Auffallend ist, dass die Bruchlast im zuerst durchgeführten Versuch meist kleiner ist als im zweiten Versuch. Es scheint, als würde der erste Versuch, z. B. durch die Rissbildung und Verformung im doppelt geprüften Mittelteil, den zweiten Versuch beeinflussen. Eine Erklärung hierfür wurde aber nicht gefunden. Eine systematische Abhängigkeit von der Laststellung (Bild 5.14), die nicht gleichbedeutend mit der Reihenfolge der Versuche ist, ist nicht zu erkennen. Ein Fehler im Versuchsaufbau ist demnach als Ursache auszuschließen.

Die Wirkung der textilen Bewehrung ist durch den Anstieg der Kurvenverläufe in den Kraft-Verformungs-Diagrammen erkennbar (Bild 5.17 bis Bild 5.19). Im ungerissenen Zustand (Zustand I) sind die Kurvenverläufe bzw. Anstiege noch nahezu identisch. Die Rissbildung, die zu einem Abflachen der Anstiege führt, setzt bei den verstärkten Probekörpern bei etwas höheren Lasten ein als bei der unverstärkten Referenz. Aus ersten Biegerissen entwickeln sich Schubrisse, die sich zunehmend in Richtung der einwirkenden Einzellast krümmen. Einige Schubrisse entstehen infolge der Hauptzugspannungen etwa in der Mitte der Steghöhe ohne erkennbaren Zusammenhang mit einem Biegeriss.

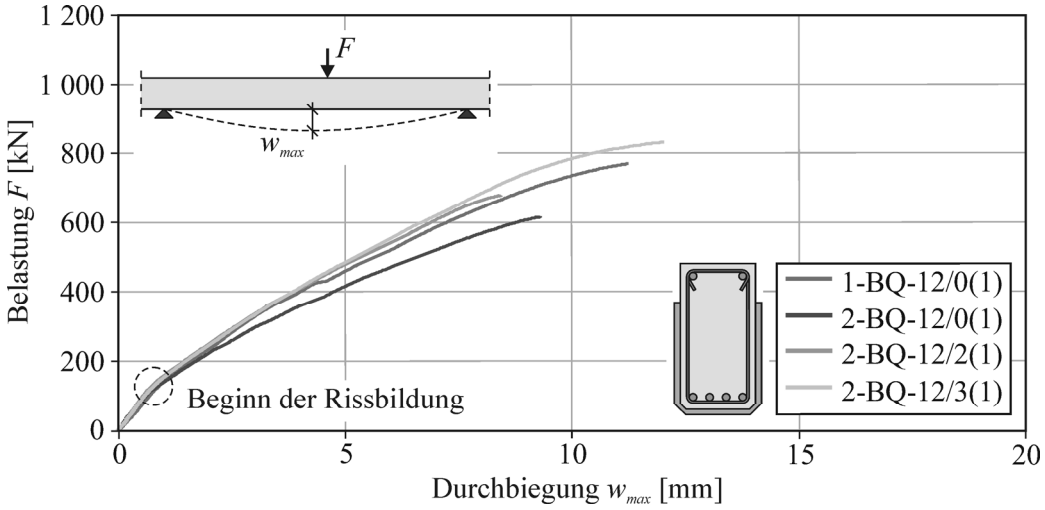


Bild 5.17: Kraft-Verformungs-Diagramm der Balken BQ-12

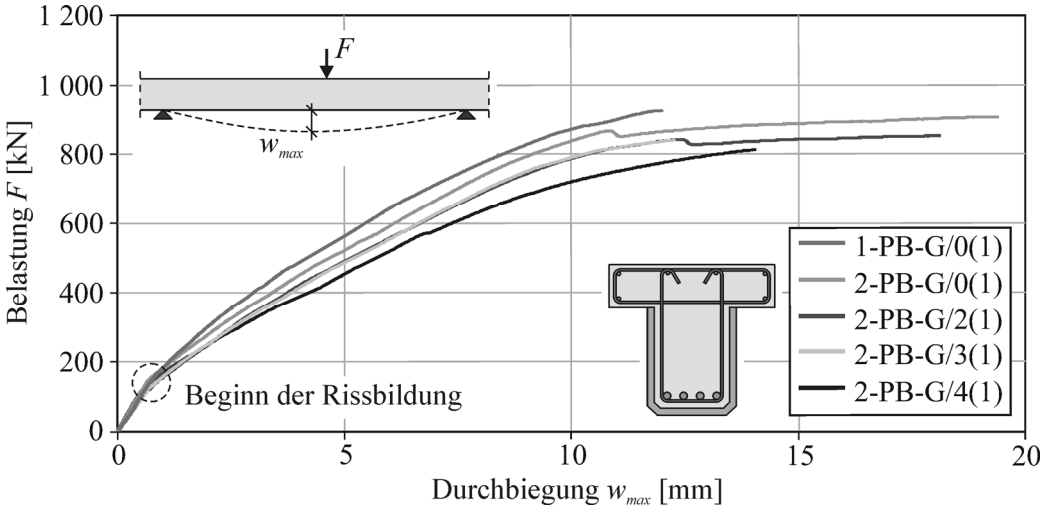


Bild 5.18: Kraft-Verformungs-Diagramm der Plattenbalken PB-G

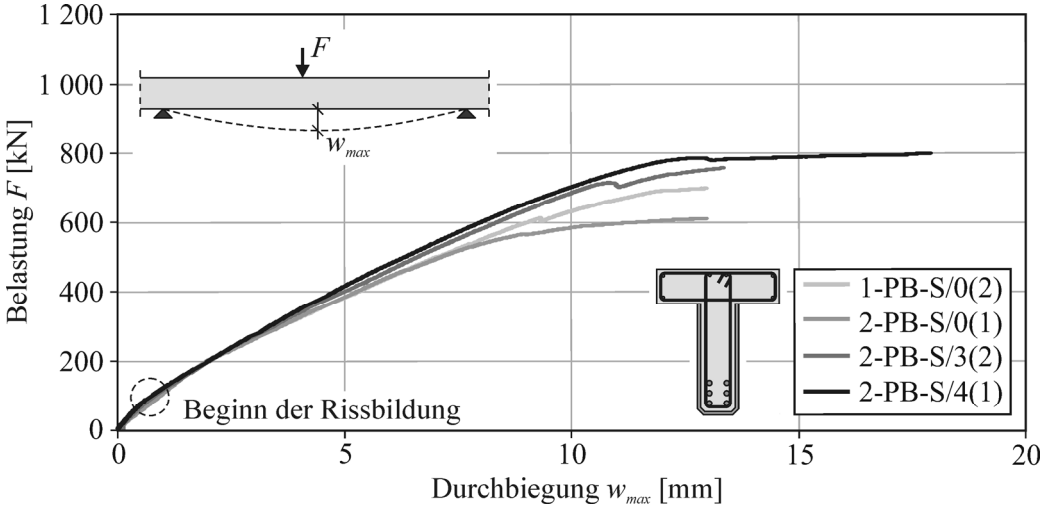


Bild 5.19: Kraft-Verformungs-Diagramm der Plattenbalken PB-S

Die Schubrissbildung ist ein fortwährender Prozess, der sich fast bis zum Bruchzustand erstreckt, wie der leicht gekrümmte Kurvenlauf im Zustand II besonders bei den unverstärkten Probekörpern zeigt. Immer wieder kommen neue Schubrisse hinzu. Vorhandene Schubrisse werden länger. Bei den verstärkten Probekörpern sind die Steifigkeitsverluste infolge der Rissbildung erwartungsgemäß geringer als bei den unverstärkten Probekörpern. Die Anstiege der Kraft-Verformungs-Kurven sind sichtbar steiler. Auch der Vergleich der verstärkten Probekörper untereinander zeigt, dass mit zunehmender Lagenanzahl die Anstiege im Zustand II etwas steiler sind, wenngleich der Unterschied nicht so ausgeprägt ist wie gegenüber der unverstärkten Referenz.

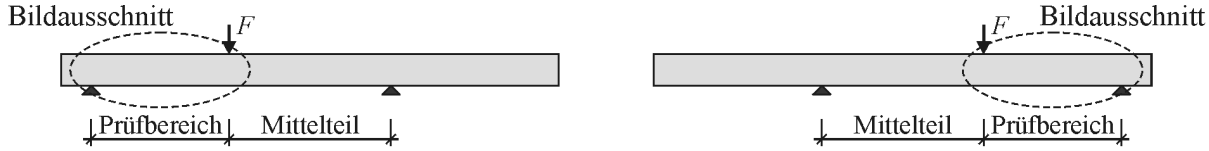
Vergleicht man die unverstärkten Probekörper von Serie 1 (C30/37 bis C40/50) und Serie 2 (C20/25 bis C25/30), wird deutlich, dass auch eine höhere Druckfestigkeit zu einem steileren Anstieg im Zustand II führt. Die Rissbildung scheint ähnlich verzögert wie bei den verstärkten Probekörpern. Da sich die Probekörper nur in den Betoneigenschaften unterscheiden, ist anzunehmen, dass die verzögerte Schubrissbildung eine Folge der mit der Druckfestigkeit steigenden Zugfestigkeit ist.

Die Tragfähigkeit der Balken und Plattenbalken von Serie 1 ist generell höher als die der vergleichbaren Bauteile von Serie 2. Die Ursache des Versagens (Schubdruckbruch) wird auf übermäßige Dehnungen der Zugstreben zurückgeführt, die in Form von Rissen die Biegedruckzone einschnüren. Unterschiede in der Tragfähigkeit der Zugstreben von Serie 1 und 2 sind nach dem Fachwerkmodell nur über den Neigungswinkel der Druckstreben zu erklären. Die Festigkeitsklasse des Betons wird im Nachweis der Zugstreben nicht direkt berücksichtigt. Die höhere Tragfähigkeit von Serie 1 deutet auf eine flachere Neigung der Druckstreben im Vergleich zu Serie 2 hin, eine Theorie, die anhand der gemessenen Stegverformungen in Kapitel 5.8.2.3 diskutiert wird.

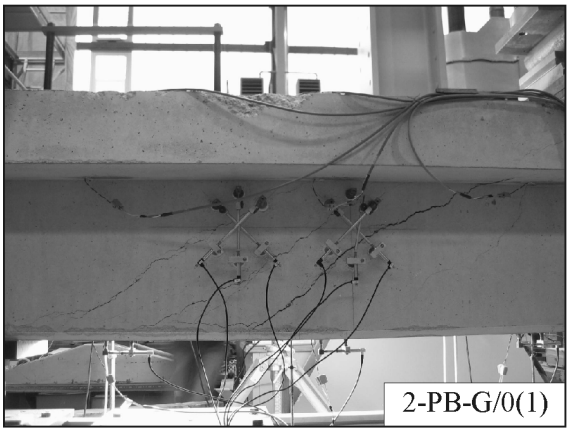
Ein Versagen der Biegedruckzone (Tabelle 5.10) ist nicht zwangsläufig einem Versagen der Zugstreben gleichzusetzen. Schon ein Überschreiten der Streckgrenze der Stahlbügelbewehrung kann zu breiten, ausgedehnten Schubrissen führen, die die Druckzone lokal einschnüren. Über die Biegedruckzone werden nicht nur die Gurtkräfte des Fachwerkes, sondern auch mögliche Traganteile eines Druckbogens abgetragen. Verzögert die höhere Zugfestigkeit des Betons die Entstehung der Schubrisse, wie anhand der Kraft-Verformungs-Kurven zu vermuten ist (Bild 5.17 bis Bild 5.19), wird auch die Einschnürung der Druckzone verzögert. Bei gleicher Tragfähigkeit der Bügelbewehrung können so höhere Lasten über den Druckbogen abgetragen werden.

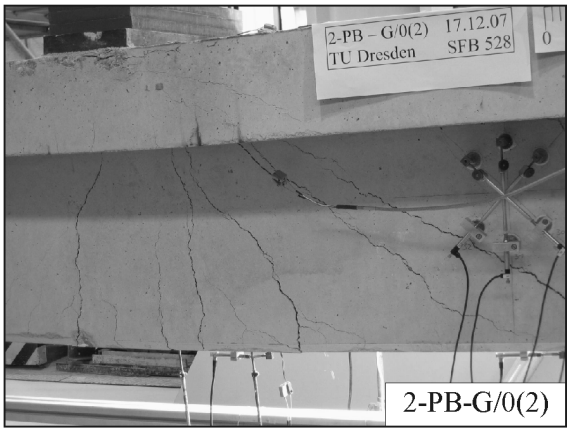
Ob die höhere Tragfähigkeit der Probekörper von Serie 1 tatsächlich auf eine verzögerte Rissbildung zurückzuführen ist, soll die vergleichende Betrachtung der gemessenen Rissbreiten in Kapitel 5.8.2.1 zeigen. Bestätigen sich die beschriebenen Vermutungen, ist auch zu überlegen, ob die höheren Bruchlasten der verstärkten Probekörper durch die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung oder deren rissbreitenbegrenzende Wirkung begründet sind.

Die Versagensarten der Probekörper (Tabelle 5.10) wurden anhand der Rissbilder (Rissbreiten) sowie anhand von erkennbaren Schäden (Druckzone) festgelegt (Bild 5.20, Bild 5.21). Die rechnerischen Biegetragfähigkeiten dienten der Abgrenzung zwischen einem Biegeversagen und einem Schubdruckbruch (Kapitel 5.1).

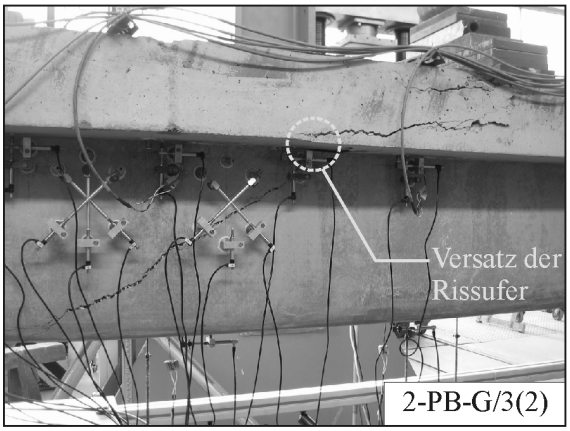


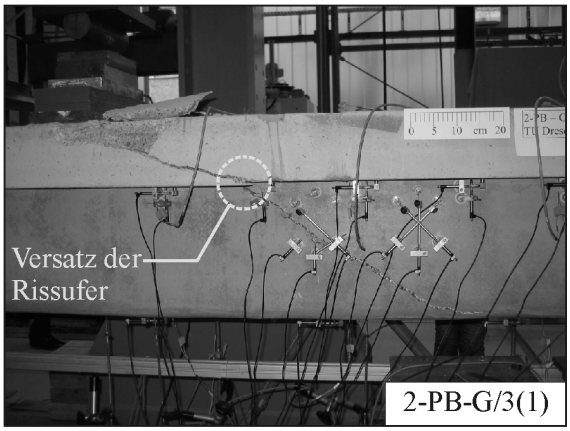
a) Schubdruckbruch, breite Biegerisse



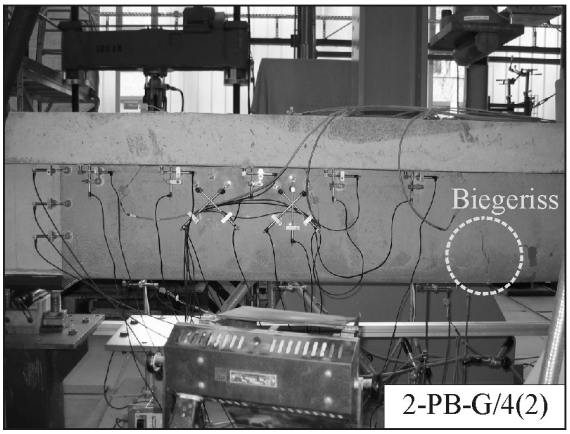


b) Schubdruck/Schrägzugbruch





c) Biegezug/Biegedruckbruch



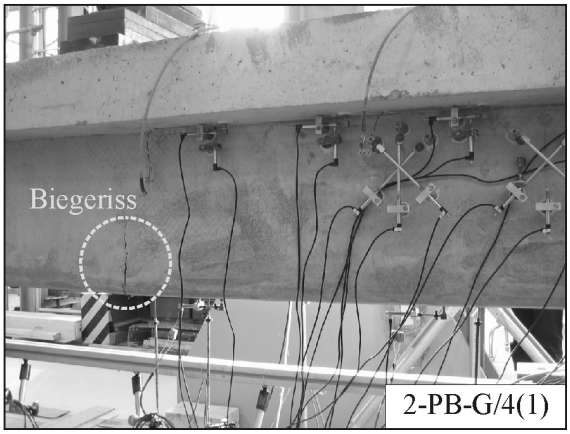
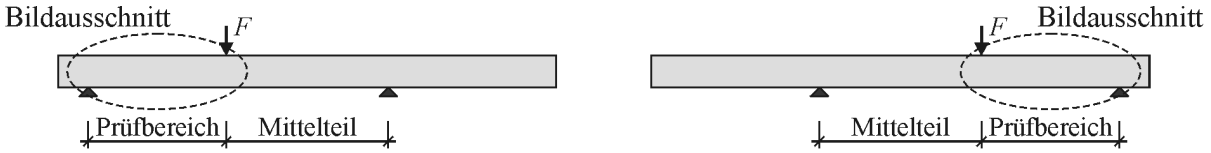
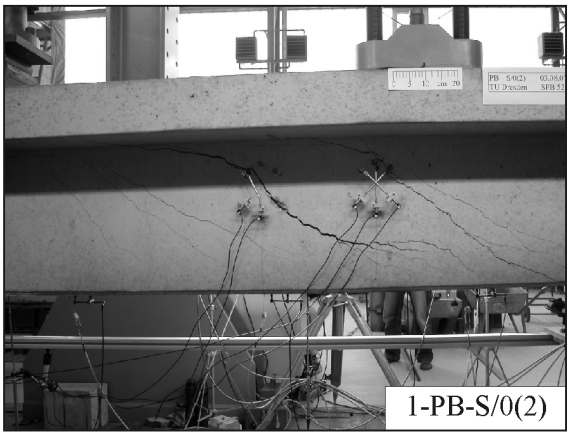


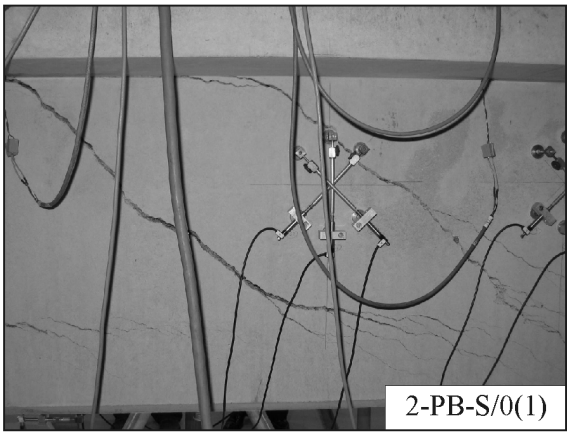
Bild 5.20: Bruchbilder der gedrungenen Plattenbalken PB-G (Bild 5.1)



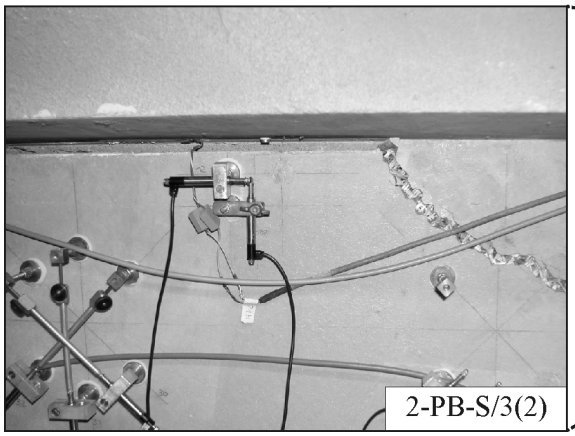
a) Schrägzugbruch



b) Schrägzugbruch



c) Ablösen der Verstärkung



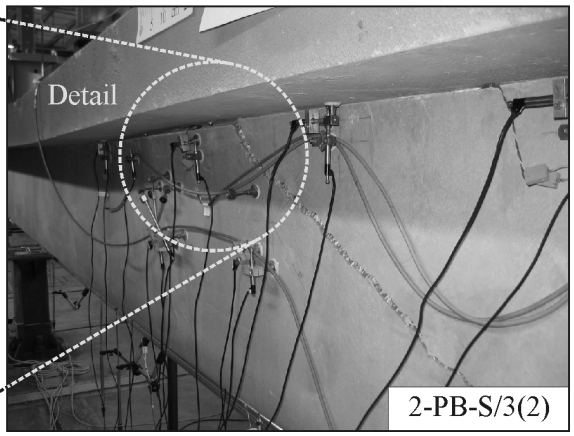


Bild 5.21: Bruchbilder der schlanken Plattenbalken PB-S (Bild 5.1)

Besonders erstaunlich sind die Versagensarten der gedrungenen Plattenbalken. Das unverstärkte Bauteil versagte bei beiden Laststellungen in der Biegedruckzone (Bild 5.20a). Es waren mehrere, breite Schubrisse ausgebildet, die sich jeweils bis in die Druckplatte fortsetzten. Unterhalb der einwirkenden Einzellast waren gleichzeitig ausgeprägte Biegerisse zu erkennen. Die Breite der Biegerisse lässt auf Stahldehnungen oberhalb der Streckgrenze schließen, wie sich in der Berechnung der Biegetragfähigkeit bestätigt. Auch die Biegedruckzone ist rechnerisch weitgehend ausgenutzt, so dass zusätzlich einschnürende Schubrisse zwangsläufig zum Versagen führen.

Die nahezu erschöpfte Biegetragfähigkeit der unverstärkten Probekörper lässt für die verstärkten Probekörper kaum noch Traglaststeigerungen erwarten. Für den Plattenbalken PB-G/2 scheint das auch zuzutreffen. Ähnlich wie bei der unverstärkten Probe sind im Bruchzustand sowohl Biege- als auch Schubrisse erkennbar. Das Versagen der Biegedruckzone könnte also sowohl durch Biegedruck als auch durch Schubdruck verursacht sein. Eine Traglaststeigerung gegenüber der unverstärkten Referenz ist nur bezüglich der mittleren Bruchlasten erkennbar, die Steigerung ist aber so gering, dass sie durchaus auch auf materialseitige Streuungen zurückzuführen ist (Tabelle 5.10).

Bei den verstärkten Plattenbalken PB-G/3 hingegen ist in beiden Prüffeldern ein einzelner breiter Schubriss zu erkennen, der bis in die Druckzone der Platte vordringt und im Bruchzustand weit geöffnet ist (Bild 5.20b). Die Rissufer sind deutlich verschoben, wie der Versatz in der Stirnseite der Platte zeigt. Die Größe der Verformungen lässt ein Zugversagen der Bügelbewehrung vermuten (Schrägzugbruch). Anzeichen eines Biegeversagens sind im Unterschied zu den Proben PB-G/0 und PB-G/2 erstaunlicher Weise nicht zu erkennen. Die Verstärkung brachte keine nennenswerte Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit.

Anders verhält es sich bei den Plattenbalken PB-G/4. Mit vier Verstärkungslagen liegt die Querkrafttragfähigkeit offenbar eindeutig über der Biegetragfähigkeit der Probekörper. An den Stegseiten ist nur ein einzelner breiter Biegeriss zu sehen. Alle weiteren Risse sind fein verteilt und für den Bruchzustand unbedeutend. Ein Versagen der Biegedruckzone ist nicht erkennbar.

Warum die Verstärkung mit zwei (PB-G/2) bzw. drei (PB-G/3) Lagen keine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit brachte, aber mit vier Lagen (PB-G/4) funktionierte, erscheint zunächst unklar. Der Vergleich der Balken (BQ-12) und Plattenbalken (PB-G) lässt folgenden Schluss zu. Die Stahlbügelbewehrung der Plattenbalken ist im Bruchzustand höher ausgelastet als die der vergleichbaren Balken. Davon wird nicht allein aufgrund der höheren Bruchlasten ausgegangen, die auch durch andere Traganteile wie den Druckbogen verursacht sein können, sondern aufgrund der größeren Schubrissbreiten, die für das Einschnüren und Versagen der Druckzone kritisch sind (Kapitel 5.8.2.1). Bei den Plattenbalken ist das Wachsen der Schubrisse in Richtung der Druckzone durch die größere Risslast der Platte verzögert. Gleichzeitig ist eine geringere Druckzonenhöhe erforderlich, da innerhalb der Platte eine größere Breite nutzbar ist. Beides lässt breitere Schubrisse und damit höhere Stahldehnungen zu, bevor die Biegedruckzone versagt. Zum Teil werden die Stahlbügel im unverstärkten Zustand sogar bis zur Zugfestigkeit beansprucht.

Die textile Bewehrung begrenzt durch ihre geringere Bruchdehnung die Stahldehnungen der verstärkten Probekörper. Ein Fließen der Stahlbügelbewehrung, wie im Fall des unverstärkten

Plattenbalkens PB-G vermutet, ist im verstärkten Zustand nicht möglich. Die Folge der begrenzten Dehnungen ist, dass weniger Lasten über die Stahlbügelbewehrung abgetragen werden können (Kapitel 5.8.2.5). Der so fehlende Lastabtrag der Bügelbewehrung ist bei den Plattenbalken PB-G vermutlich so groß, dass zwei bis drei Lagen des textilen Geleges für eine Traglaststeigerung nicht ausreichen.

Bei den Balken hingegen sind die begrenzten Stahldehnungen eher von Vorteil, da sie die Schubrisse begrenzen und so länger die Tragfähigkeit der Biegedruckzone aufrechterhalten (Kapitel 5.8.2.1). Der reduzierte Lastabtrag über die Stahlbügelbewehrung scheint für die verstärkten Balken von untergeordnetem Einfluss, wie die steigenden Bruchlasten bei zwei bis drei Bewehrungslagen beweisen (Tabelle 5.10).

In der Höhe der Tragfähigkeit unterscheiden sich die unverstärkten Balken und Plattenbalken um über 30 %, obwohl die Stegbreite, Steghöhe und Bügelbewehrung sowie die Materialeigenschaften nahezu identisch sind. Die Steifigkeitsverhältnisse im Steg sind demnach für beide Querschnitte annähernd gleich, so dass auch ähnliche Neigungswinkel der Druckstrebe zu erwarten sind (vgl. Kapitel 5.8.2.3). Eine mögliche Erklärung in diesem Fall ist, dass der Traglastunterschied zwischen Balken und Plattenbalken durch eine unterschiedliche Dehnung bzw. Beanspruchung der Zugstreben im Fachwerk verursacht wird. Nach den Rissbreiten im Bruchzustand zu urteilen, erreichen die Bügel in beiden Querschnitten die Streckgrenze des Bewehrungsstahls. Die Spannungen beim Erreichen der Streckgrenze sind aber nur um 17 % geringer als die Zugfestigkeit (Bild 5.6, ∅ 8 mm), so dass die Stahldehnung für die Balken noch stärker einzuschränken oder aber ein zusätzlicher Lastabtrag neben dem parallelgurtigen Fachwerk in Erwägung zu ziehen ist. Denkbar ist ein Lastabtrag über einen Druckbogen, der aufgrund der einschnürenden Schubrisse bei den Balken früher versagt als bei den Plattenbalken.

Bei den schlanken Plattenbalken PB-S ist der Prüfbereich der unverstärkten Probekörper von mehreren breiten Schubrissen durchzogen (Bild 5.21a, b). Schäden in der Druckzone wie bei den anderen Probekörper sind aber nicht zu erkennen, so dass von einem Versagen der Zugstreben (Schrägzugbruch) ausgegangen wird. Die Prüfung der Probekörper wurde abgebrochen, nachdem trotz zunehmender Durchbiegung keine Traglaststeigerung mehr möglich war.

Der verstärkte Plattenbalken PB-S/3 versagte in der Verbundfuge von Steg und Verstärkungsschicht. Angekündigt wurde das Verbundversagen durch einen feinen horizontalen Riss, der sich entlang der Plattenunterkante öffnete. Gleichzeitig verbreiterte sich ein einzelner Schubriss in Mitte der Steghöhe und dehnte sich zunehmend in Richtung der Biegedruckzone aus. In dem Moment, in dem der Schubriss die Oberkante der Verstärkung durchtrennte, senkte sich die Verstärkungsschicht gegenüber dem Stahlbetonbalken sichtbar ab (Bild 5.21c).

Zur Feststellung der Versagensebene wurde der abgelöste Teil der Verstärkung mit einem Trennschleifer ausgeschnitten. Die Bruchflächen (Bild 5.22, Bild 5.23) zeigen eine Mischung der in Bild 3.1 dargestellten Versagensebenen. Im Bild 5.22 trat das Versagen entgegen den Erkenntnissen von ORTLEPP [170] nahezu vollständig in der Grenzschicht von Balkensteg und Verstärkungsschicht ein. Bild 5.23 zeigt jedoch, dass diese Versagensebene nicht als typisch zu verallgemeinern ist. In diesem Teil des Balkens versagte der Verbund überwiegend in der

Grenzschicht der ersten Textilebene, z. T. ebenfalls in der Grenzschicht von Balkensteg und Verstärkungsschicht sowie in den oberen Schichten des Altbetons.

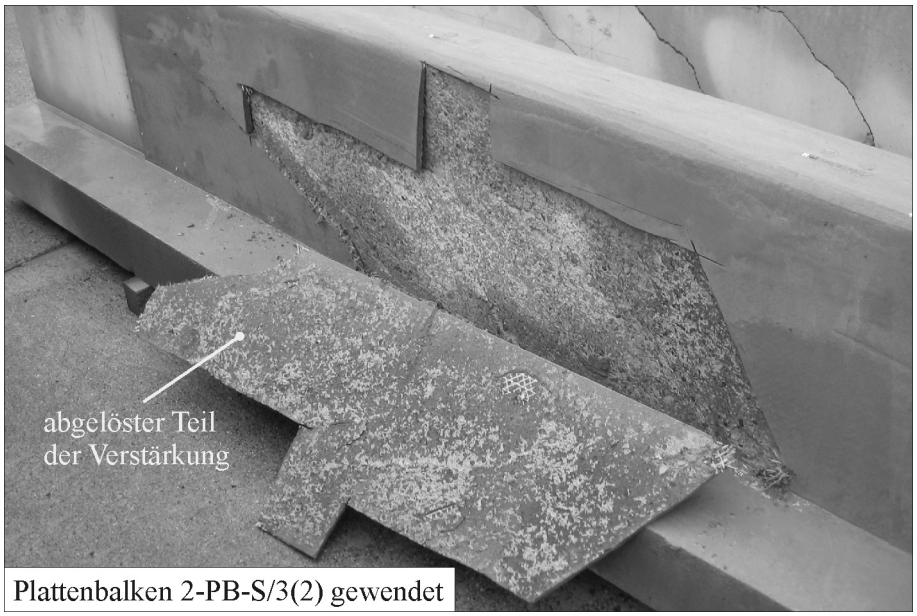


Bild 5.22: Verbundversagen in der Grenzschicht von Balkensteg und Verstärkung

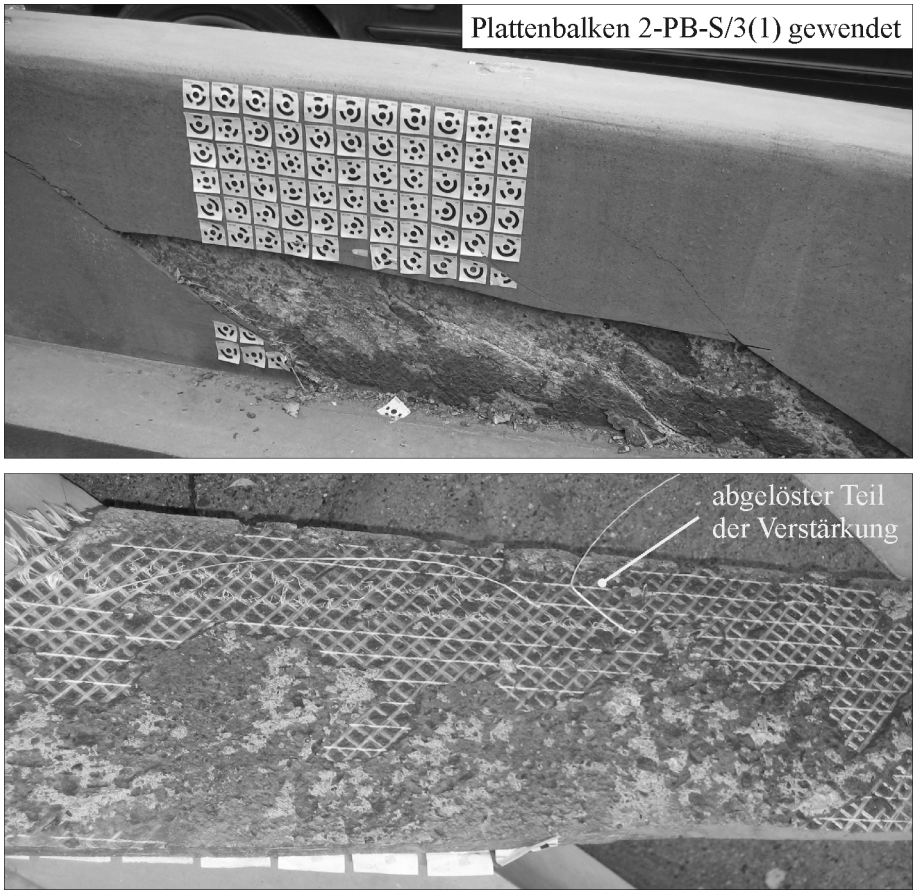


Bild 5.23: Verbundversagen in verschiedenen Grenzschichten, überwiegend in der 1. Textilebene

Bei dem Plattenbalken PB-S/4 bildete sich ebenfalls ein horizontaler Riss entlang der Plattenunterkante aus, so dass zumindest ein lokales Verbundversagen zu vermuten ist. Ein großflächiges Ablösen wie im Fall des Plattenbalkens PB-S/3 wurde aber nicht beobachtet. Die Verstärkungsschicht zeigte bis zum Bruchzustand keine breiteren Schubrisse. Der Bruchzustand war erreicht, als sich ein einzelner Biegeriss unter der Einzellast überproportional öffnete. Der Beton in der Druckzone war sichtbar geschädigt.

Der Ablauf des Verbundversagens wird in Kapitel 5.8.3 anhand der gemessenen Relativverschiebungen zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht analysiert.

5.8.2 Photogrammetrische Messungen

Um die theoretischen Analysen zu den Tragmechanismen der Balken und Plattenbalken in Kapitel 5.8.1 zu bestätigen oder auch zu widerlegen, wurden die Stegverformungen der Probekörper mit einem photogrammetrischen 3D-Messverfahren (AICON) aufgezeichnet. Die Verformungen lassen Rückschlüsse auf die Breite der Schubrisse (Kapitel 5.8.2.1) sowie den Hauptdehnungszustand des Steges zu (Kapitel 5.8.2.2 ff.). Der eigentlichen Auswertung sind Erläuterungen zum Messsystem sowie zur Aufbereitung der Messwerte vorangestellt.

Das Messfeld war etwa mittig zwischen aufgebrachter Einzellast und Auflager positioniert (Bild 5.25). Aus Gründen der besseren Erkennbarkeit wurden codierte Messmarken mit äußeren Abmessungen von 40 × 40 mm verwendet (Bild 5.24). Der Messpunkt ist der schwarze Kreis in der Mitte der Marke. Der unterbrochene Ring um den Messpunkt herum dient der Codierung. Uncodierte Marken wurden nur im ersten Versuch der Serie 1 verwendet. Sie haben sich als ungeeignet erwiesen, da die Messpunkte in der Bildauswertung nur unregelmäßig erkannt bzw. Poren in der Betonoberfläche als Messpunkte gedeutet wurden.

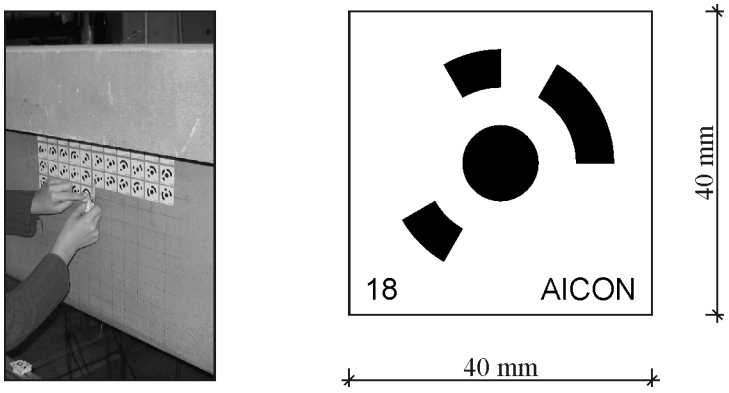
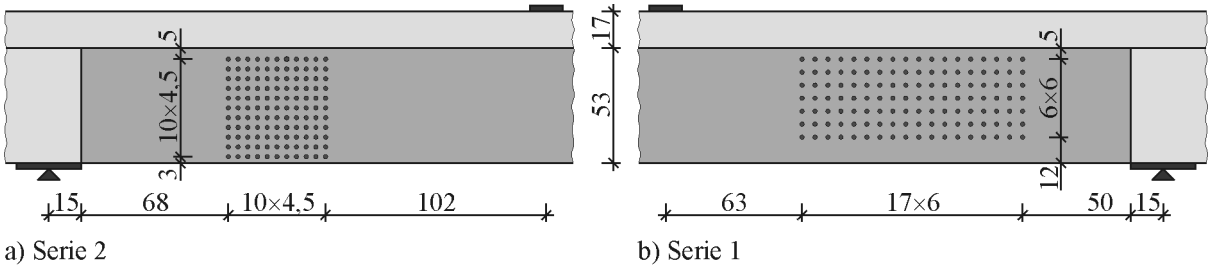


Bild 5.24: Aufkleben der Messmarken

Auf der Rückseite des Messpunktes waren die Messmarken mit einem kleinen Klebepunkt (Sekundenkleber) versehen. Ein vollflächiges Aufkleben der Marken sollte bei diesen Abmessungen vermieden werden, da mit der Größe der Klebefläche die Wahrscheinlichkeit steigt, dass ein Schubriss die Messmarke zerstört. Außerdem stimmen die gemessenen Verformungen besser mit den Verformungen des Bauteils überein, wenn der Klebepunkt im Bereich

des Messpunktes konzentriert ist. Zur Positionierung der Messmarken wurde das Messraster vor dem Kleben auf der Stegoberfläche angezeichnet.

Die Abmessungen der Messfelder sowie deren genaue Position sind in Bild 5.25 exemplarisch für den Plattenbalken PB-S (Bild 5.) dargestellt. Alle anderen Versuche sind im Anhang A zu finden.



a) Serie 2 b) Serie 1

Bild 5.25: Abmessungen der Messfelder (Plattenbalken PB-S, Bild 5.1)

In den Versuchen der Serie 1 wurde nahezu der gesamte Bereich zwischen Einzellast und Auflager mit einem sehr breiten Messfeld erfasst (Bild 5.25b). Der große Messbereich sollte sicherstellen, dass der finale Schubriss auch innerhalb des Messfeldes verläuft. Eine Eingrenzung des Versagensbereiches war aufgrund der konstanten Querkraftbeanspruchung vorab nicht möglich.

Für die Aufnahmen standen zwei Kameras zur Verfügung, die entsprechend weit vom Bauteil entfernt platziert werden mussten. Der große Abstand beeinträchtigt allerdings die Genauigkeit der Messung. In den Versuchen der Serie 2 wurden deswegen die Erfahrungen der Serie 1 genutzt, um den Messbereich auf den voraussichtlichen Versagensbereich zu konzentrieren (Bild 5.25a).

Das Auslösen der Kameras wird über ein Triggersignal gesteuert, das zusammen mit dem Kraftsignal im Messrechner gespeichert wird. Jeder Impulswechsel kennzeichnet die Aufnahme eines Bildpaares. Nach Auswertung der Bildpaare können so die berechneten Messpunktkoordinaten mit der Belastung synchronisiert werden.

Vor der weiteren Auswertung werden die Messpunktkoordinaten aufbreitet, d. h. es werden in einem ersten Schritt die Koordinaten von bereichsweise nicht erkannten Messmarken durch lineare Interpolation berechnet. Ausgehend von den jeweils letzten zwei zusammenhängenden Messwerten vor und nach einem Messausfall wird getrennt nach den Koordinatenachsen die Geradengleichung bestimmt, die den geringsten, senkrechten Abstand zu diesen vier Messwerten aufweist (Prinzip der minimalen Abstandsquadrate, Bild 5.26). Einzelwerte zwischen ausgefallenen Messungen werden als zusätzliche Punkte in der Interpolation berücksichtigt. Erstreckt sich der Messausfall bis zu einem Wechsel der Be- und Entlastungsschleifen, so dass weniger als zwei Messwerte vor bzw. nach dem Lastwechsel vorhanden sind, werden entsprechend mehr Messwerte nach bzw. vor dem Messausfall berücksichtigt. Ziel ist es, immer mindestens vier Messwerte für die Interpolation zur Verfügung zu haben, da die Messwerte z. T. durch ein deutliches Messrauschen beeinflusst sind. Mit Hilfe der Inter-

polationsgeraden können anschließend die fehlenden Messpunktkoordinaten berechnet werden. Messmarken, die am Ende des Versuches ausgefallen sind, werden nicht korrigiert.

Nach dem gleichen Prinzip wurde auch das Messrauschen, d. h. das horizontale „Zappeln“ der Messkurven, ausgeglichen (Bild 5.26). Getrennt nach den einzelnen Be- und Entlastungsschleifen wird der gesamte Belastungsablauf in etwa 2-kN-Schritte unterteilt. Für jeden dieser neuen Belastungsschritte werden die Verschiebungen neu berechnet, indem wieder drei Messwerte vor und nach dem neuen Belastungsschritt durch eine Gerade interpoliert werden. An den Übergängen der Be- und Entlastungsschleifen wird genauso verfahren, wie schon am Ersatz von ausgefallenen Messwerten beschrieben. Die neu berechneten Verschiebungskurven werden mit den Originaldaten durch optische Prüfung verglichen (Bild 5.26). Das Glätten der Messwerte soll verhindern, dass der Einfluss des Messrauschens in der folgenden Berechnung der Hauptdehnungszustände noch verstärkt wird.

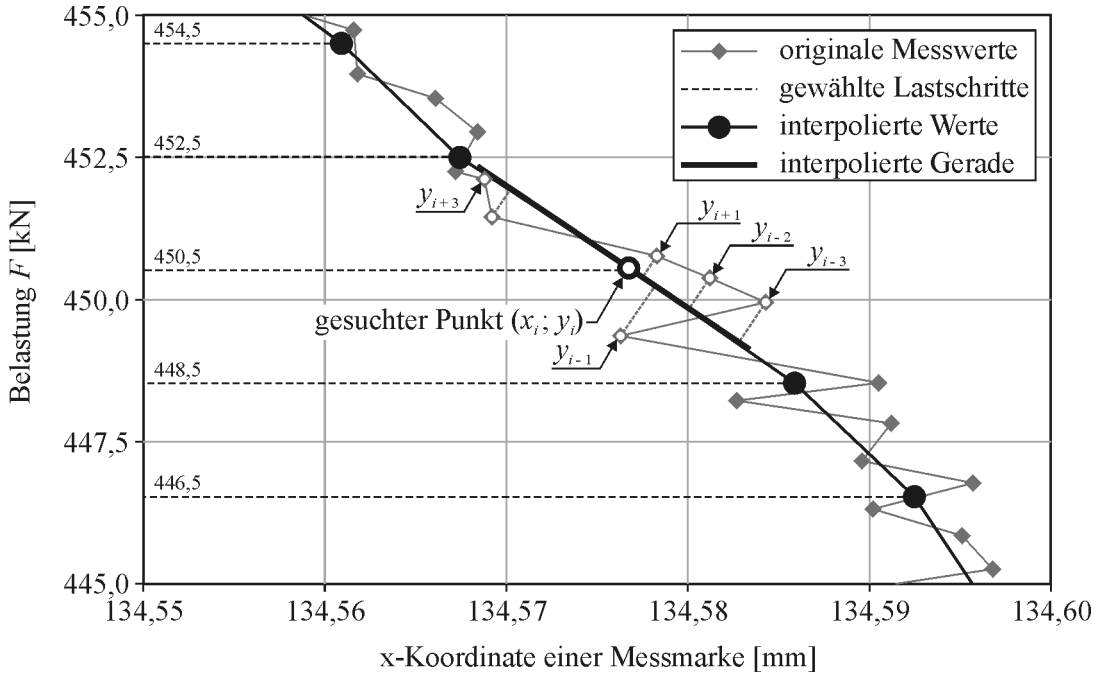


Bild 5.26: Glätten der Messwerte durch Interpolation

5.8.2.1 Mittlere Rissbreiten

Das Einschnüren der Betondruckzone bei einem Schubdruckbruch scheint nach den Analysen der Kraft-Verformungs-Kurven sowie der Rissbilder in Kapitel 5.8.1 vom Zeitpunkt der Rissbildung sowie von der Breite der Schubrisse abhängig zu sein. Die Breite der Schubrisse beeinflusst indirekt deren Ausdehnung und damit auch das Einschnüren der Druckzone.

Ein Zusammenhang zwischen Rissbreite und Risslänge konnte anhand der wenigen Einzelversuche nicht abgeleitet werden. Die Rissbilder sind zu unterschiedlich. Sowohl der Abstand der Schubrisse als auch deren Lage und Verlauf scheinen durch die Materialeigenschaften zufällig bedingt.

In Bild 5.27 ist exemplarisch das Rissbild des unverstärkten Balkens im linken und rechten Prüffeld dargestellt. Im linken Bild sind die Schubrisse relativ steil geneigt und flachen erst im oberen Teil in Richtung der Einzellast ab. Im rechten Bild hingegen sind die Schubrisse trotz gleicher Materialeigenschaften von Beginn an flacher. Der unterschiedliche Verlauf der Schubrisse lässt keine Prognose einer kritischen Schubrissbreite zu, dennoch soll der Vergleich der Rissbreiten zeigen, welche Probekörper für ein Schubdruckversagen gefährdeter sind.

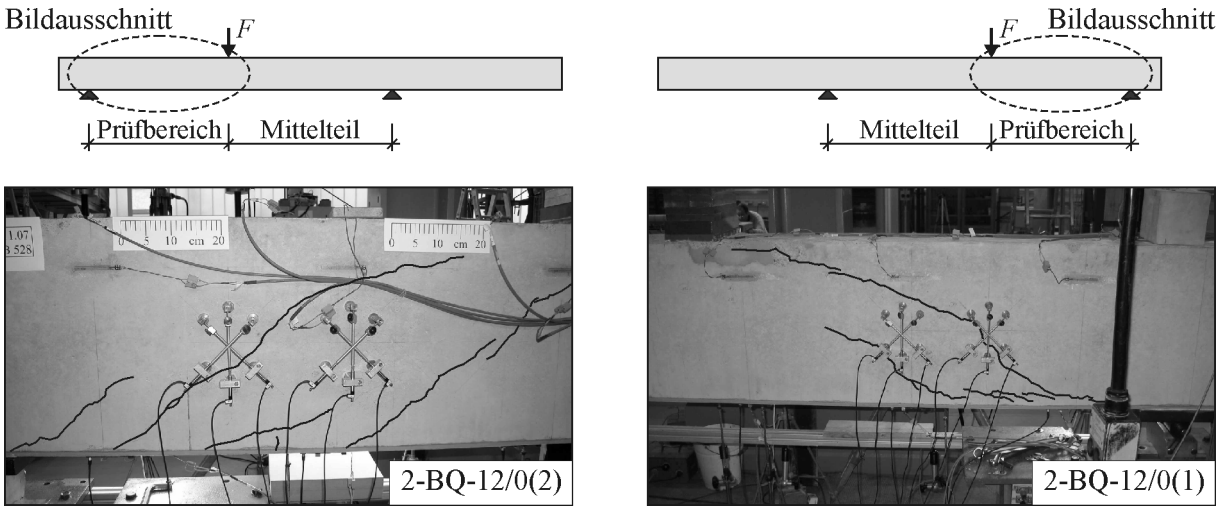


Bild 5.27: Unterschiede in Neigung und Verlauf der Schubrisse

Die Rissbreiten werden für alle im Photogrammetriemessfeld erkennbaren Schubrisse einzeln berechnet. Entlang der beiden Rissufer werden nach Bild 5.28 die Relativverschiebungen Δx und Δy zwischen zwei diagonal liegenden Messpunkten bestimmt.

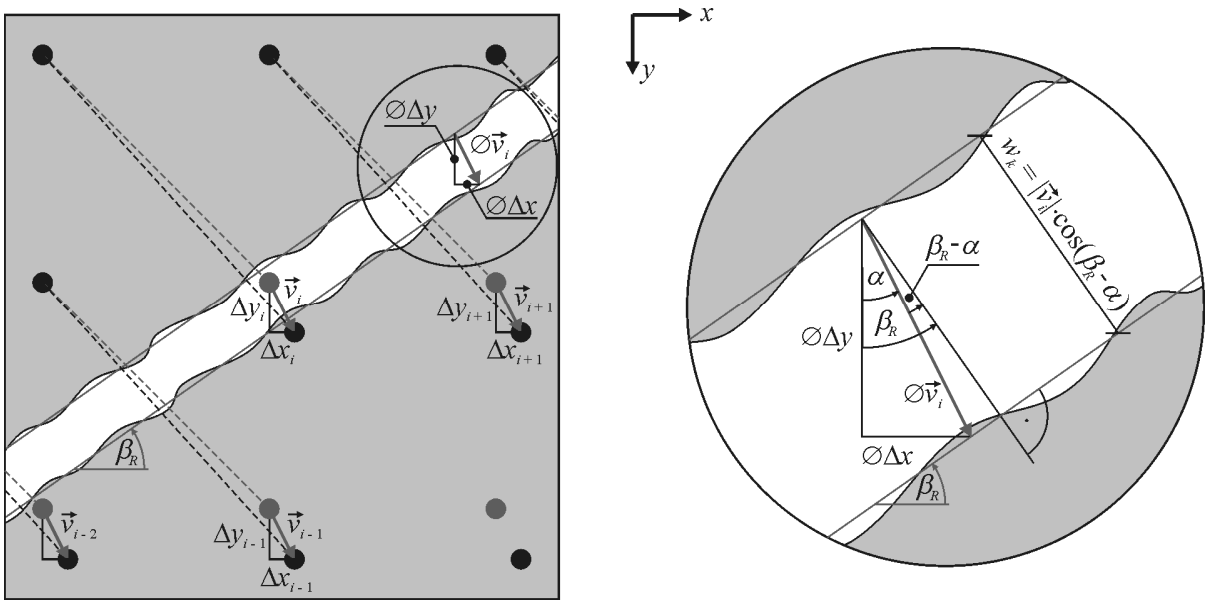


Bild 5.28: Berechnung der Rissbreiten mit Hilfe der experimentell ermittelten Rissuferverschiebungen

Die resultierende Verschiebung $\vec{v}$ verläuft nicht zwangsläufig senkrecht zum betrachteten Schubriss. Zur Berechnung der Rissbreite w_k muss die Verschiebung auf die Normale der Rissneigung projiziert werden. Die Neigung der Schubrisse β_R ist durch deren gekrümmten Verlauf über die Trägerhöhe veränderlich, so dass für jedes ausgewertete Messpunktpaar genau genommen die lokale Rissneigung neu zu bestimmen ist. Dieser Aufwand erscheint aber nicht gerechtfertigt, wenn man die Unterschiede in den Rissbildern bedenkt (Bild 5.27), die trotz gleicher Materialeigenschaften auftreten. Aus diesem Grund wird der Verlauf der Schubrisse vereinfacht durch zwei Grenzneigungen idealisiert, für die jeweils die zugehörigen Rissbreiten berechnet werden. Die Obergrenze der Rissneigung wurde mit 45°, die Untergrenze mit 30° angenommen.

Aus den lokalen Rissbreiten werden anschließend getrennt nach beiden Grenzneigungen die Mittelwerte gebildet, wobei alle Messpunktpaare berücksichtigt werden, die denselben Schubriss diagonal kreuzen. Die Auswahl der Messpunktpaare erfolgt anhand der Fotos der Messbereiche. In strittigen Fällen, in denen der Schubriss eine Messmarke nahezu mittig trifft, wird die Verschiebung zum jeweils diagonal darüber bzw. darunter liegenden Messpunkt geprüft. Die größere Relativverschiebung erfasst den Schubriss. Bei mehreren Schubrissen im Photogrammetriemessfeld wird in der weiteren Auswertung der Riss mit der größten Breite als maßgebend für ein Versagen der Betondruckzone betrachtet.

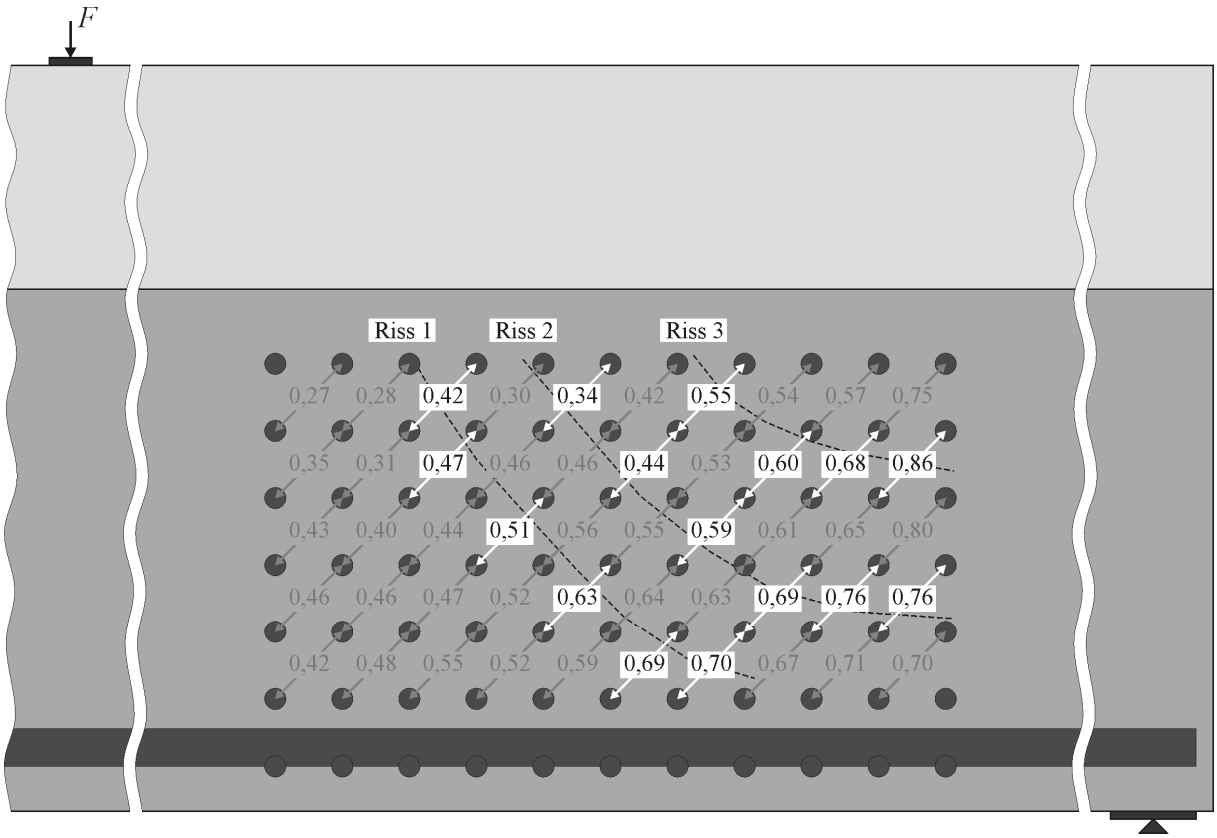


Bild 5.29: Rekonstruktion der Rissverläufe anhand der berechneten Rissbreiten (PB-G/4(2))

Bei einigen verstärkten Probekörpern lassen nur die gemessenen Dehnungen auf die Existenz von Schubrissen schließen (Kapitel 5.8.2.4). Infolge der textilen Bewehrung sind die Risse auf der Oberfläche so fein verteilt, dass sie auf Fotos nicht zu erkennen sind. In diesen Fällen wird der mögliche Rissverlauf anhand der rechnerischen Rissbreiten rekonstruiert, wobei ein gewisser Interpretationsspielraum aufgrund der geringen Unterschiede in den Messwerten gegeben ist. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden benachbarte Messpunktpaare gesucht, die im Vergleich zu anderen Punktpaaren durch etwas größere Rissbreiten auffallen (Bild 5.29).

In Bild 5.30 sind die maßgebenden Rissbreiten der verstärkten und unverstärkten Balken für die angenommene Rissneigung von 30° dargestellt. Bei einer Rissneigung von 45° sind nur die rechnerischen Rissbreiten kleiner, der prinzipielle Verlauf bleibt aber unverändert.

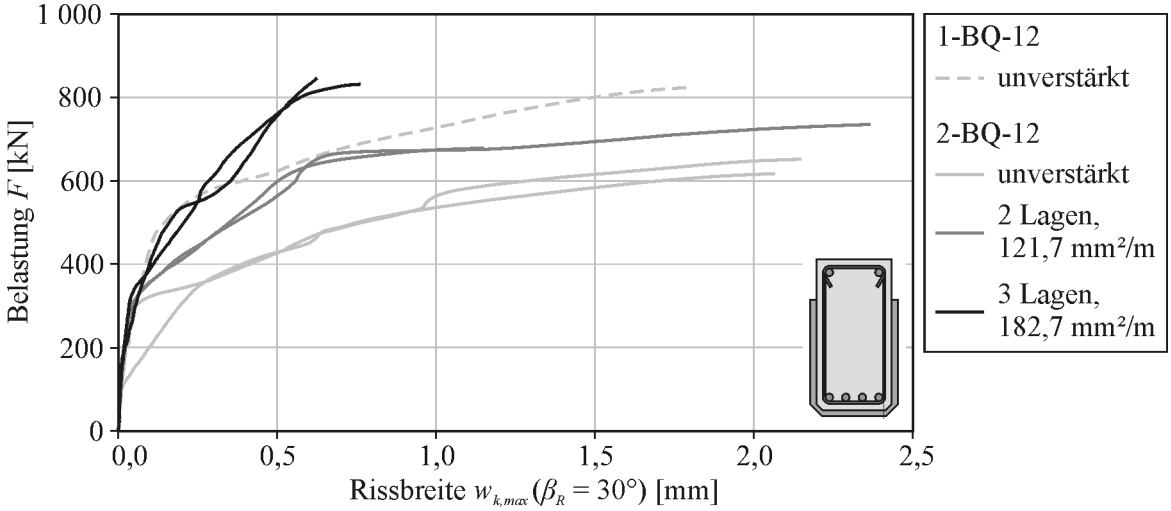


Bild 5.30: Rechnerische Rissbreiten der Balken BQ-12

Stellvertretend für alle Probekörper lassen die Ergebnisse der Balken folgende Schlüsse zu. Die Rissbildung beginnt bei den unverstärkten Probekörpern deutlich früher, d. h. bei einer geringeren Belastung, als bei den verstärkten Probekörpern. Auch die Rissbreiten sind auf gleichem Lastniveau größer. Damit bestätigen die Analysen der Rissbreiten die in Kapitel 5.8.1 angestellten Überlegungen hinsichtlich der Tragfähigkeit der Probekörper. Die spätere Rissbildung sowie die Begrenzung der Rissbreiten könnten durchaus das Einschnüren der Betondruckzone verzögert und so zu den gemessenen Traglaststeigerungen geführt haben.

Die höhere Zugfestigkeit des Betons der Serie 1 hemmt ebenfalls die Rissbildung, wie der Vergleich der unverstärkten Probekörper zeigt (Bild 5.30, Anhang C). Die Risse entstehen nicht nur bei höheren Lasten, sondern nehmen auch in ihrer Breite langsamer zu. Die Kurvenverläufe der Probekörper mit gleichen Materialeigenschaften zeigen jedoch in den Risslasten sowie in der Entwicklung der Rissbreiten größere Unterschiede als die Kurvenverläufe der verstärkten Probekörper (Anhang C). Dennoch lassen die höheren Tragfähigkeiten zusammen mit der verzögerten Rissbildung auf eine verlangsamte Ausdehnung der Schubrisse infolge der höheren Zugfestigkeit schließen.

Die Plattenbalken PB-G stimmen mit den Balken BQ-12 in den Abmessungen des Steges sowie im Schubbewehrungsgrad und in der Schubschlankheit überein. In den Rissbreiten, die anhand der photogrammetrischen Messungen abgeleitet wurden, zeigen beide jedoch deutliche Unterschiede (Bild 5.31). Die Rissbildung beginnt bei den Plattenbalken im verstärkten wie unverstärkten Zustand bei einer höheren Belastung als bei den Rechteckbalken, obwohl die Materialeigenschaften der Betone und damit die Risslasten der Stege annähernd gleich sind. Die höhere Belastung im Zustand der Rissbildung deutet auf eine geringere Zugbeanspruchung der Stege hin, z. B. durch einen zusätzlichen Lastabtrag über einen Druckbogen.

In der weiteren Rissbildung sind die verstärkten Plattenbalken nahezu identisch. Die Rissbreite ist gegenüber der unverstärkten Referenz reduziert, die Anzahl der Verstärkungslagen scheint aber ohne wesentlichen Einfluss. Eine plausible Erklärung hierfür konnte nicht gefunden werden. Verständlich ist, dass bei den Plattenbalken die Rissbreitenbegrenzung zu keiner nennenswerten Traglaststeigerung führt, da die Biegetragfähigkeit schon im unverstärkten Zustand nahezu erschöpft ist. Dennoch sollte, ähnlich wie bei den Balken, mit jeder Verstärkungslage eine Reduzierung der Rissbreite zu erkennen sein.

Mit steigender Belastung nehmen die Rissbreiten aller Probekörper zu. Die Messkurven verlaufen bis zum Erreichen der Streckgrenze des Bewehrungsstahls relativ steil, darüber werden die Anstiege deutlich flacher (Bild 5.31). Die Neigungsänderung tritt bei allen Probekörpern bei einer Rissbreite von etwa 0,5 bis 0,7 mm ($\beta_R = 30°$) auf. Für die Dehnung der Stahlbügelbewehrung (90°) ist die Projektion der Rissbreite mit 0,25 bis 0,35 mm maßgebend. Bei einem Abstand der Photogrammetriemarken von 45 mm liegen die Dehnungen mit 5,6 bis 7,8 ‰ oberhalb der 2‰-Dehngrenze für plastische Verformungen (vgl. Bild 5.6), die Abweichung kann aber durch die Mittelwertbildung über die gesamte Risslänge begründet sein.

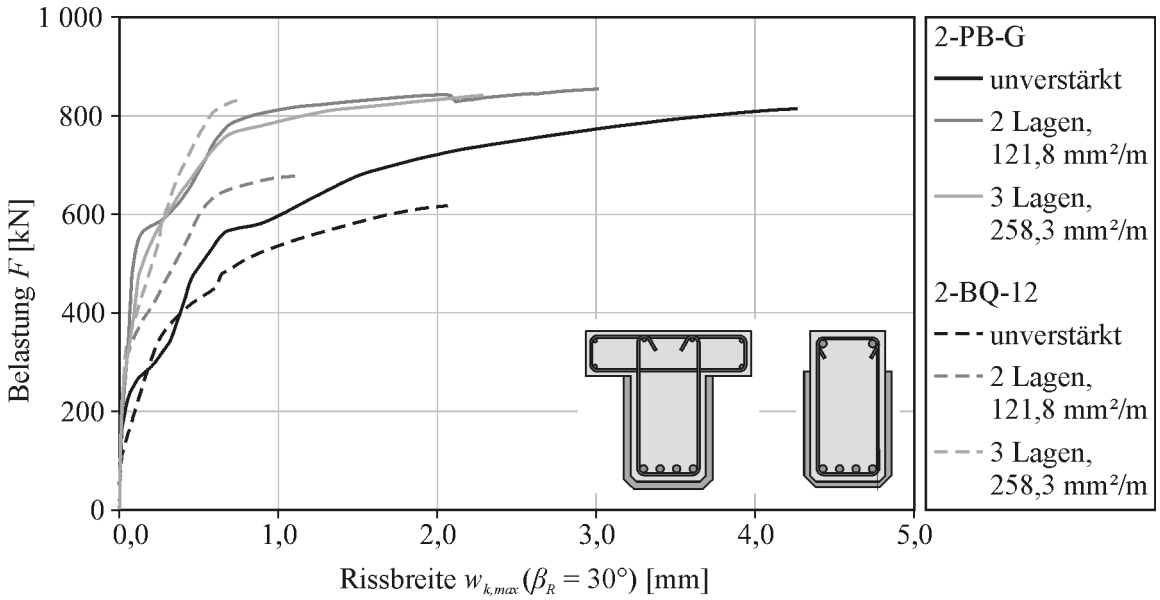


Bild 5.31: Rissbreiten der Balken und Plattenbalken im Vergleich

Die Plattenbalken erreichen die Streckgrenze des Bewehrungsstahls bei höheren (äußeren) Lasten als die Rechteckbalken, d. h. genau wie im Zustand der Rissbildung ist die Bean-

spruchung der Stegbewehrung bei den Plattenbalken auf gleichem Lastniveau geringer. Auch die textile Bewehrung führt zu einer Entlastung der Stahlbügelbewehrung, wie vor allem die Ergebnisse der Balken zeigen. Mit jeder Verstärkungslage ist die äußere Belastung bei Erreichen der Streckgrenze höher.

Nach dem Überschreiten der Streckgrenze ist bei den Plattenbalken noch eine erhebliche Zunahme der Rissbreiten möglich. Bei den Balken hingegen ist der Bruchzustand fast erreicht, die Belastung kann kaum noch gesteigert werden. Die geringere Rissbreite im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist gleichbedeutend mit einer geringeren Ausnutzung der Stahlbügelbewehrung, sowohl im Vergleich zu den Plattenbalken als auch gegenüber steigenden Verstärkungsgraden.

Die größere Rissbreite der Plattenbalken bzw. die geringere Tragfähigkeit der Balken ist mit der Einschnürung der Biegedruckzone zu erklären. Setzt man voraus, dass die Ausdehnung der Schubrisse mit der Rissbreite zunimmt, sind die Schubrisse auf Bruchlastniveau der Balken ausgeprägter als die der Plattenbalken. Zusammen mit der konstruktionsbedingt schmaleren Biegedruckzone führen die längeren Schubrisse der Balken zum vorzeitigen Versagen. Bei den Plattenbalken hingegen kann die Belastung über die Bruchlast der Balken hinaus gesteigert werden.

5.8.2.2 Berechnung des Hauptdehnungszustandes

Mit Hilfe der photogrammetrisch gemessenen Verformungen sollen die Hauptdehnungszustände im Steg der verstärkten und unverstärkten Bauteile berechnet werden. Nach dem MOHR'schen Dehnungskreis gelten:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \tag{5.6}$$

$$\tan\left(2\varphi_0\right) = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}} \tag{5.7}$$

Die Dehnungen ε_{xx}, ε_{yy} sowie die Verzerrung γ_{xy} sind zunächst unbekannt. Ihre Berechnung erfordert mindestens drei Dehnungen ε_{ii} mit beliebigem Richtungssinn φ_i, so dass aus Gleichung (5.8) ein Gleichungssystem entsteht:

$$\varepsilon_{ii}\left(\varphi_i\right) = \varepsilon_{xx}\cos^2\varphi_i + \varepsilon_{yy}\sin^2\varphi_i + \gamma_{xy}\sin\varphi_i\cos\varphi_i \tag{5.8}$$

Sind mehr als nur drei Dehnungen mit unterschiedlichem Richtungssinn bekannt, kann auch der Hauptdehnungszustand nach dem Prinzip der minimalen Abstandsquadrate optimiert werden. Dazu wird Gleichung (5.8) wie folgt umgestellt und nach den Dehnungen ε_{xx}, ε_{yy} sowie der Verzerrung γ_{xy} abgeleitet:

$$S = \sum\left(\varepsilon_{xx}\cos^2\varphi_i + \varepsilon_{yy}\sin^2\varphi_i + \gamma_{xy}\sin\varphi_i\cos\varphi_i - \varepsilon_{ii}\right)^2 \rightarrow \text{Minimum} \tag{5.9}$$

Das Ergebnis ist wiederum ein Gleichungssystem zur Berechnung von ε_{xx}, ε_{yy} und γ_{xy}:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum\cos^4\varphi_i & \sum\left(\sin^2\varphi_i\cos^2\varphi_i\right) & \sum\left(\sin\varphi_i\cos^3\varphi_i\right) \\ \sum\left(\sin^2\varphi_i\cos^2\varphi_i\right) & \sum\sin^4\varphi_i & \sum\left(\sin^3\varphi_i\cos\varphi_i\right) \\ \sum\left(\sin\varphi_i\cos^3\varphi_i\right) & \sum\left(\sin^3\varphi_i\cos\varphi_i\right) & \sum\left(\sin^2\varphi_i\cos^2\varphi_i\right) \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii}\cos^2\varphi_i \\ \varepsilon_{ii}\sin^2\varphi_i \\ \varepsilon_{ii}\sin\varphi_i\cos\varphi_i \end{bmatrix} \tag{5.10}$$

Die Dehnungen ε_{ii} und zugehörigen Neigungswinkel φ_i werden aus den Verformungen des Photogrammetriemessfeldes berechnet. Schwierigkeiten bereitet dabei das inhomogene, nichtlineare Materialverhalten des Betons. Aufgrund der Rissbildung sind die Längenänderungen ΔL nicht proportional zur Anfangslänge L_0, wie es bei linear elastischem Materialverhalten der Fall wäre. Im Beton sind die Dehnungen von der gewählten Bezugslänge abhängig:

$$\varepsilon_{ii}\left(\varphi_i\right) = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{\Delta L}{L_0} \tag{5.11}$$

Auch die Neigungswinkel der Dehnungen ändern sich infolge der Rissbildung. Sobald die Hauptdehnungen nicht mehr parallel bzw. senkrecht zu den Rissufern verlaufen, verschieben sich die Rissufer zueinander. Dadurch kommt es zu einer Verdrehung der Verbindungslinie der Messpunkte, die Richtung der Hauptdehnungen ändert sich (Bild 5.32). Dieser Effekt ist umso ausgeprägter, je kürzer der Punktabstand ist. In der Berechnung des Hauptdehnungszustandes werden den Dehnungen ε_{ii} die Neigungswinkel φ_i im verformten Zustand zugeordnet (vgl. Gl. (5.11) und Bild 5.32).

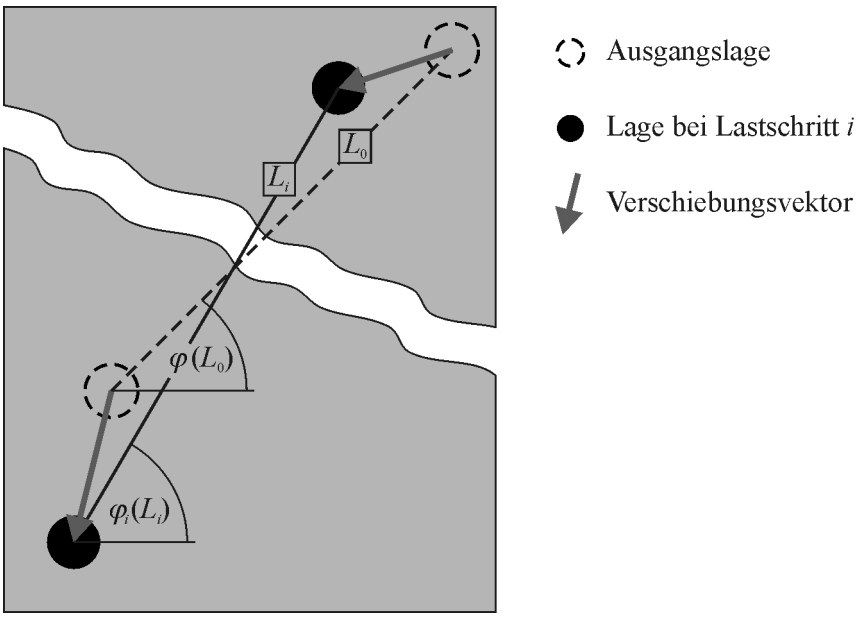
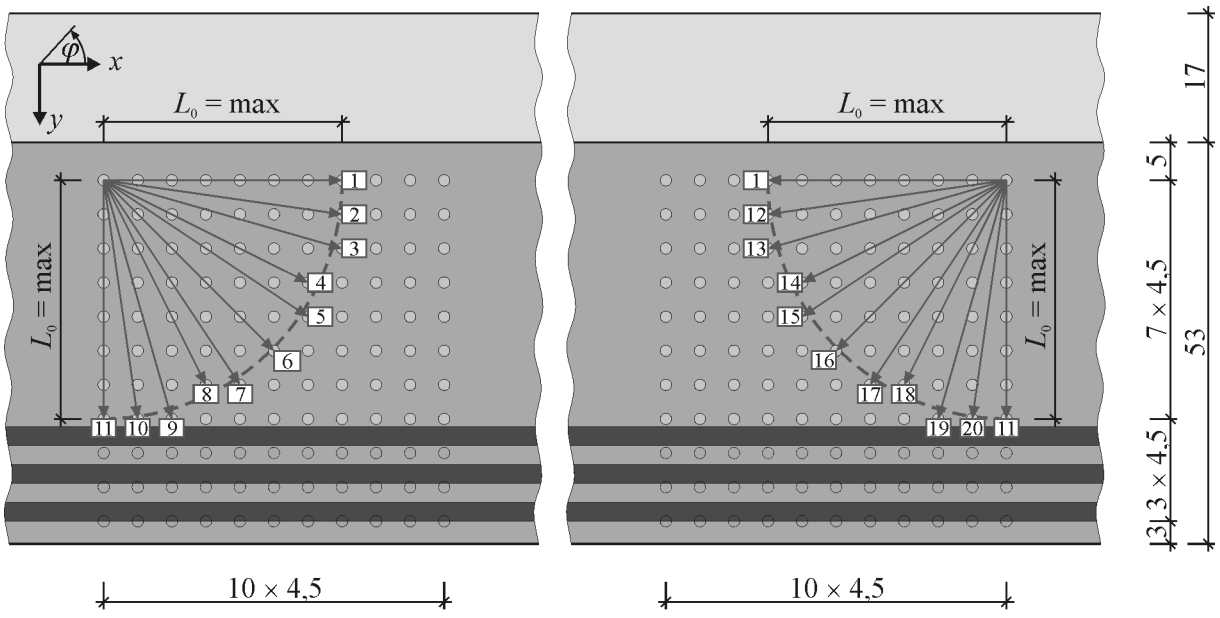


Bild 5.32: Auswirkungen der Rissbildung auf die Richtung der Dehnung

Für die Ableitung eines Bemessungsmodels ist der mittlere Dehnungszustand im gesamten Messfeld interessant. Das Ergebnis sollte unabhängig von der Bezugslänge oder dem Auswerteschema der Messpunkte sein. Aus diesem Grund wurde der mittlere Dehnungszustand mit verschiedenen Bezugslängen und Auswerteschemen berechnet. Nur zwei der untersuchten Varianten werden im Folgenden am Beispiel des schlanken Plattenbalkens (PB-S) erläutert, da die festgestellten Abweichungen in den Dehnungszuständen sehr gering sind.

Für das erste Auswerteschema wurde als Bezugslänge L_0 die maximale Länge gewählt, die zwischen den Messpunkten oberhalb der Längsbewehrung und unterhalb der Platte möglich war (Bild 5.33). Diese Bezugslänge wurde als Kreisbogen aufgetragen, um alle Messmarken zu ermitteln, die annähernd den gleichen Abstand zum Kreismittelpunkt haben. Die Richtungsvektoren zwischen dem Kreismittelpunkt und den Messmarken in unmittelbarer Umgebung des Kreisbogens kennzeichnen die verschiedenen Dehnungsrichtungen, die für alle Messpunkte innerhalb des Messfeldes durch punktweises Verschieben der Vektoren ausgewertet wurden. Im Fall des schlanken Plattenbalkens sind es insgesamt 20 Dehnungsrichtungen, die nur aus Gründen der Übersicht in getrennten Bildern dargestellt sind (Bild 5.33). Die gleiche Bezugslänge soll sicherstellen, dass ein entstehendes Rissbild alle Dehnungen gleichermaßen beeinflusst.



a) Dehnungsrichtung 1 bis 11 b) Dehnungsrichtung 11 bis 20

Bild 5.33: Betrachtete Dehnungsrichtungen bei maximaler Bezuglänge, Auswerteschema 1

Für jede Dehnungsrichtung 1 bis 20 wurden die mittlere Dehnung $\varepsilon_{ii,M}$ und der mittlere Neigungswinkel $\varphi_{i,M}$ bestimmt, um in der folgenden Interpolation des Hauptdehnungszustandes (Gl. (5.10), (5.6), (5.7)) keine Dehnungsrichtung durch eine größere oder kleinere Anzahl von Einzeldehnungen stärker zu wichten.

In Bild 5.34 sind exemplarisch für den Bruchzustand des Plattenbalkens 2-PB-S/3 die gemessenen Einzeldehnungen ε_{ii} über den zugehörigen Neigungswinkel φ_i aufgetragen. Die Mess-

werte einer Dehnungsrichtung, z. B. Richtung 20, liegen trotz vorhandener Risse und der folglich zu erwartenden Verzerrung der Stegoberfläche nahezu senkrecht übereinander, woran abzulesen ist, dass sich der Richtungssinn der gemessenen Dehnungen innerhalb einer Dehnungsrichtung kaum unterscheidet. Die Dehnungen selbst streuen deutlich stärker, wie am vertikalen Abstand der Messwerte einer Dehnungsrichtung zu erkennen ist.

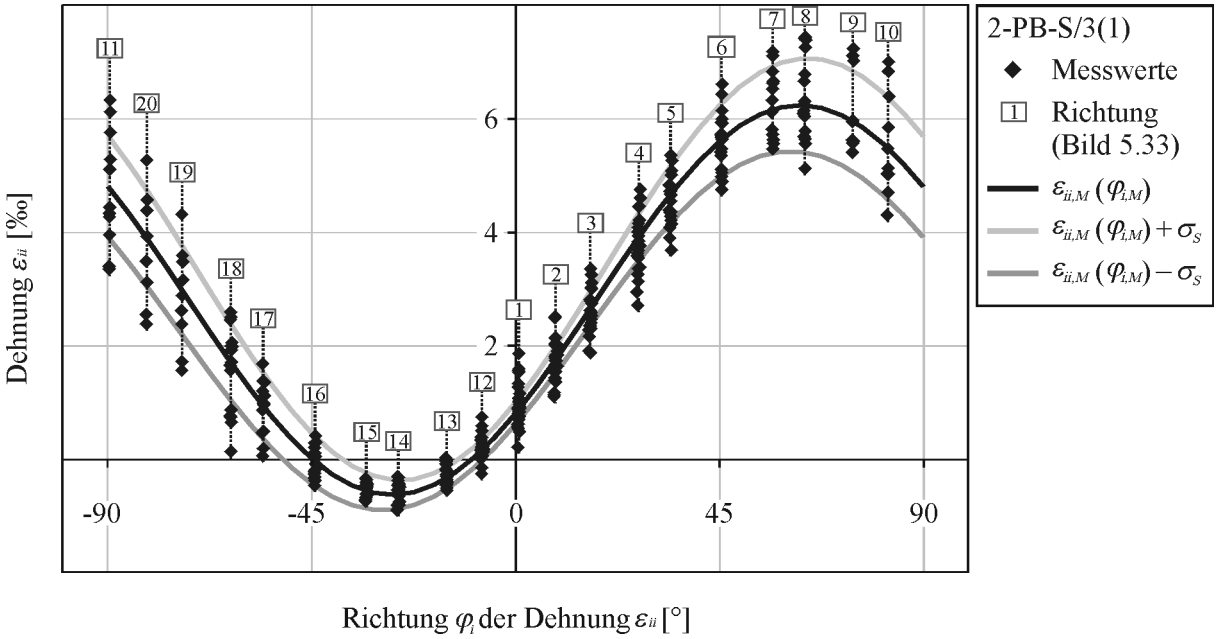
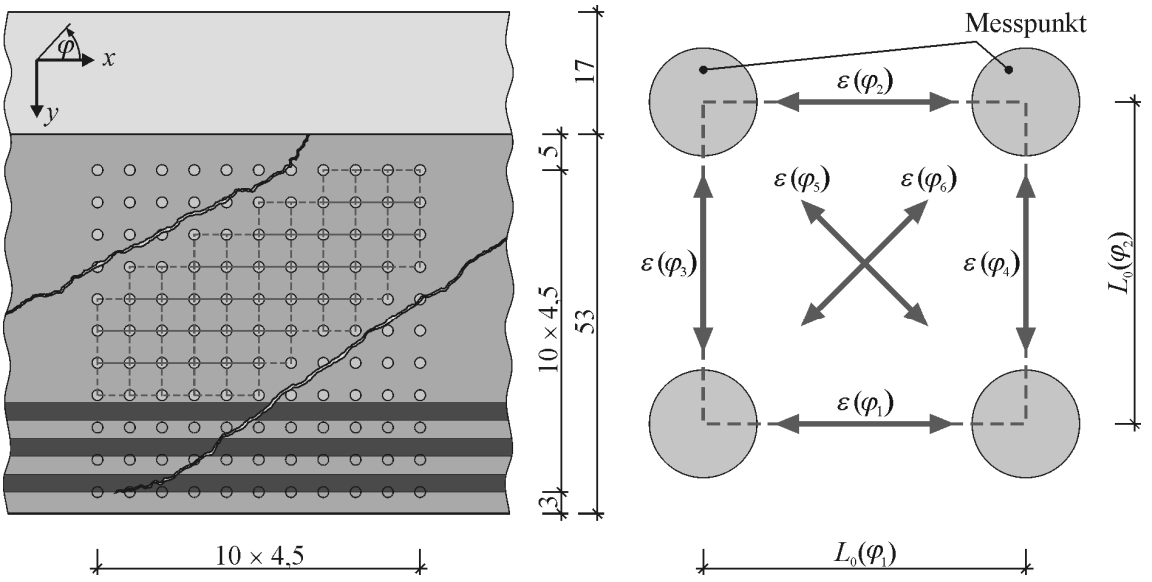


Bild 5.34: Interpolation des Dehnungszustandes im Bruchzustand

In der Interpolation des Hauptdehnungszustandes wurden die Streuungen der Dehnungen berücksichtigt, indem in jeder betrachteten Richtung 1 bis 20 (Bild 5.33) neben der mittleren Dehnung $\varepsilon_{ii,M}$ auch die Standardabweichung σ_s der gemessenen Dehnung ε_{ii} nach der Gaußnormalverteilung berechnet wurde. Eine Variation des Winkels φ_i hingegen erschien wegen der festgestellten, geringen Abweichungen nicht notwendig. Mit der mittleren Dehnung $\varepsilon_{ii,M}$ zuzüglich bzw. abzüglich der Standardabweichung σ_s und dem mittleren Neigungswinkel $\varphi_{i,M}$ wurden zwei neue Hauptdehnungszustände interpoliert (Gl. (5.10), (5.6), (5.7)), die den Streubereich des Hauptdehnungszustandes um dessen Mittelwert kennzeichnen.

Für das zweite Auswerteschema wurden die kürzesten Bezugslängen L_0 innerhalb des vorgegebenen Messrasters gewählt (Bild 5.35 b). Aus den Verformungen von je vier benachbarten Messpunkten wurden die Dehnungen $\varepsilon(\varphi_1)$ bis $\varepsilon(\varphi_6)$ berechnet. Anschließend wurde für diese sechs Dehnungen der lokale Dehnungszustand ε_{xx}, ε_{yy}, γ_{xy} bezüglich der x, y-Koordinatenachsen interpoliert (Gl. (5.10)). Analog wird mit allen anderen Punktquartetten im Messfeld verfahren. Am Ende werden die einzelnen, lokalen Dehnungszustände gemittelt, bevor mit den Gleichungen (5.6) und (5.7) der Hauptdehnungszustand berechnet wird.



a) eingeschränkter Auswertebereich zwischen Schubrissen b) Auswerteschema 2

Bild 5.35: Auswerteschema für Hauptverformungszustand der Betondruckstreben

In Bild 5.36 ist der Neigungswinkel ϑ der Hauptstauchung für beide Auswerteschemata zum Vergleich dargestellt. Als Beispiel wurde der unverstärkte Plattenbalken 2-PB-S/0 gewählt, da die Messkurven wegen der größeren Streuungen besser als bei einem verstärkten Plattenbalken zu unterscheiden sind. Die gemittelten Kurvenverläufe zeigen über die gesamte Belastung nur relativ geringe Abweichungen. In beiden Fällen verlaufen die Kurven innerhalb der berechneten Standardabweichung. Die Bezugslänge der Dehnung scheint keinen wesentlichen Einfluss auf den mittleren Neigungswinkel im Messfeld zu haben.

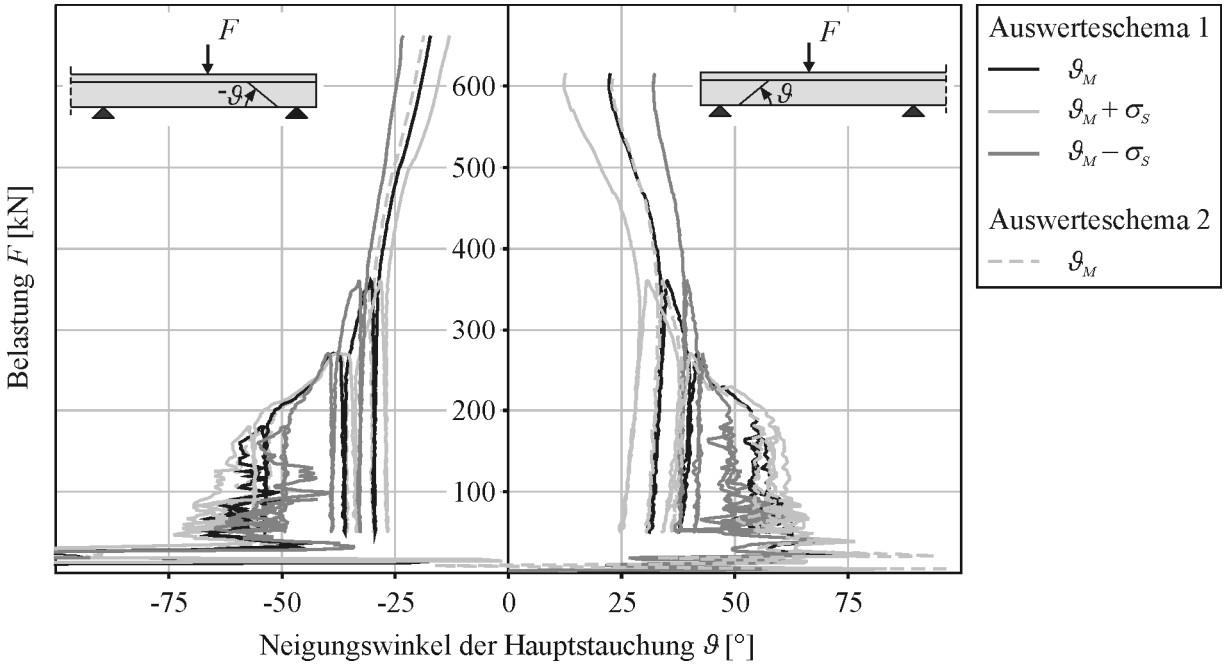


Bild 5.36: Vergleich der beiden Auswerteschemen (2-PB-S/0)

Neben dem Hauptdehnungszustand des gesamten Messfeldes, der wie beschrieben über alle Messpunkte, d. h. auch über vorhandene Risse hinweg, gemittelt wurde, wurden auch die Hauptdehnungszustände einzelner Betondruckstreben berechnet (Bild 5.35a). Dafür wurden nach dem Auswerteschema 2 all diejenigen Messmarken ausgewertet, die zwischen zwei breiteren Schubrissen liegen. Dieser Bereich ist nicht gänzlich ungerissen, wie die Auswertung der Dehnungen in Kapitel 5.8.2.4 zeigt. Die Risse sind aber deutlich feiner und relativ gleichmäßig über die Druckstrebe verteilt, so dass alle sechs Dehnungsrichtungen (Bild 5.35b) gleichermaßen von den Rissen betroffen sind. Der Abstand der breiten Schubrisse ist in den verschiedenen Versuchen sehr unterschiedlich, so dass für diese Auswertung die kürzesten Bezugslängen L_0 gewählt wurden, um alle Probekörper vergleichbar auswerten zu können.

5.8.2.3 Neigungswinkel der Hauptstauchung

Der Hauptspannungszustand, der sich infolge einer äußeren Belastung im Steg eines Bauteiles einstellt, ist vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit in Hauptzug- und -druckrichtung abhängig. Je nach Belastung ändert sich dieses Verhältnis aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens des Stahlbetons. Vor allem in Richtung der Zugspannungen reduziert eine steigende Belastung durch Rissbildung und Fließen der Stahlbügelbewehrung die Steifigkeit. Die Folge ist ein zunehmend flacher geneigter Druckspannungswinkel.

Wird der Steg eines Bauteils durch eine zusätzliche Querkraftbewehrung verstärkt, erhöht sich nicht nur die vorhandene Bewehrungsfläche. Auch die Steifigkeit in Richtung der Hauptzugspannungen kann durch das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des verwendeten Bewehrungsmaterials beeinflusst sein. Die textile Bewehrung z. B. hat im Unterschied zur klassischen Stahlbewehrung kein ausgeprägtes Arbeitsvermögen, so dass vor allem oberhalb der Streckgrenze der Stahlbügelbewehrungen ein steiferes Verhalten der Zugstreben zu erwarten ist. Experimentell ist eine höhere Dehnsteifigkeit der Zugstreben durch einen steileren Neigungswinkel der Hauptdruckspannungen nachweisbar, wie im Folgenden erläutert wird.

Im Versuch können Änderungen des Druckspannungswinkels durch Verformungsmessungen auf der Oberfläche des Bauteils nachgewiesen werden (z. B. durch Photogrammetrie). Der gemessene Verformungszustand ist bei Stahlbeton nichtlinear an den Spannungszustand gekoppelt. Das nichtlineare Materialverhalten führt zusammen mit der Anisotropie des Verbundwerkstoffes zu einer etwas flacheren Neigung der Hauptdruckspannungen im Vergleich zu den Hauptstauchungen. Die Abweichungen sind für den relativen Vergleich zwischen verstärkten und unverstärkten Bauteilen jedoch unbedeutend.

Der Einfluss der Verstärkung auf den Neigungswinkel der Hauptstauchung ist besonders gut an den schlanken Plattenbalken PB-S zu erkennen (Bild 5.37). Zu Beginn der Belastung zeigen alle Kurven einen annähernd senkrechten Trend bei einem Neigungswinkel von etwa 60°. Ein flacher werdender Neigungswinkel, wie es bei dem unverstärkten Probekörper ab einer Belastung von ca. 180 kN der Fall ist, kennzeichnet die beginnende Rissbildung im Stegbereich der Probekörper. Das Abflachen des Neigungswinkels setzt sich bis zum Bruch fort.

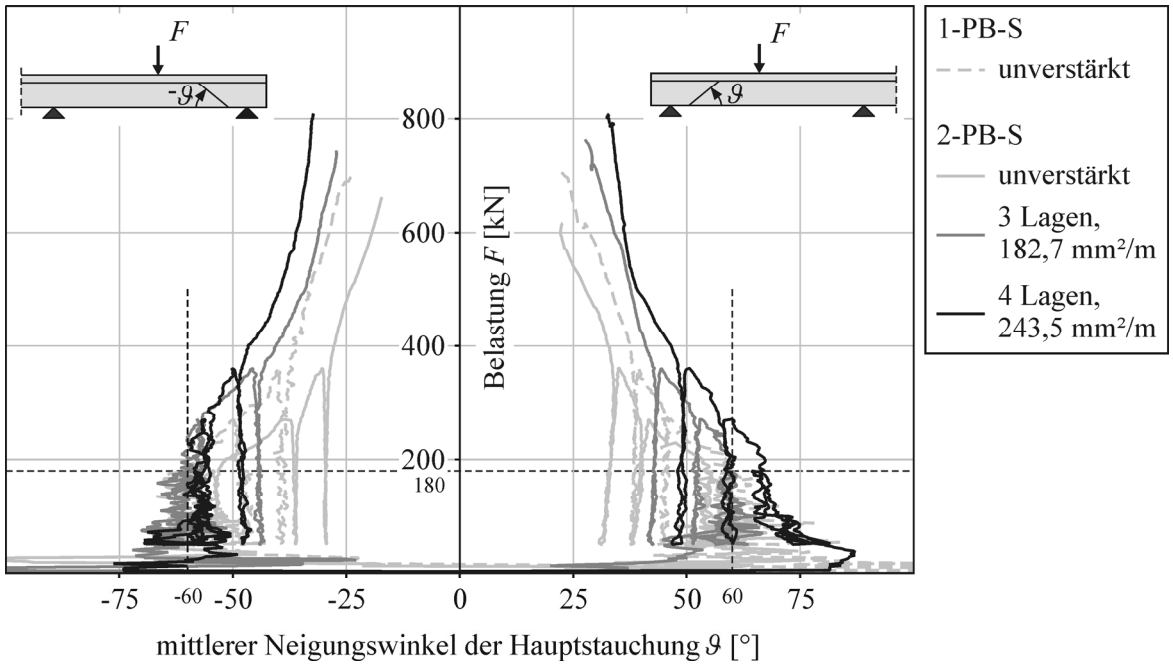


Bild 5.37: Einfluss der Verstärkung auf den Neigungswinkel der Hauptstauchung am Beispiel der Plattenbalken PB-S (Auswerteschema 1 nach Bild 5.33)

Der Neigungswinkel ϑ der verstärkten Probekörper ist sowohl auf gleichem Lastniveau als auch im Bruchzustand steiler als bei der unverstärkten Referenz. In der Entwicklung eines Bemessungsmodells ist dies zu berücksichtigen. Die steilere Neigung bestätigt die höhere Steifigkeit der Zugstreben infolge der Verstärkung bzw. infolge des geringeren Steifigkeitsabfalls im Zustand der Rissbildung durch die Begrenzung der Dehnungen im Fließbereich der Stahlbügelbewehrung.

Für die Tragfähigkeit der verstärkten Bauteile hat der steilere Hauptstauchungswinkel die Konsequenz, dass auch die Druckstreben gegenüber dem unverstärkten Zustand steiler geneigt sind. Die daraus resultierende geringere Breite der Zugstreben führt bei Annahme eines Fachwerkmodells zusammen mit geringeren Stahldehnungen dazu, dass die verstärkten Bauteile weniger Belastung über die Stahlbügelbewehrung abgetragen als das reine Stahlbetonbauteil. Die Verstärkungsschicht wirkt nicht additiv mit der Stahlbügelbewehrung zusammen, sondern übernimmt einen Teil ihrer Belastung. Die Traglaststeigerung infolge der Verstärkung ist somit kleiner als die Tragfähigkeit der Verstärkung. Dieses Phänomen ist nicht auf textilbewehrte Verstärkungen beschränkt, sondern ist bei allen Verstärkungen zu erwarten, die maßgeblich die Steifigkeit der Zugstreben beeinflussen. So weisen z. B. auch MALEK & SAADATMANESH [137] anhand einer theoretischen Parameteranalyse nach, dass die Rissneigung von FVK-verstärkten Balken steiler ist als die von unverstärkten Balken.

Erstaunlich ist, dass auch der unverstärkte Probekörper mit der höheren Druckfestigkeit (Serie 1) einen steileren Hauptstauchungswinkel aufweist als der unverstärkte Probekörper mit der geringeren Druckfestigkeit (Serie 2). Bei gleichem Stahlbügelgehalt, d. h. bei einer gleichen Steifigkeit der Zugstreben, lässt die höhere Druckfestigkeit eine größere Steifigkeit der Druckstreben und damit einen flacheren Hauptstauchungswinkel erwarten. Die Messungen zeigen aber das Gegenteil, nicht nur bei den schlanken Plattenbalken (siehe Anhang D). Mög-

licherweise ist für den steileren Hauptstauchungswinkel nicht die höhere Druckfestigkeit, sondern die gleichzeitig gestiegene Zugfestigkeit ursächlich. Die Rissbildung beginnt bei dem unverstärkten Probekörper der Serie 1 bei einer etwas höheren Belastung als bei dem Probekörper der Serie 2. Ähnlich könnte auch die Ausdehnung der Schubrisse durch die höhere Zugfestigkeit des Betons verzögert sein (vgl. Kapitel 5.8.2.1).

Die Balken BQ-12 und die gedrungenen Plattenbalken PB-G lassen ebenfalls einen steileren Hauptstauchungswinkel mit zunehmendem Verstärkungsgrad erkennen (Bild 5.38 bzw. Anhang D). Die Messergebnisse zeigen aber noch einen weiteren Aspekt. Trotz der weitgehend gleichen Steifigkeitsverhältnisse im Steg (Steghöhe, Stegbreite, Stahlbügelbewehrung, Betoneigenschaften, vgl. Bild 5.1 und Tabelle 5.5) gibt es deutliche Unterschiede im Neigungswinkel der Hauptstauchung, wie die Gegenüberstellung von ausgewählten Versuchen beider Querschnitte in Bild 5.38 zeigt.

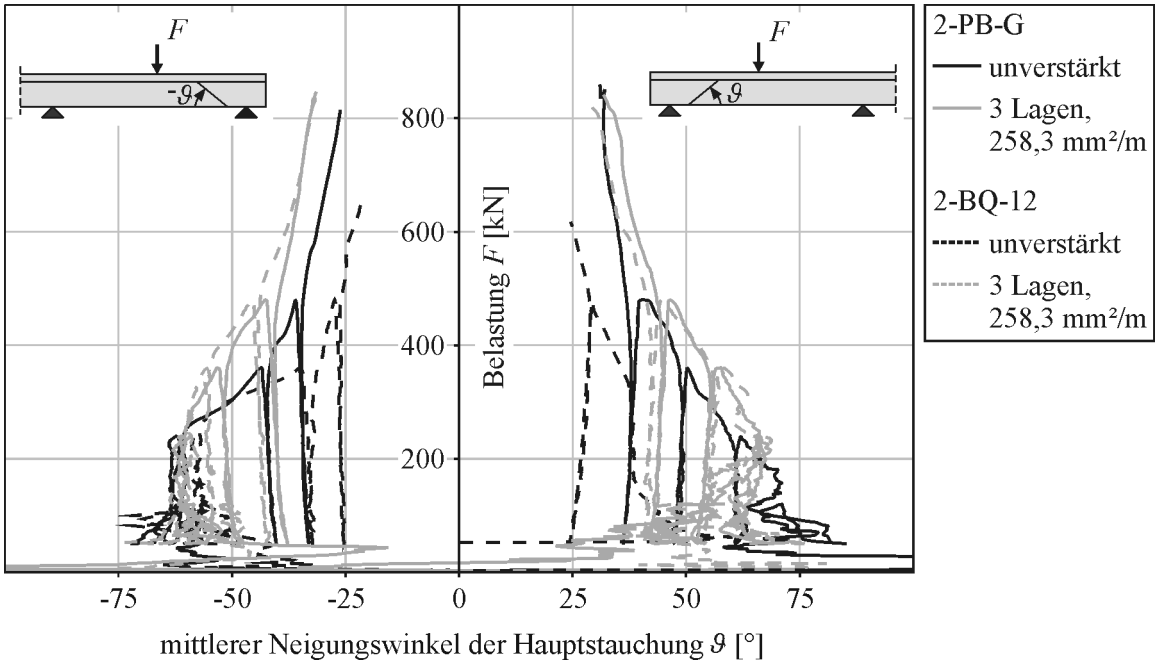


Bild 5.38: Vergleich der Hauptstauchungswinkel von Balken (BQ-12) und Plattenbalken (PB-G)

Vergleicht man zunächst die Kurvenverläufe der unverstärkten Probekörper, so ist zu Beginn der Belastung eine gute Übereinstimmung zu erkennen, die den Erwartungen aufgrund der gleichen Steifigkeitsverhältnisse entspricht (Bild 5.38, links). Mit zunehmender Belastung trennen sich jedoch die Kurven der Balken und Plattenbalken. Bis zum Bruchzustand ist der Neigungswinkel der Hauptstauchung bei den Balken deutlich flacher als bei den Plattenbalken.

Führt man den abnehmenden Neigungswinkel auf die mit der Rissbildung im Steg abnehmende Steifigkeit der schrägen Zugstreben zurück, bedeutet der Unterschied in den Kurvenverläufen, dass die Rissbildung bei den Balken auf gleichem Lastniveau deutlich ausgeprägter ist als bei den Plattenbalken (vgl. Kapitel 5.8.2.1). Die Beanspruchung der Zugstreben ist bei den Balken jedoch niedriger, wenn man im Fachwerkmodell den flacheren Neigungswinkel

der Hauptstauchung bzw. Druckstrebe berücksichtigt. Die ausgeprägtere Rissbildung steht damit im Widerspruch zur Theorie des Fachwerkmodells.

Denkbar ist, dass sich die Zugstreben der Belastung entziehen, je mehr die Schubrissbildung deren Steifigkeit reduziert. Die Belastung wird anteilig auf einen Druckbogen umgelagert. Bei einem Plattenbalken ist die Tragfähigkeit des Druckbogens höher als bei einem Balken, da die Schubrisse aufgrund der höheren Risslast der Platte langsamer in die Biegedruckzone vordringen. Gleichzeitig ist die notwendige Druckzonenhöhe geringer, da durch die angrenzende Platte eine größere Breite zur Verfügung steht. Der zusätzliche Druckbogen würde die höhere Tragfähigkeit des unverstärkten Plattenbalkens PB-G im Vergleich zu dem Balken BQ-12 erklären (vgl. Tabelle 5.10).

Im verstärkten Zustand sind die Kurvenverläufe der Balken und Plattenbalken erstaunlich ähnlich. Die Verstärkungsschicht erhöht in beiden Fällen die Dehnsteifigkeit der Zugstreben, so dass der Neigungswinkel der Hauptstauchung steiler wird. Besonders ausgeprägt ist die versteifende Wirkung der Verstärkung bei den Balken. Die textile Bewehrung begrenzt die Breite der Schubrisse (vgl. Kapitel 5.8.2.1) und verlangsamt so deren Vordringen in die Biegedruckzone. Bei den Plattenbalken ist der Einfluss der Rissbreitenbegrenzung geringer, da die Biegetragfähigkeit der Probekörper schon im unverstärkten Zustand nahezu erschöpft ist. Die Biegedruckzone bzw. -zugzone ist auch ohne zusätzlich einschnürende Schubrisse fast vollständig ausgelastet.

Neben dem mittleren Hauptdehnungszustand des gesamten Photogrammetriemessfeldes wurden, wie in Kapitel 5.8.2.2 beschrieben, auch die Hauptdehnungszustände der einzelnen Betondruckstreben bestimmt. Die Ergebnisse sind aber in einigen Fällen schwer zu deuten, da das Messrauschen bei kleinen Dehnungen zu starken Schwankungen im Hauptstauchungswinkel führt. Diese Schwankungen zeigen nahezu alle Versuche zu Beginn der Belastung (Bild 5.37, Bild 5.38, Anhang D), sie klingen aber mit zunehmenden Dehnungen ab, so dass ein relativ klarer Trend erkennbar wird. Bei Betrachtung einer einzelnen Betondruckstrebe bleiben die Dehnungen aber zum Teil bis zum Bruchzustand so gering, dass die Messwerte nicht viel mehr als ein Rauschen zeigen.

Aus allen Versuchen wurde der Plattenbalken PB-G/3 für die weiteren Erläuterungen ausgewählt (Bild 5.39). Das Photogrammetriemessfeld wird in beiden Prüfbereichen des Plattenbalkens durch Schubrisse in zwei Betondruckstreben unterteilt. Für jede Betondruckstrebe wurde nach dem Auswerteschema 2 (Bild 5.35) der Hauptdehnungszustand berechnet. In der Auswertung unberücksichtigt bleiben die durchgekreuzten Messmarken in unmittelbarer Nähe der Schubrisse sowie die letzte Messreihe, die unterhalb der Biegezugbewehrung liegt (Bild 5.39). In den Skizzen wurde die Bezeichnung der Druckstreben mit DS abgekürzt. Die Pfeilrichtung entspricht dem mittleren Neigungswinkel der Hauptstauchung im Bruchzustand. Die durchgekreuzten Messmarken wurden in der Auswertung nicht berücksichtigt, da sie entweder ummittelbar von einem Schubriss betroffen sind oder unterhalb der Stahllängsbewehrung der Biegezugzone liegen.

Die berechneten Hauptstauchungswinkel sind in Bild 5.39 unter dem jeweiligen Prüffeld angeordnet. Auffallend ist, dass auch die Neigungswinkel der Hauptstauchung der einzelnen Betondruckstreben mit zunehmender Belastung flacher werden. Daraus ist zu schließen, dass auch die Betondruckstreben mit feinen Rissen durchzogen sind, die das bloße Auge auf den

Fotos nicht erkennt. Die gemessenen Dehnungen bestätigen das Vorhandensein von Zwischenrissen (Kapitel 5.8.2.4).

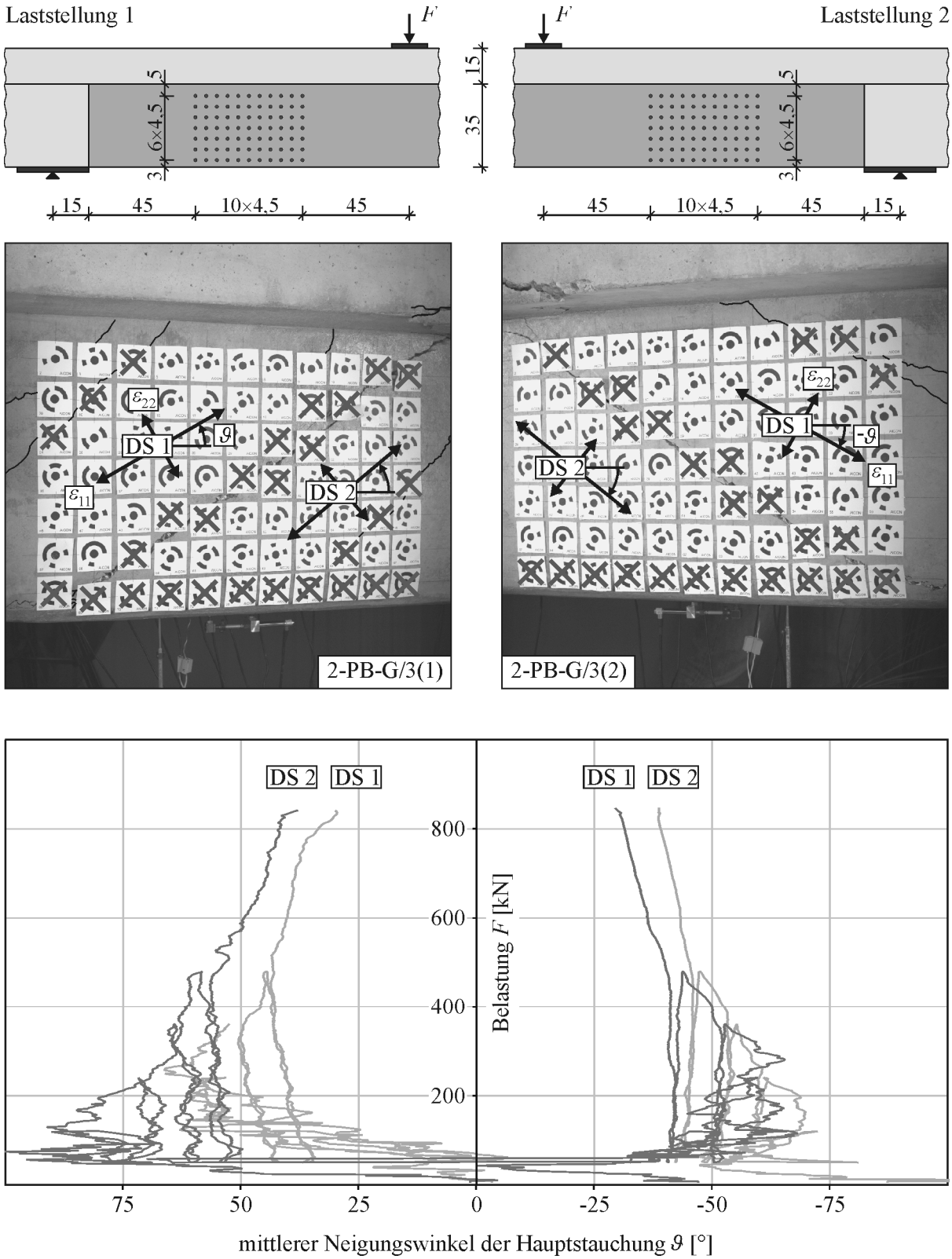


Bild 5.39: Vergleich der Hauptstauchungswinkel einzelner Betondruckstreben (Plattenbalken PB-G)

Der Vergleich der Hauptstauchungswinkel untereinander zeigt, dass der Neigungswinkel in beiden Prüffeldern zum Auflager hin flacher wird. Mit einer Neigung von durchschnittlich 38° verlaufen die Hauptstauchungen beim Plattenbalken PB-G/3 in der Nähe der Einzellast deutlich steiler als in der Nähe des Auflagers (30°). Dieser Unterschied ist nicht in allen Versuchen so deutlich, ist aber auch kein Einzelfall (siehe Anhang D).

5.8.2.4 Dehnungszustand der Betondruckstreben

Der Stegbereich der Balken und Plattenbalken ist im unverstärkten Zustand von mehreren breiten Schubrissen durchzogen (Bild 5.20, Bild 5.21). Im verstärkten Zustand hingegen ist oft nur ein einzelner breiter Schubriss erkennbar (z. B. PB-G/3, PB-S/3). Feinere Schubrisse sind schwer zu detektieren, da sie sich kaum von den netzartigen Schwindrissen abheben, die die Verstärkungsschicht schon vor den Versuchen aufwies (Bild 5.40). Bei höheren Verstärkungsgraden (PB-G/4) ist die textile Bewehrung sogar ausreichend, um breitere Schubrisse bis zum Erreichen der Biegetragfähigkeit zu vermeiden.

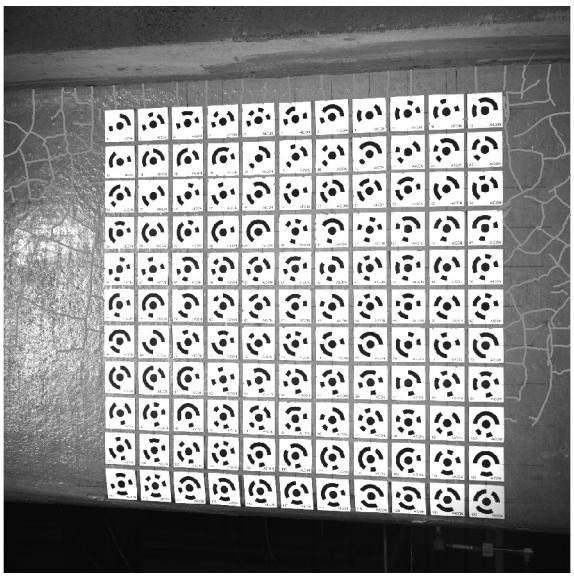


Bild 5.40: Schwindrisse im Feinbeton

Die Auswertung der Dehnungsstände in den Betonbereichen zwischen den Schubrissen soll Aufschluss darüber geben, ob weitere Zwischenrisse vorhanden sind. Nach Bild 5.35 unterteilen die erkennbaren Schubrisse den Messbereich der Photogrammetrie in einzelne Betondruckstreben, deren jeweiliger Hauptdehnungszustand berechnet wird (Kapitel 5.8.2.2, Auswerteschema 2). Für die Mittelwertbildung werden nur die Messmarken berücksichtigt, die zwischen den Schubrissen und oberhalb der Längsbewehrung liegen.

Die berechneten Hauptdehnungen der Betondruckstreben sind im unverstärkten Zustand deutlich kleiner als im verstärkten Zustand, wie die Beispiele der Plattenbalken PB-G/0 und PB-G/3 in Bild 5.41 und Bild 5.42 zeigen. Die Grenzdehnung für ungerissenen Beton von 0,15 ‰ nach CEB-FIP MC 2010 [87] wird aber in beiden Fällen bis zum Bruchzustand

überschritten. Das bedeutet, dass auch innerhalb der Betondruckstreben weitere feine Risse vorhanden sind.

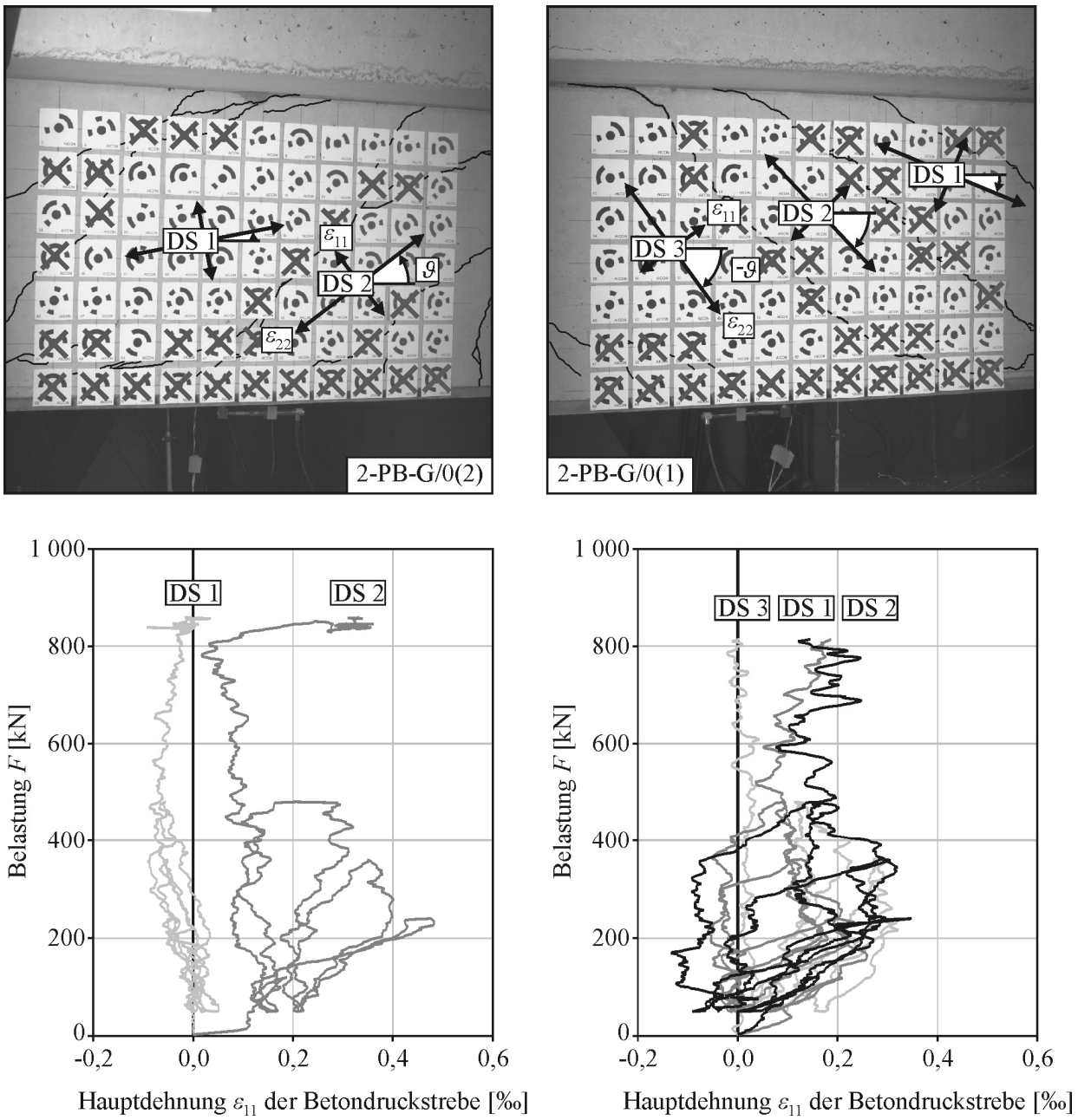


Bild 5.41: Hauptzugdehnung innerhalb der unverstärkten Betondruckstreben (Plattenbalken PB-G/0)

Der Übergang vom Zustand I (ungerissen) zum Zustand II (gerissen) ist an den Dehnungsverläufen der unverstärkten Probekörper nur in einigen Fällen zu erkennen (Anhang D). In den meisten Fällen (z. B. PB-G/0, Bild 5.41) sind die Dehnungen im Vergleich zum Messrauschen zu gering. Die Einzeldehnungen $\varepsilon(\varphi_1)$ bis $\varepsilon(\varphi_6)$ (Bild 5.35) weichen vom interpolierten Dehnungszustand z. T. um ein Vielfaches der gemessenen Größe ab, so dass auch die gemittelten Hauptdehnungszustände nur unter Vorbehalt zu interpretieren sind. Durch die Mittelwertbildung werden die Kurven etwas geglättet, es werden aber auch markante Punkte, wie z. B. der Zeitpunkt der Rissbildung, verschmiert. Ähnliche Verschiebungen im Kurvenverlauf

werden bei sehr kleinen Dehnungen durch die Abweichungen zwischen den interpolierten und gemessenen Dehnungen bewirkt.

Bei den verstärkten Probekörpern wurden bis zum Bruchzustand rechnerische Hauptzugdehnungen von bis zu 7 ‰ erreicht (Bild 5.42 und Anhang D). Die Rissbildung ist deutlich zu erkennen. Nach einem relativ steilen Anstieg der Kurven zu Beginn des Versuches wird dieser mit steigender Belastung zunehmend flacher. Die Neigungsänderung ist typisch für die Steifigkeitsänderungen, die infolge einer Rissbildung auftreten.

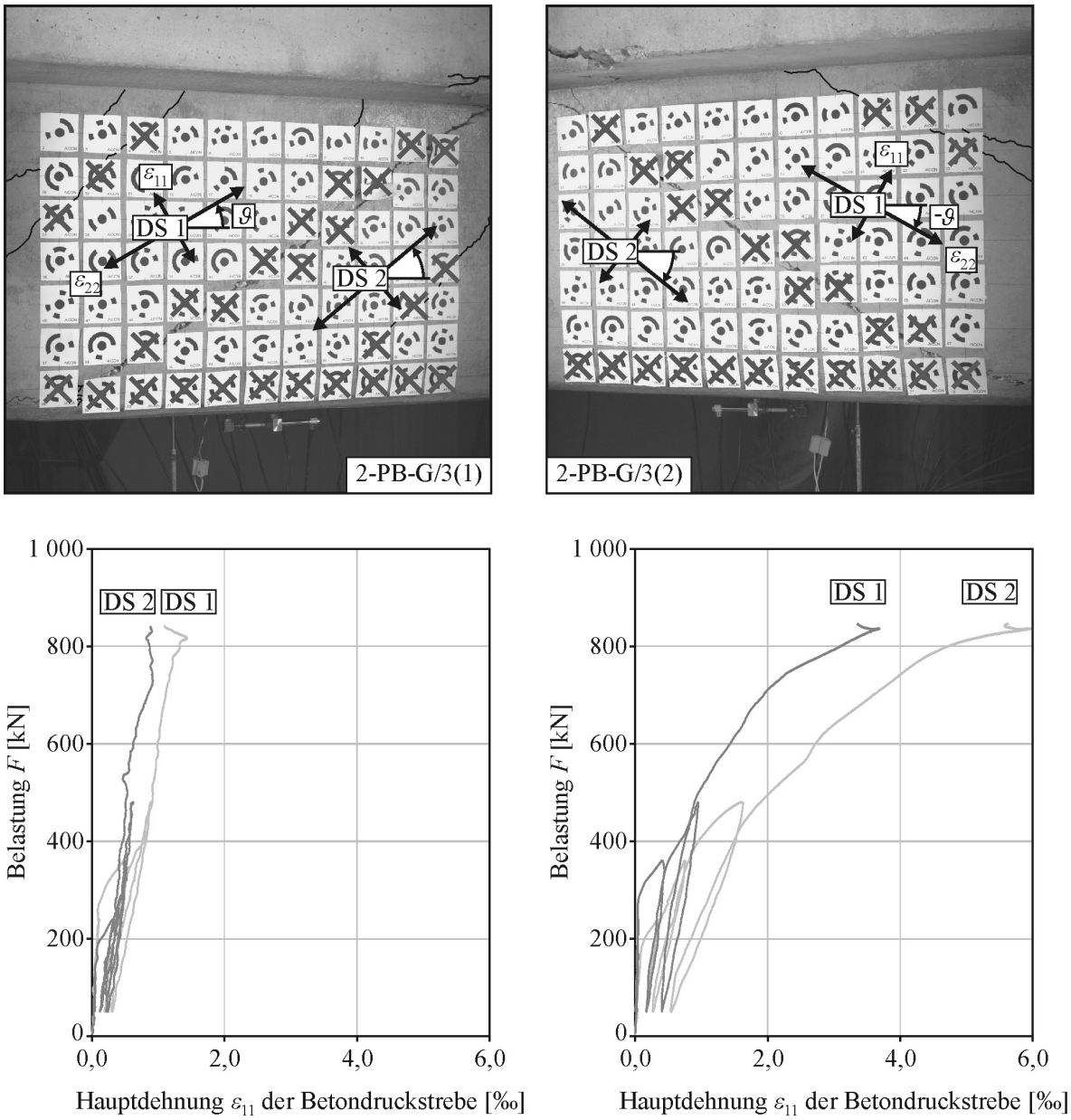


Bild 5.42: Hauptzugdehnung innerhalb der verstärkten Betondruckstreben (Plattenbalken PB-G/3)

Ein Einzelriss hätte bei einer Zugdehnung von 7 ‰ und einer Bezugslänge von 45 mm eine Breite von ca. 0,3 mm. Risse dieser Breite sollten auf einem Foto erkennbar sein, so dass

angenommen wird, dass die textile Bewehrung die Dehnung innerhalb der Verstärkung auf mehrere feine Risse verteilt. Im dahinterliegenden Stahlbeton ist das Rissbild durch die Querkraftverstärkung verdeckt. An biegeverstärkten Platten konnte WEILAND [224] jedoch durch das Einfärben der Risse an den Stirnseiten nachweisen, dass nur ein Teil der Risse bis in den Stahlbeton hinein reicht.

Auffallend ist der nahezu lastgleiche Zeitpunkt der Rissbildung in den inneren bzw. äußeren Druckstreben der beiden Messfelder. Die inneren, nahe der Balkenmitte gelegenen Druckstreben DS 2 beginnen früher zu reißen als die äußeren Druckstreben DS 1 nahe dem Auflager. Ob dieser Zusammenhang zufällig oder systematisch ist, kann anhand der wenigen Einzelversuche nicht eingeschätzt werden.

5.8.2.5 Verhältnis von Textil- zu Stahldehnung

Bei Verbundbauteilen mit gemischten Bewehrungen, zu denen die textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteile zählen, ist die Zugkraftaufteilung durch das unterschiedliche Material- und Verbundverhalten der Bewehrungen beeinflusst. Für die Kombination von Stahl- und Textilbewehrung stellt WEILAND [224] umfangreiche theoretische Analysen an Biegeplatten an, die die Auswirkungen der verbundbedingten Unterschiede zeigen. Das Modell der Zugkraftaufteilung ist aus der Praxis des Spannbetons abgeleitet. Für den neuen Materialverbund aus stahlbetonbewehrtem Beton und textilbewehrtem Feinbeton werden Sensitivitätsbetrachtungen mit variablen Verbundbeiwerten und Bewehrungsverhältnissen angestellt, die eine deutliche Beeinflussung der Zugkraftaufteilung zeigen. Die bisher verfügbaren Material- und Verbundeigenschaften des textilbewehrten Betons reichen jedoch für die konkrete Anpassung bzw. Ableitung der notwendigen Verbundbeiwerte nicht aus, so dass das Modell zur Berechnung der Zugkraftaufteilung noch nicht angewendet werden kann.

Auf Querkraftverstärkungen ist das Modell der Zugkraftaufteilung nicht ohne weiteres übertragbar. Durch die unterschiedliche Neigung der Stegbewehrungen ändert sich die Überlagerung der in den Beton eingeleiteten Verbundkräfte gegenüber dem Fall der parallelen Bewehrungen bei einer Biegeverstärkung. Auch die Risslast ist für Schubrisse schwer zu bestimmen, da es keine klar definierte Zugzone gibt. Schubrisse entstehen oft aus Biegerissen, indem sich deren Rissverlauf allmählich in Richtung der Belastung krümmt. Zum Teil öffnen sich Schubrisse auch in der Mitte der Steghöhe, wobei weder deren Lage noch die Risslänge vorhersehbar sind. Eine zutreffende Beschreibung der Dehnsteifigkeit des verstärkten Steges in Richtung der textilen Bewehrung bzw. in Richtung der Stahlbügelbewehrung ist somit rechnerisch kaum möglich.

Neben den Verbundverhältnissen und der Risslast beeinflusst auch die Größe der Beanspruchung die Dehnsteifigkeit des Steges. Die Beanspruchungen können jedoch nicht wie bei einer Biegebemessung allein aus dem Kräftegleichgewicht bestimmt werden. Im Steg ist zusätzlich die Einhaltung der Kompatibilitätbedingungen erforderlich. Die Dehnungen der Zug- und Druckstreben sind voneinander abhängig, so dass deren Beanspruchung nur unter Berücksichtigung des Verformungszustandes berechnet werden kann. Diese Rückkopplung führt schon bei reinen Stahlbetontragwerken zu erheblichen Schwierigkeiten im rechnerischen Nachweis, wie die großen Abweichungen zu experimentell bestimmten Bruchlasten zeigen.

Die verbundbedingten Unterschiede gemischter Bewehrungen erscheinen vor diesem Hintergrund von untergeordneter Bedeutung. Die Verteilung der Zugkräfte zwischen Stahlbügelbewehrung und textiler Bewehrung wird deswegen stark vereinfacht anhand der photogrammetrischen Messungen der Stegoberfläche eingeschätzt

Aus den gemessenen Verformungen werden, wie in Kapitel 5.8.2.2 beschrieben, die mittleren Dehnungen in Richtung der Koordinatenachsen bestimmt (ε_{xx}, ε_{yy} und γ_{xy}). Die Interpolation erfolgt nach dem Auswerteschema 1, d. h. die Dehnungen werden mit maximaler Bezugslänge über vorhandene Risse hinweg berechnet. In Richtung der textilen Bewehrung müssen die achsbezogenen Dehnungen transformiert werden. Für die Stahlbügelbewehrung werden die vertikalen Dehnungen ε_{yy} angesetzt.

Der Verformungszustand der Stegoberfläche lässt keine unmittelbaren Rückschlüsse auf den Dehnungs- und Belastungszustand der im Beton liegenden Bewehrungen zu. Aufgrund der Unterschiede in den Risslasten sowie aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung der gemischten Bewehrungen sind die am Dehnkörper ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien des textilbewehrten Feinbetons nicht direkt auf Verstärkungsschichten übertragbar. Auch die mittlere Dehnung in Richtung der Stahlbügelbewehrung ist infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (engl. tension stiffening) geringer als die tatsächliche Stahldehnung.

Um die Mitwirkung des Betons zu eliminieren, werden für die Zugkraftaufteilung nicht die Dehnungen selbst, sondern das Verhältnis der Dehnungen betrachtet. Die Dehnungen in Richtung der textilen Bewehrung ($\varphi = 45°$) werden auf die Dehnungen in Richtung der Stahlbügelbewehrung ($\varphi = 90°$) bezogen. Es wird vereinfachend vorausgesetzt, dass das Dehnungsverhältnis an der Stegoberfläche in etwa dem Dehnungsverhältnis der Bewehrungen im Riss entspricht.

In Bild 5.43 sind die Ergebnisse der schlanken Plattenbalken PB-S für verschiedene Verstärkungsgrade dargestellt. Im oberen Teil des Bildes ist das Verhältnis $\varepsilon_M(\varphi = 45°)/\varepsilon_M(\varphi = 90°)$ der mittleren Dehnungen in Richtung der beiden Stegbewehrungen über die gesamte Belastung des Probekörpers aufgetragen. Die Diagramme im unteren Teil von Bild 5.43 zeigen einen Ausschnitt der achsbezogenen Dehnungen ε_{xx} und ε_{yy} des interpolierten Hauptdehnungszustandes, die nach Gleichung (5.8) der Berechnung der Dehnungen in Richtung der Stegbewehrungen zu Grunde liegen.

Vor allem zu Beginn der Belastung ist das Dehnungsverhältnis der Bewehrungen sehr hoch und von sprunghaften Änderungen dominiert (Bild 5.43, oben). Ursache sind die geringen Dehnungen des noch nahezu ungerissenen Steges. Bis zu einer Belastung von ca. 200 kN sind infolge der Biegung des Bauteils nur Dehnungen ε_{xx} in Längsrichtung des Bauteils messbar (Bild 5.43, unten links). Diese Längsdehnungen sind in den Dehnungen in Richtung der textilen Bewehrung enthalten. In vertikaler Richtung, d. h. in Richtung der Stahlbügelbewehrung, sind die Dehnungen ε_{yy} nahezu Null (Bild 5.43, unten rechts). Die Folge der mathematischen Singularität ist, dass das rechnerische Dehnungsverhältnis der Bewehrungen unrealistisch groß und schon durch leichtes Messrauschen stark beeinflusst wird. Erst mit zunehmender Belastung und Rissbildung stabilisiert sich das Dehnungsverhältnis.

Mit dem Auftreten der ersten Schubrisse wachsen die Dehnungen in vertikaler Richtung stärker an als in horizontaler Richtung. Das Dehnungsverhältnis wird kleiner, liegt aber immer

noch deutlich oberhalb von 1,0. Für die Stegbewehrungen ist aus dem Dehnungsverhältnis zu schlussfolgern, dass die textile Bewehrung im Zustand der Rissbildung höher beansprucht wird als die Stahlbügelbewehrung.

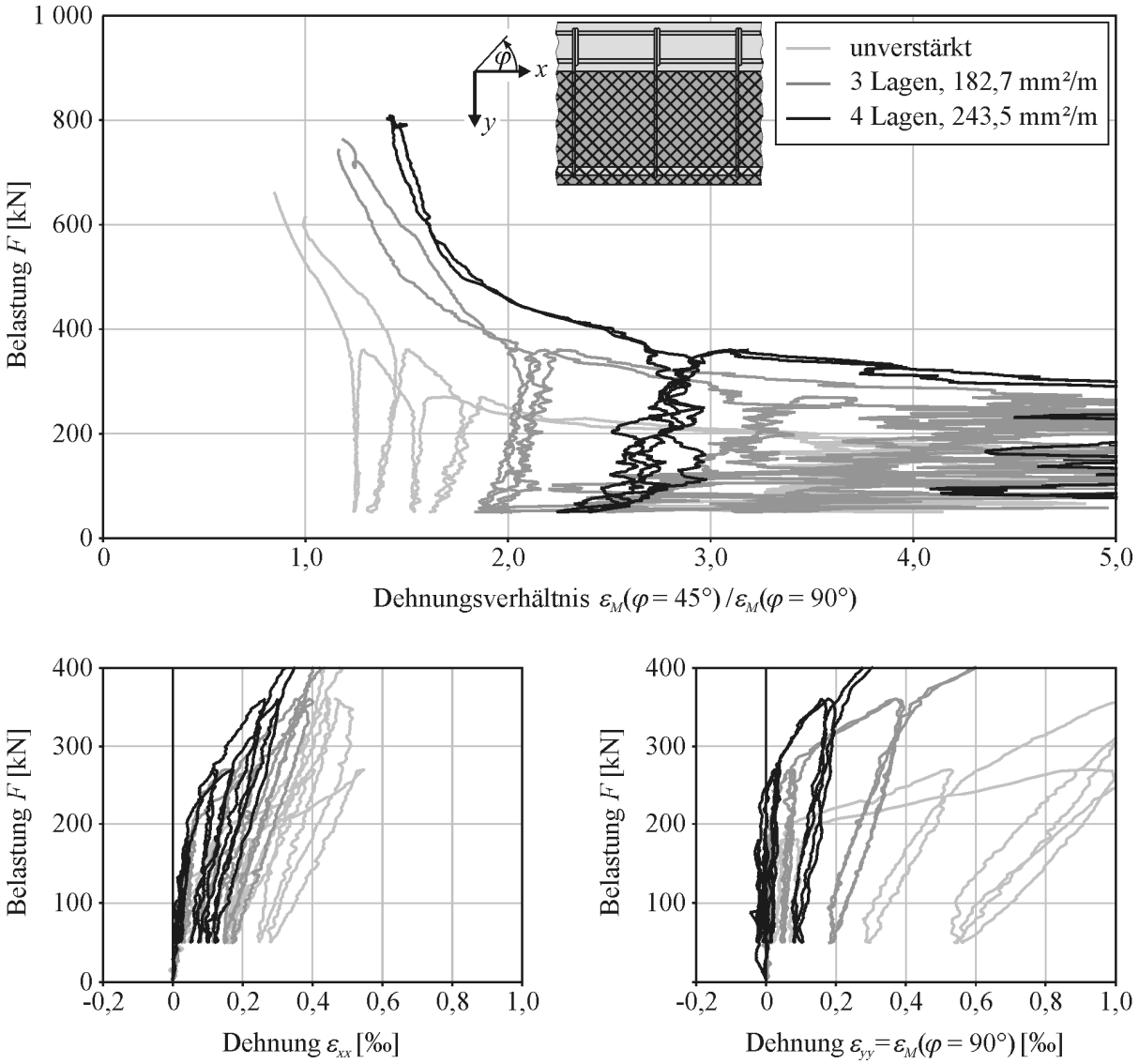


Bild 5.43: Dehnungsverhältnisse im Steg bei verschiedenen Verstärkungsgraden

Vergleicht man die verstärkten Probekörper mit der unverstärkten Referenz, so ist auf gleichem Lastniveau das Dehnungsverhältnis der verstärkten Probekörper größer. Die Stahlbügelbewehrung ist folglich weniger beansprucht als im reinen Stahlbetonbauteil. Dieser Effekt wird mit zunehmendem Verstärkungsgrad größer.

Der Bruchzustand wird bei den verstärkten Probekörpern bei einem Dehnungsverhältnis zwischen 1,0 und 1,5 erreicht. Die unverstärkten Probekörper liegen mit 0,8 bis 1,2 darunter. Für die Stahlbügelbewehrung bedeutet das meist größere Dehnungsverhältnis der verstärkten Probekörper eine geringere Auslastung als im unverstärkten Fall. Damit kann die Bean-

spruchung der Verstärkung nicht allein aus der Traglastdifferenz der verstärkten und unverstärkten Probekörper abgeleitet werden.

5.8.2.6 Diskussion der Ergebnisse

Die Analyse des Tragverhaltens der unverstärkten und verstärkten Probekörper ist wesentliche Grundlage für die Entwicklung eines Bemessungsmodells. Erst nach Klärung der Versagensursache sowie Ergründung der Verstärkungswirkung können Ansätze zur Bemessung abgeleitet werden.

Die photogrammetrisch gemessenen Stegverformungen haben für die Auswertung wertvolle Anhaltspunkte geliefert. So konnte anhand der rechnerischen Rissbreiten nachgewiesen werden, dass die textile Bewehrung die Rissbildung im Steg der Balken und Plattenbalken verzögert. Tritt das Versagen der Probekörper infolge Schubdruckbruch ein, d. h. indem die Biegedruckzone infolge der einschnürenden Wirkung der Schubrisse versagt, ist nicht die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung, sondern die verbleibende Druckzonenhöhe für das Versagen maßgebend. Durch eine Begrenzung der Schubrissbreiten kann das Einschnüren der Druckzone verzögert werden, so dass höhere Lasten abgetragen werden können. Die Verstärkungswirkung der textilen Bewehrung ist folglich nicht allein auf deren Tragfähigkeit, sondern in erheblichem Maße auch auf deren Rissbreitenbegrenzung zurückzuführen, wie vor allem die Verstärkung der Balken BQ-12 zeigt.

Die Rissbreite ist für einen Schubdruckbruch aber nur von indirektem Einfluss. Erst die systematische Analyse von Rissbreite und Verlauf lässt mehr als qualitative Rückschlüsse über die einschnürende Wirkung eines Schubrisses erwarten. Die wenigen Einzelversuche im Rahmen dieser Arbeit reichen für eine detaillierte Rissanalyse jedoch nicht aus. Bei nur zwei Versuchen je Parameter sind die Unterschiede in den Rissbildern und Bruchlasten zu groß, um typische Rissverläufe oder maßgebende Grenzzustände zu erkennen.

Der interpolierte Hauptdehnungszustand der Stegoberfläche zeigt die Auswirkungen der Verstärkung auf das Tragverhalten des Stahlbetonbauteils. Die zusätzliche textile Bewehrung erhöht im Zustand II die Dehnsteifigkeit des Steges in Richtung der Hauptzugspannungen. In der Folge sind nicht nur die Rissbreiten geringer, sondern auch der Neigungswinkel der Hauptstauchung steiler. Berücksichtigt man zusätzlich das größere Dehnungsverhältnis der Stegbewehrungen gegenüber dem unverstärkten Zustand, liegt nach dem Fachwerkmodell der Schluss nahe, dass die verstärkten Bauteile geringere Lasten über die Stahlbügelbewehrung abtragen als die unverstärkte Referenz. Damit entspricht der Traglastunterschied zwischen verstärkten und unverstärkten Bauteilen nicht der Tragfähigkeit der Verstärkung, wie gern für die Herleitung von Bemessungsmodellen angenommen wird (TRIANTAFILLOU [213], KHALIFA ET AL. [118]).

Grenzwerte für den Neigungswinkel der Hauptstauchung können bisher weder für die unverstärkten noch für die verstärkten Bauteile angegeben werden. Der Neigungswinkel variiert je nach Betonfestigkeit, Querschnittsgeometrie und Höhe der Beanspruchung, so dass keine allgemeingültigen Aussagen möglich sind (vgl. Bild 6.10). Auch hier sind weitere Querkraftversuche notwendig.

Über die quantitative Beanspruchung von Verstärkung und Stahlbügelbewehrung lassen die Messungen keine unmittelbaren Rückschlüsse zu. Die Dehnungen der Stegoberfläche können nicht auf die im Beton liegenden Bewehrungen übertragen werden, wie ausführlich in Kapitel 5.8.2.5 erläutert wurde. Es fehlen Zugversuche an verstärkten Stahlbetonproben, um einen Zusammenhang zwischen oberflächig gemessenen Dehnungen und den Dehnungen bzw. Beanspruchungen der textilen Bewehrung und Stahlbügelbewehrung im Riss herzustellen.

Für die ingenieurmäßige Beschreibung des Tragverhaltens kommt erschwerend hinzu, dass die Belastung nicht allein über ein Fachwerk abgetragen wird, wie am Traglastunterschied der Balken BQ-12 und Plattenbalken PB-G in Kapitel 5.8.1 gezeigt wurde. Ein Teil der Belastung wird scheinbar auf einen Betondruckbogen umgelagert, möglicherweise sobald die Dehnsteifigkeit der Zugstreben infolge der Rissbildung sinkt. In diesem Fall wäre der Traganteil des Betondruckbogens belastungsabhängig.

Der Anteil des Betondruckbogens an der Gesamttragfähigkeit des Bauteils kann nicht direkt gemessen werden, da die Biegedruckzone und die Druckstrebe am Auflager durch Fachwerk und Druckbogen gleichermaßen genutzt werden. Wären die Beanspruchungen der Stegbewehrungen bekannt, z. B. durch Dehnungsmessungen am Bewehrungsstahl, könnte man versuchen, den Bogenanteil indirekt von der Gesamttragfähigkeit des Bauteils abzuleiten.

5.8.3 Verankerung der Verstärkung

Nach dem klassischen Fachwerkmodell für Stahlbügelbewehrung (DIN 1045-1 [70]) müssen die Zugstreben des Steges innerhalb der Biegedruckzone verankert werden. Für Verstärkungen ist die Biegedruckzone aber selten oder nur mit hohem Konstruktionsaufwand zugänglich. Deutlich wirtschaftlicher, bisher aber nicht zulässig, wären Verankerungen außerhalb der Biegedruckzone. Die Grenzen einer solchen Verankerung sollen anhand der experimentellen Untersuchungen aufgezeigt werden.

Die Höhe der Druckzone ohne Querkraftverstärkung wurde in der Planung der Probekörper mit der rechnerischen Druckzonenhöhe im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit angenommen. Die Biegetragfähigkeit stellt die Obergrenze einer möglichen Querkraftverstärkung dar, bedeutet jedoch auch, dass die Druckzonenhöhe bei geringeren Verstärkungsgraden innerhalb der verstärkten Steghöhe liegen kann. Auch der Verlauf des Biegemomentes führt über die Trägerlänge zu veränderlichen Druckzonenhöhen. Aus diesem Grund sollte die tatsächliche Druckzonenhöhe durch Messung der Dehnungen auf Höhe der Oberkante der Verstärkung sowie auf der Oberseite des Bauteils bestimmt werden. Hierfür waren drei Messreihen mit je zwei DMS zwischen Auflager und Prüfzylinder vorgesehen (Bild 5.44 und Anhang A).

Der Dehnungsverlauf innerhalb einer Messreihe ist bei Gültigkeit der BERNOULLI-Hypothese linear, so dass die Höhe der Biegedruckzone einfach über den Strahlensatz bestimmt werden kann. Ebene Dehnungen dürfen nach dem Prinzip von DE SAINT-VENANT aber nur in den so genannten B-Bereichen angenommen werden, die etwa eine Trägerhöhe von Auflager bzw. Einzellast entfernt beginnen (REINECK [181]). Außerhalb der B-Bereiche sind die Dehnungen infolge der konzentrierten Lasteinleitung nichtlinear verteilt (D-Bereich).

Der Prüfbereich der Probekörper liegt mit einer Schubschlankheit zwischen 3 und 4 nahezu vollständig im D-Bereich von Auflager und Einzellast, so dass nur die Messreihe 3-4 die Voraussetzung für einen linearen Dehnungsverlauf erfüllt (Bild 5.44). Aber auch an dieser Stelle der Träger kommt es z. T. zu Überschneidungen der gemessenen Dehnungsverläufe der Plattenober- und -unterseite, die auf Spannungsumlagerung infolge der Schubrisse im Steg zurückgeführt werden. Eine Berechnung der Druckzonenhöhe war unter diesen Umständen für keine der drei Messreihen möglich, so dass auch die Lage der Verankerung (innerhalb oder außerhalb der Druckzone) nicht eindeutig zu belegen ist.

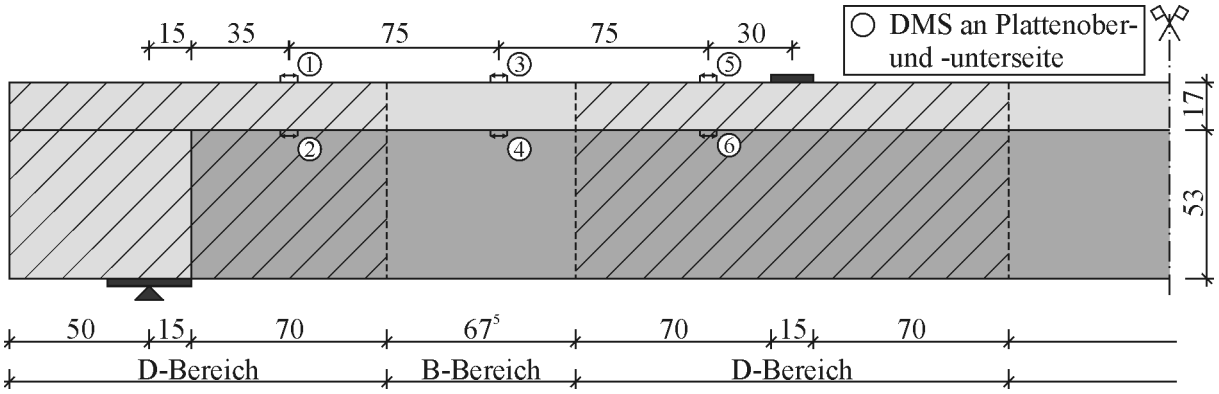


Bild 5.44: Aufteilung der Probekörper nach dem Prinzip von **DE SAINT-VENANT** (PB-S)

Die Messstellen in Höhe der Oberkante der Verstärkung (2, 4, und 6) erfassen den lokalen Dehnungszustand am Ende der Verankerung in Abhängigkeit vom jeweiligen Rissbild. Die gemessenen Dehnungen sind in Bild 5.45 für die drei geprüften Querschnitte und den jeweils höchsten Verstärkungsgrad dargestellt. Der höchste Verstärkungsgrad wurde stellvertretend für alle Probekörper aufgrund der maximalen Bruchlasten gewählt. Werden bei dieser Belastung Stauchungen im Bereich der Messstellen festgestellt, sind diese auch für die Probekörper mit geringeren Verstärkungsgraden anzunehmen.

An der Messstelle 2 (vgl. Bild 5.44 und Bild 5.45 bis Bild 5.47) wurden bei allen Probekörpern Betonstauchungen unterschiedlicher Größe gemessen, so dass zumindest an der Oberkante der Verstärkung horizontale Druckspannungen für die Verankerung vorhanden sind. Wie weit sich die Druckzone jedoch über die Verankerungslänge erstrecken und ob sie für ein Kräftegleichgewicht ausreichend sind, ist nicht zu sagen.

Die Messstelle 4 liegt in den meisten Fällen ebenfalls im Bereich der Betonstauchungen, z. T. treten aber auch geringe Dehnungen auf, die mit zunehmender Belastung wieder überdrückt werden. Dieser Wechsel zwischen Druck- und Zugbereich ist vor allem für die Messstelle 6 typisch, wobei die Ursache nicht zweifelsfrei zu klären ist. Möglicherweise werden durch die Rissbildung in angrenzenden Bereichen Spannungsumlagerungen bewirkt.

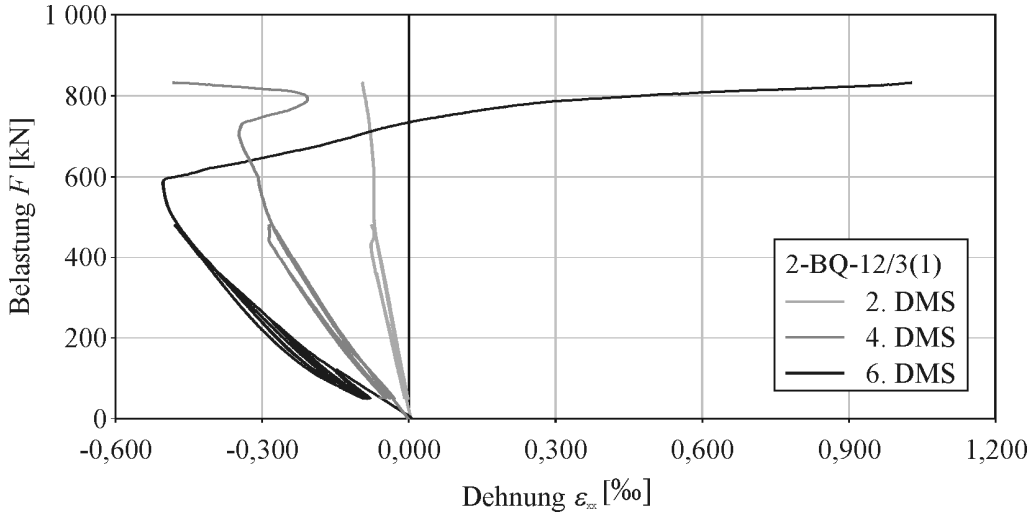


Bild 5.45: Dehnungen in Höhe der Oberkante der Verstärkung am Balken BQ-12

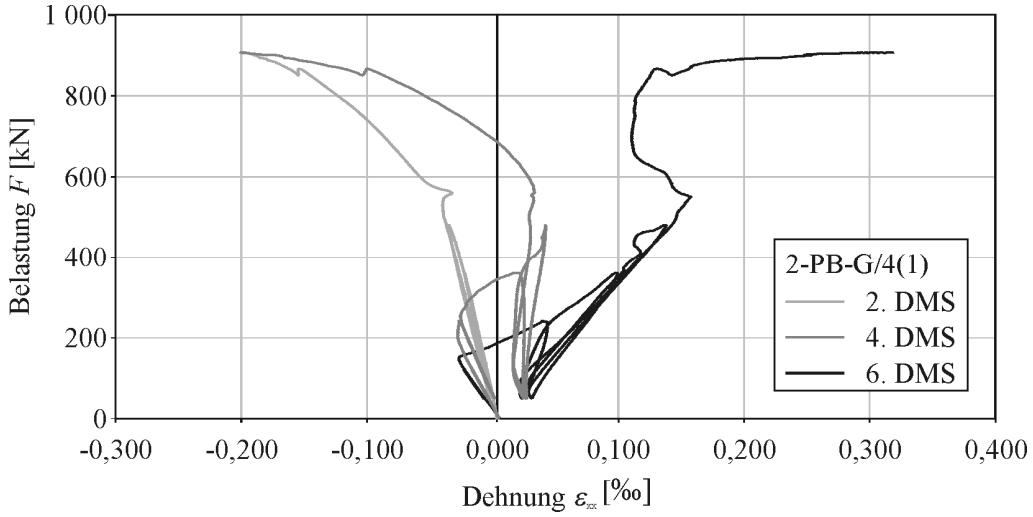


Bild 5.46: Dehnungen in Höhe der Oberkante der Verstärkung am Plattenbalken PB-G

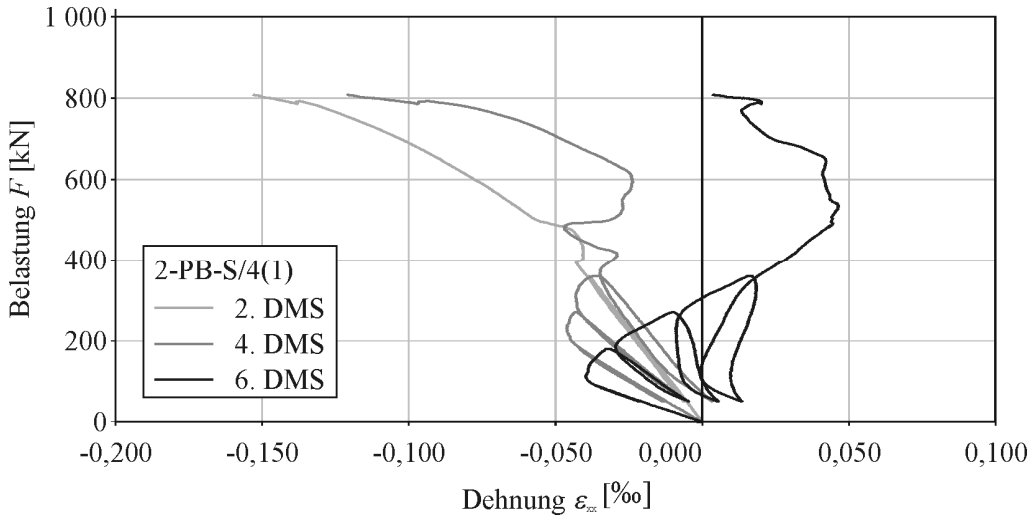


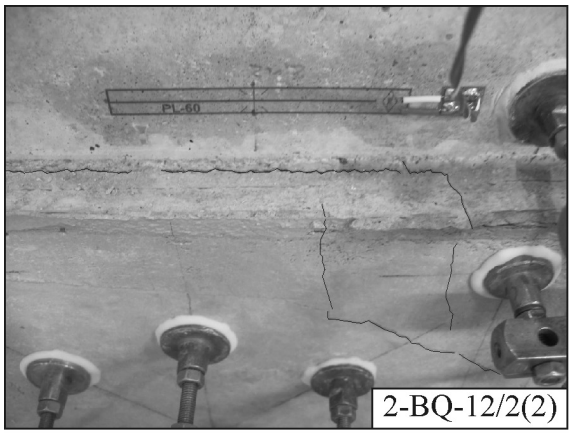
Bild 5.47: Dehnungen in Höhe der Oberkante der Verstärkung am Plattenbalken PB-S

5.8.3.1 Gemessene Verschiebungen in der Verbundfuge

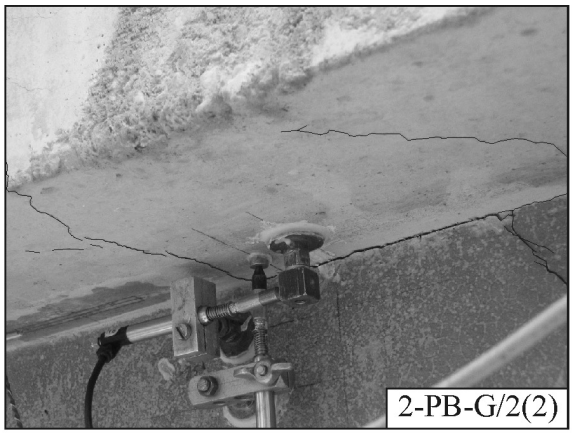
Bei Verstärkungen, die ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen am Altbetonbauteil verankert werden, müssen alle Beanspruchungen in der Verbundfuge über die Haftzugfestigkeit des Alt- bzw. Feinbetons übertragen werden. Folglich ist die Wirksamkeit einer Querkraftverstärkung nicht allein von der Tragfähigkeit des Bewehrungsmaterials, sondern auch von der Tragfähigkeit des Verbundes abhängig.

Bei allen geprüften Probekörpern reichte die Tragfähigkeit des Verbundes aus, um mit der textilbewehrten Querkraftverstärkung eine messbare Traglaststeigerung zu erzielen. Es sind aber bei den meisten Probekörpern auch erste Anzeichen eines Verbundversagens nachweisbar. Bei einzelnen Versuchen (2-PB-S/3) kam es sogar zum großflächigen Ablösen der Verstärkungsschicht (Kapitel 5.8.1).

Das Verbundversagen der Balken kündigt sich durch einen Riss entlang der Grenzschicht von Stahlbeton und Verstärkungsschicht an (Bild 5.48a). Bei den Plattenbalken öffnet sich die Fuge zwischen Oberkante Verstärkung und Unterkante Platte (Bild 5.48b). Der Anfang bzw. das Ende der sich öffnenden Risse oder Fugen liegt vorwiegend im Schnittpunkt zwischen dem auflagernächsten Schubriss und der Oberkante der Verstärkung. In Richtung der Einzellast ist die Ausdehnung des Verbundversagens bei den Versuchen unterschiedlich.



a) Riss entlang der Grenzschicht von Stahlbeton und Verstärkung bei einem Balken



b) Riss zwischen Oberkante Verstärkung und Unterkante Platte bei einem Plattenbalken

Bild 5.48: Anzeichen eines Verbundversagens zwischen Stahlbeton und Verstärkungsschicht

Mit Hilfe der gemessenen Relativverschiebungen zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkungsschicht soll der Ablauf des Verbundversagens ergründet sowie die Belastung zu Beginn des Verbundversagens ermittelt werden (Kapitel 5.7). Für die Messung wurden induktive Wegaufnehmer (IWA) verwendet, deren Messbasis wechselseitig auf die Verstärkungsschicht bzw. den Stahlbeton geklebt war (Bild 5.49). Durch den Abstand der Befestigungspunkte von 5 cm beinhaltet die Messung der IWA aber nicht nur die Relativverschiebungen, sondern auch anteilige Dehnungen des Betons. Schubrisse im Messbereich der IWA sind ebenfalls nicht auszuschließen.

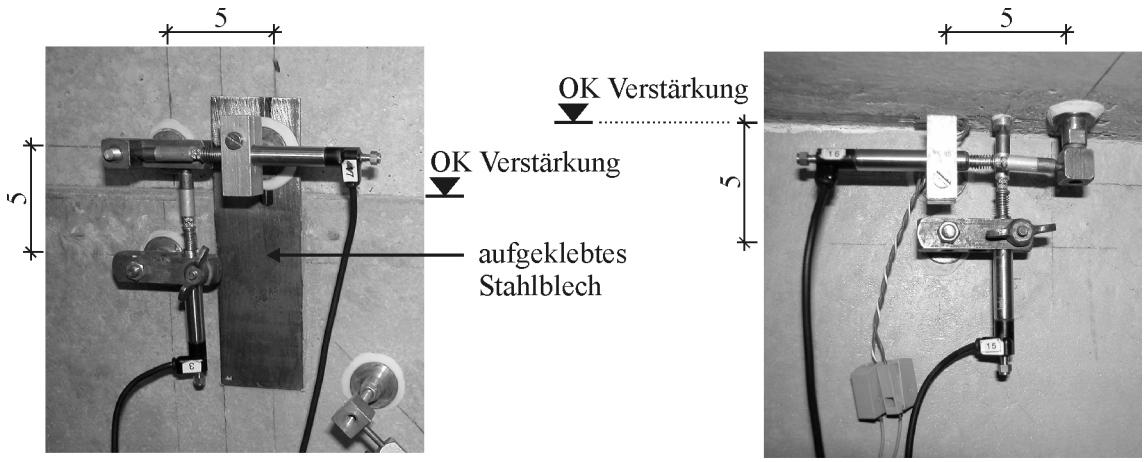


Bild 5.49: Befestigung der IWA zur Messung der Relativverschiebung

In vertikaler Richtung sind die Dehnungen vernachlässigbar gering, so lange die Messstelle nicht durch einen Schubriss gekreuzt wird. In horizontaler Richtung hingegen sind infolge der Biegebeanspruchung größere Dehnungen zu erwarten.

Der Einfluss der Betonstauchung bzw. -dehnung auf das Messergebnis der IWA kann nachträglich nur abgeschätzt werden, da im Messbereich der IWA keine separate Dehnungsmessung erfolgte. Zur Abschätzung dienen die Messungen der Dehnmessstreifen (DMS), die ursprünglich zur Berechnung der Druckzonenhöhe vorgesehen waren (Bild 5.44). Die DMS sind in gleicher Höhe wie die IWA appliziert, jedoch um 5 bis 25 cm in Längsrichtung des Bauteils versetzt.

In Bild 5.51 sind die gemessenen Längenänderungen der IWA und DMS (Bild 5.50) für das Beispiel des Plattenbalkens PB-S/3 gegenübergestellt. Dieser Probekörper versagte durch großflächiges Ablösen der Verstärkungsschicht und soll zur Identifizierung möglicher Anzeichen eines Verbundversagens genutzt werden.

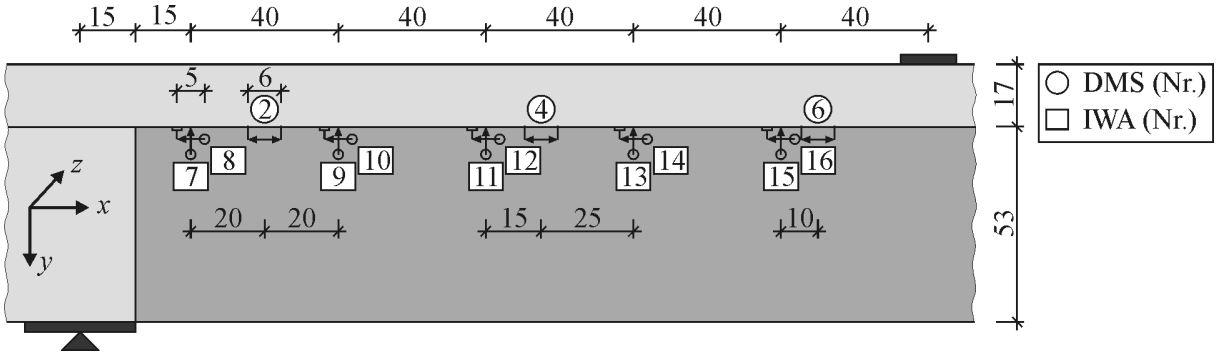


Bild 5.50: Messstellen zur Auswertung der Relativverschiebung

Die Längenänderungen der IWA sind von Beginn des Versuches an größer als die Längenänderungen der DMS, wobei der Unterschied zunächst nahezu proportional mit der Belastung steigt. Da die benachbarten IWA annähernd gleiche Längenänderungen messen, werden die

Abweichungen gegenüber dem dazwischen liegenden DMS auf das unterschiedliche Messsystem zurückgeführt.

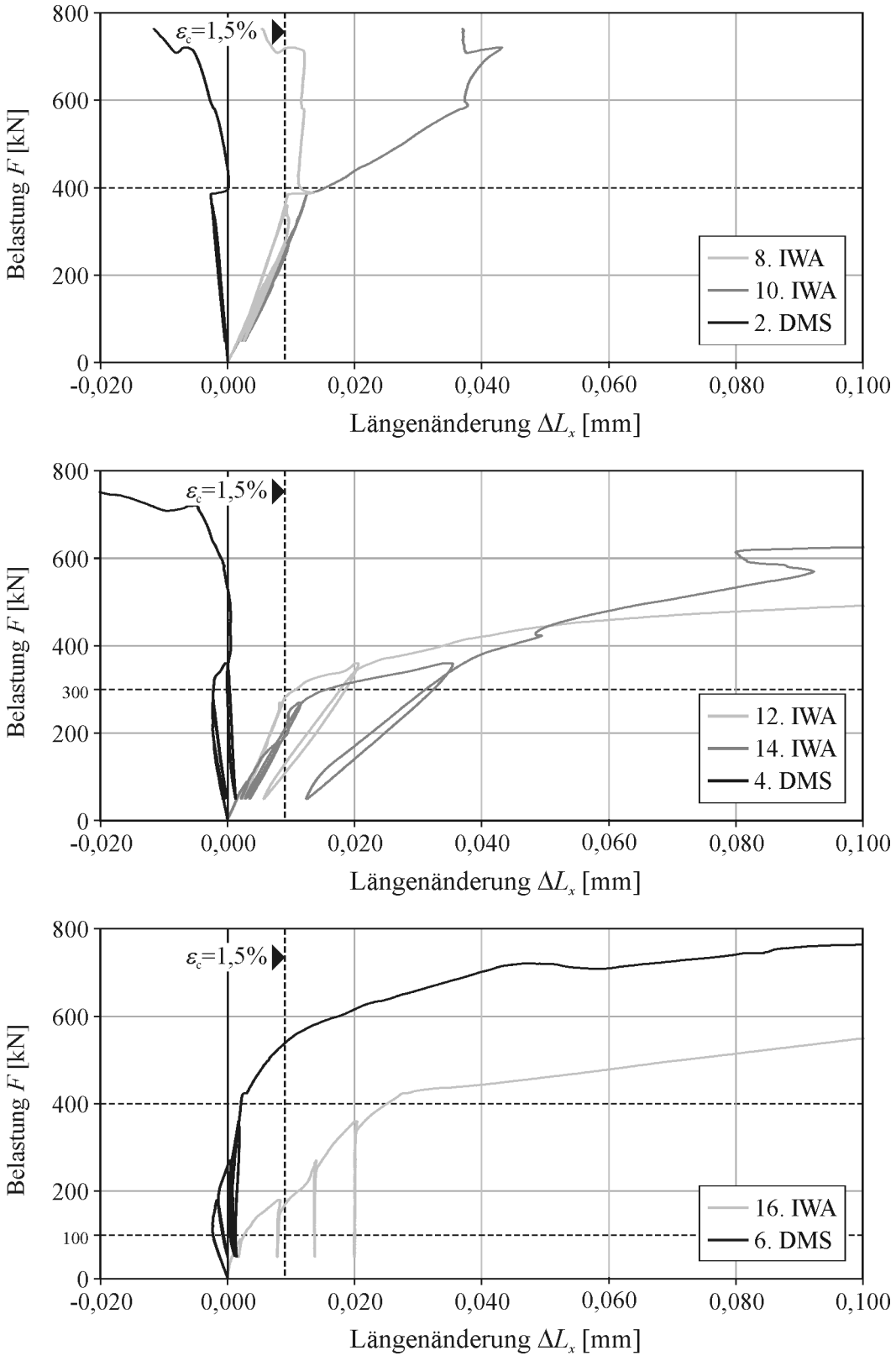


Bild 5.51: Horizontale Längenänderungen infolge Dehnung und Relativverschiebung (PB-S/3(2))

Der Kurvenverlauf der Längenänderung ΔL_x weist eine erste Änderung der Neigung an den Messstellen 6 und 16 bei einer Belastung von ca. 100 kN (Bild 5.51, unten) auf. Oberhalb dieser Belastung steigen die Längenänderungen des IWA etwas stärker als die des DMS. Ausgeprägter ist der Unterschied in den Längenänderungen der Messstellen 4, 12 und 14 nach der Neigungsänderung bei ca. 300 kN (Bild 5.51, Mitte). Die Längenänderungen der IWA steigen deutlich stärker als die des DMS, so dass von Relativverschiebungen zwischen Stahlbetonbauteil und Verstärkung auszugehen ist.

Die Längenänderungen der IWA 12 und 14 könnten ebenso durch Risse im Messbereich verursacht sein. Zwar liegen die Betondehnungen nach der Messung des DMS unterhalb der 0,15‰-Dehngrenze für ungerissenen Beton (CEB-FIP MC 2010 [87]), aufgrund der Messunterschiede von IWA und DMS zu Beginn des Versuches sind aber auch höhere Dehnungen nicht auszuschließen.

Bei ca. 400 kN sind in kurzer Folge horizontale Sprünge in den Längenänderungen ΔL_x der Messstellen 2, 8 und 10 sowie 6 und 16 (Bild 5.51, oben/unten) zu erkennen, die mit Ausnahme der Messstelle 8 zu einem weiteren Abflachen der Messkurven der IWA führen. Auch diese Sprünge könnten durch das Ablösen der Verstärkungsschicht verursacht sein.

Die Längenänderungen ΔL_y in vertikaler Richtung (Bild 5.52) zeigen Neigungsänderungen auf vergleichbarem Lastniveau. An der Messstelle 15 (zugehörig zur horizontalen Messstelle 16) tritt eine erste Neigungsänderung oberhalb von 100 kN auf, gefolgt von einem Neigungswechsel bei ca. 200 kN. Ein ähnlicher Neigungswechsel ist bei gleicher Belastung an Messstelle 13 erkennbar.

Über mögliche Ursachen der Neigungswechsel kann nur spekuliert werden. Denkbar ist, dass sich die Verstärkung zunächst nur lokal vom Steg ablöst (zunehmender Teil der Längenänderung), der Neigungswechsel jedoch anzeigt, dass das Verbundversagen vorerst stagniert, bis der erneute Neigungswechsel bei ca. 300 kN (Messstelle 13) bzw. ca. 400 kN (Messstelle 15) den weiteren Fortschritt kennzeichnet. Ebenso könnten die Neigungswechsel durch Schub- oder Biegerisse verursacht sein, da die Messstellen 2, 4 und 6 der unverstärkten Probekörper ähnliche Neigungswechsel aufweisen (Bild 5.53, Anhang G).

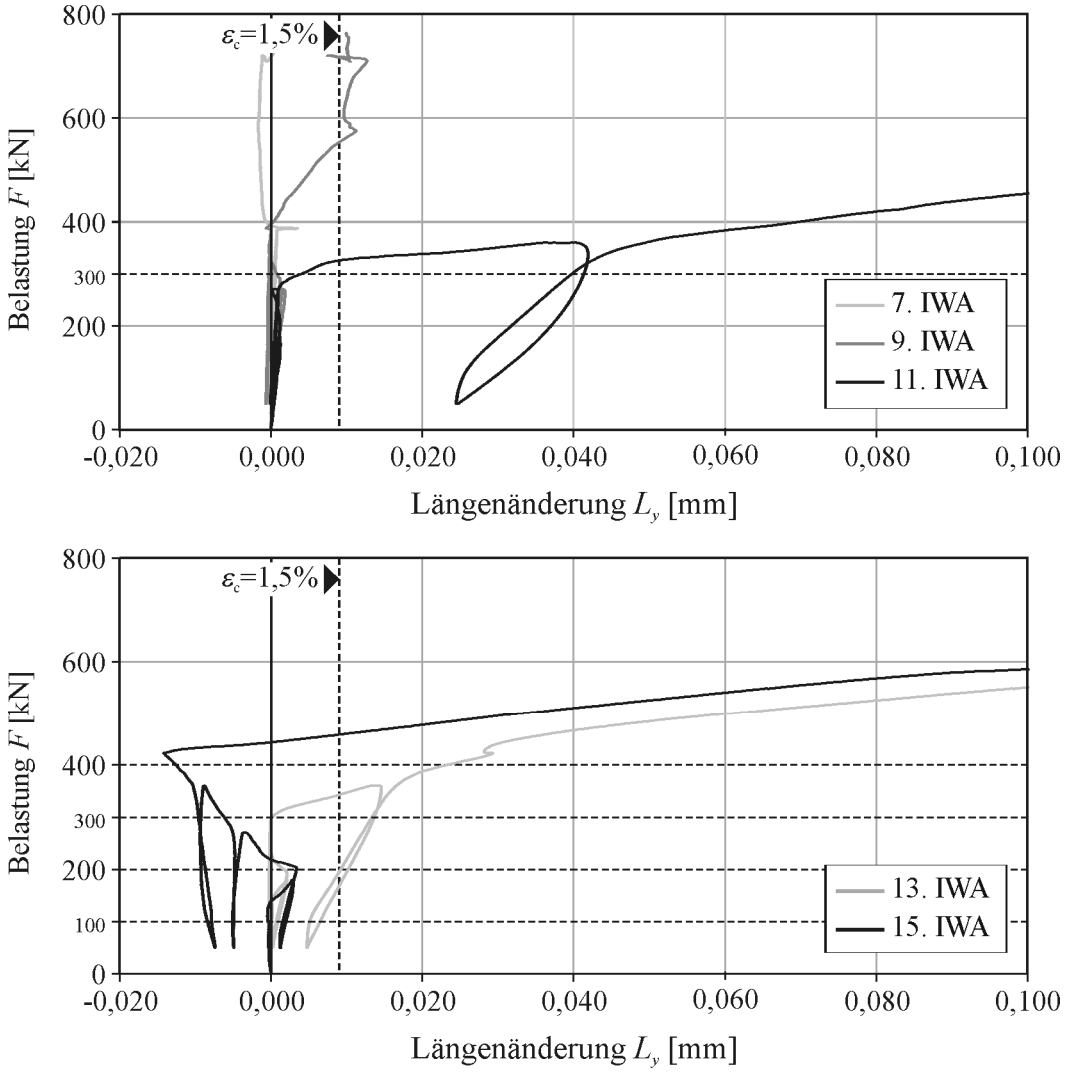


Bild 5.52: Vertikale Längenänderungen infolge Dehnung und Relativverschiebung (PB-S/3(2))

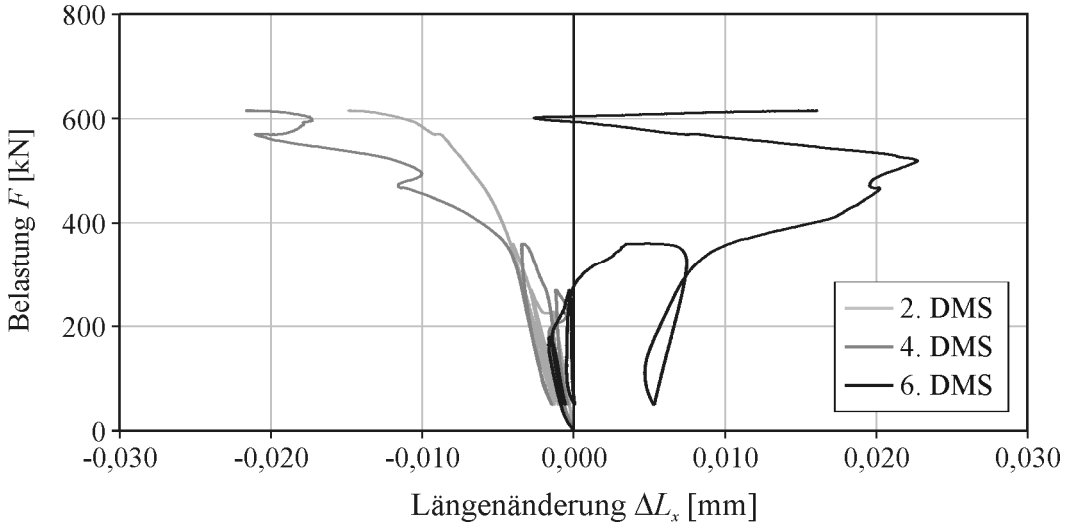


Bild 5.53: Horizontale Längenänderungen infolge Dehnung und Relativverschiebung (PB-S/0(1))

Eine weitere Eingrenzung des Verbundversagens mit Hilfe der Relativverschiebungen in Normalenrichtung *z* der Stegseitenfläche (Photogrammetriemessung, Bild 5.54) ist nach den vorliegenden Ergebnissen nicht möglich. Zwar lassen auch hier die Neigungswechsel innerhalb der Messkurven ein Ablösen der Verstärkungsschicht vermuten, der Vergleich mit den Ergebnissen des unverstärkten Plattenbalkens zeigt jedoch, dass es sich bei den gemessenen Verschiebungen vorrangig um ein Kippen des gesamten Trägers handelt (Bild 5.55). Ein zusätzliches Ablösen der Verstärkungsschicht ist nicht auszuschließen, aber auch nicht eindeutig zu belegen.

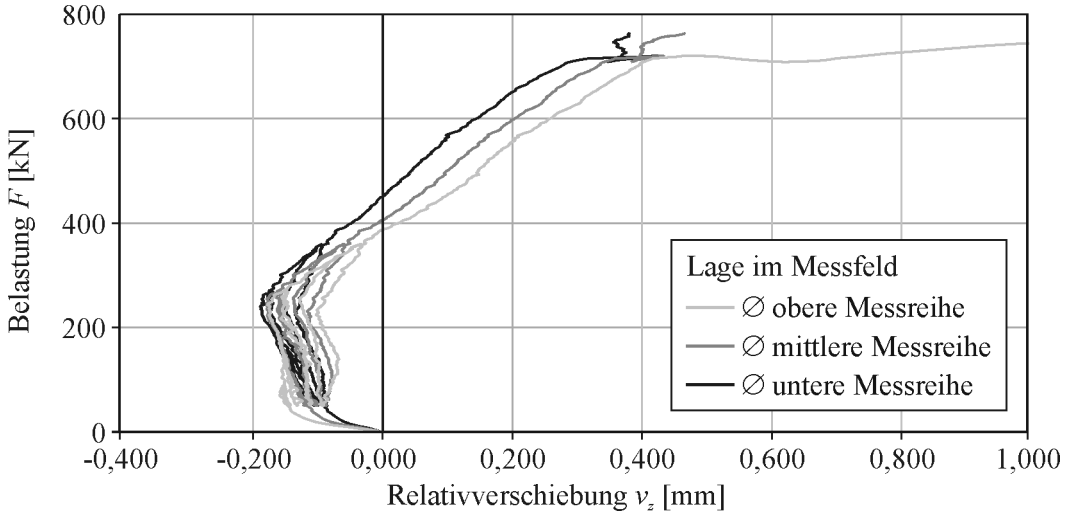


Bild 5.54: Verschiebung in Normalenrichtung der Stegseitenfläche (PB-S/3(2))

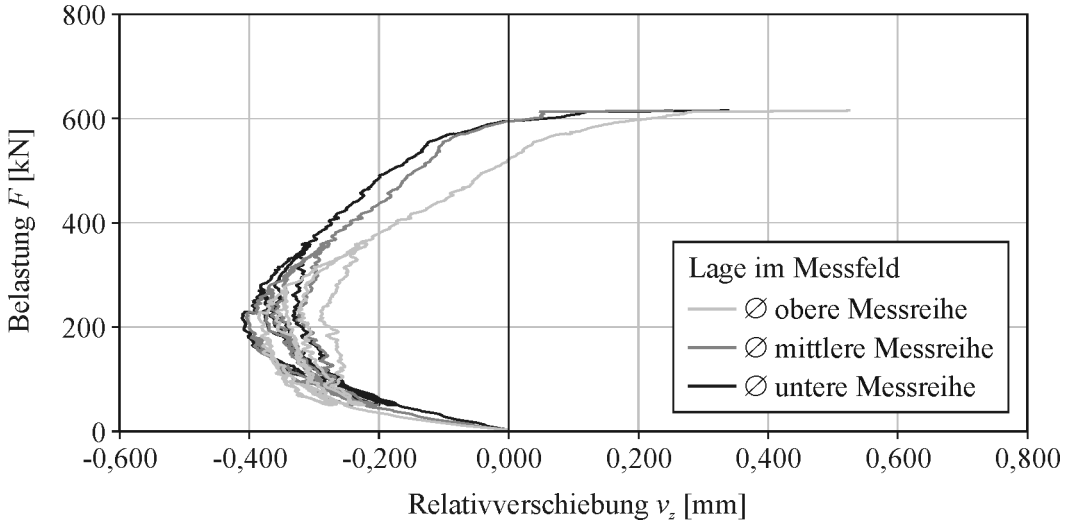


Bild 5.55: Verschiebung in Normalenrichtung der Stegseitenfläche (PB-S/0(1))

Wie in Kapitel 3.2 erläutert, kann das Verbundversagen in verschiedenen Grenzschichten des Querschnittes eintreten, maßgebend ist aber in jedem Fall das Überschreiten der Haftzugfestigkeit. Folglich ist bei gleicher Verbundfläche die Anzahl der aufgebrachten Verstärkungslagen für die Tragfähigkeit der Grenzschichten unbedeutend. Mögliche Anzeichen eines

Verbundversagens sollten unabhängig vom Verstärkungsgrad auf gleichem Lastniveau zu finden sein. Für diesen Vergleich wird der Plattenbalken PB-S/4 mit vier Verstärkungslagen herangezogen (Bild 5.56, Bild 5.57).

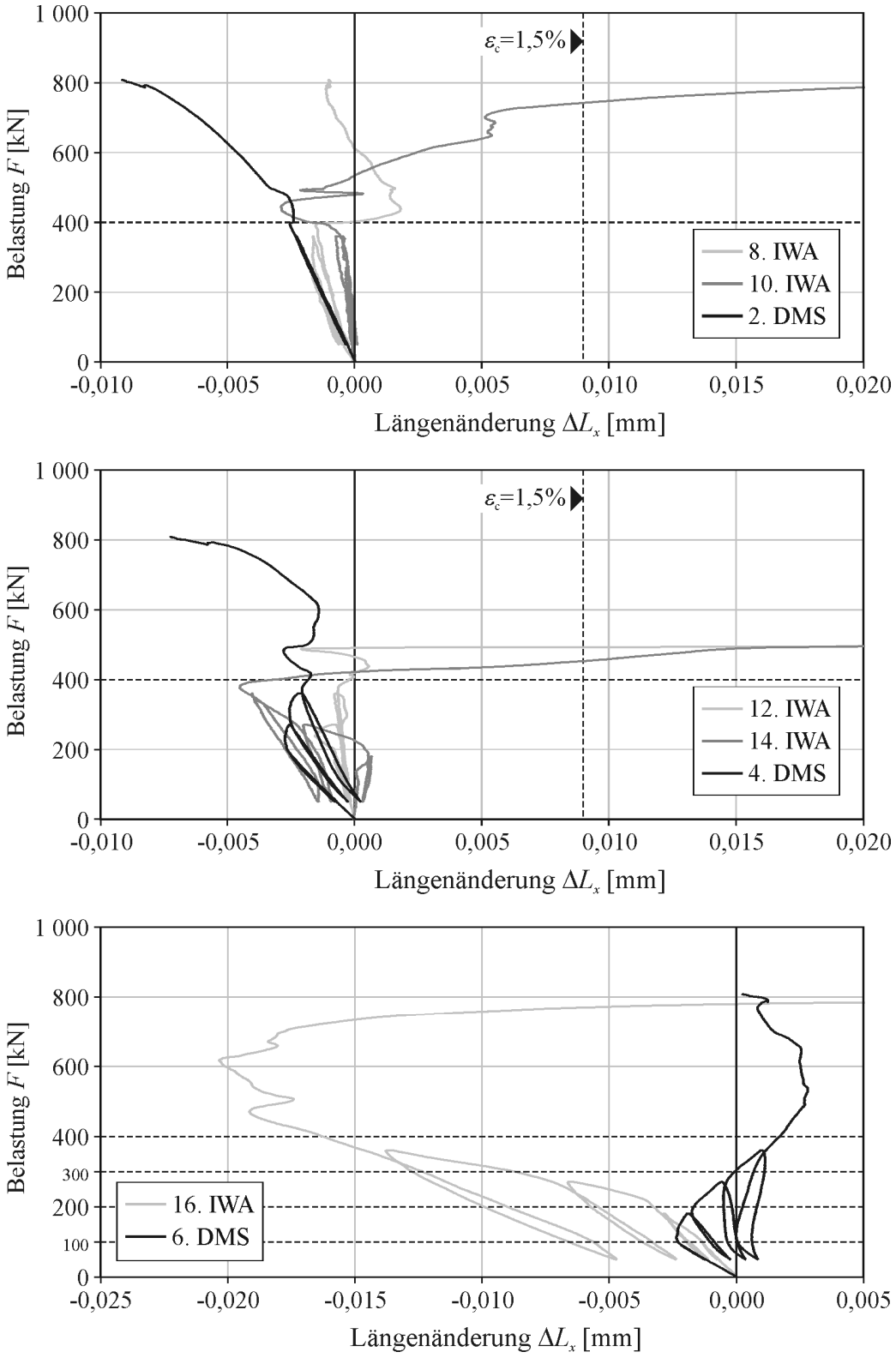


Bild 5.56: Horizontale Längenänderungen infolge Dehnung und Relativverschiebung (PB-S/4(1))

Ähnlich wie bei dem Plattenbalken PB-S/3 (Bild 5.51, unten) zeigen auch die Längenänderungen ΔL_x an den Messstellen 6 und 16 des Plattenbalkens PB-S/4 (Bild 5.56, unten) Neigungsänderungen oder -wechsel bei einer Belastung von ca. 100 kN. Weitere Neigungswechsel folgen im Bereich von 200 bis 300 kN (Bild 5.56, oben – Messstelle 8, Mitte – Messstellen 4, 12 und 14, unten – Messstelle 16), so dass auch bei dieser Verstärkung ein zunächst lokales Verbundversagen mit kurzzeitigen Unterbrechungen zu vermuten ist. Erst ab einer Belastung von ca. 400 kN steigen die Verformungen an nahezu allen Messstellen erheblich an. Das Ablösen scheint sukzessive fortzuschreiten.

Die Längenänderungen in vertikaler Richtung (Bild 5.57) zeigen nur an der Messstelle 15 (zugehörig zur horizontalen Messstelle 16) ein leichtes Abflachen der Kurve bei ca. 100 bzw. 250 kN. Ausgeprägte Längenänderungen, die gleichermaßen auch die Messstellen 13 und 11 betreffen, treten ab einer Belastung von etwas 400 kN auf. Die Messstelle 9 folgt später bei 700 kN.

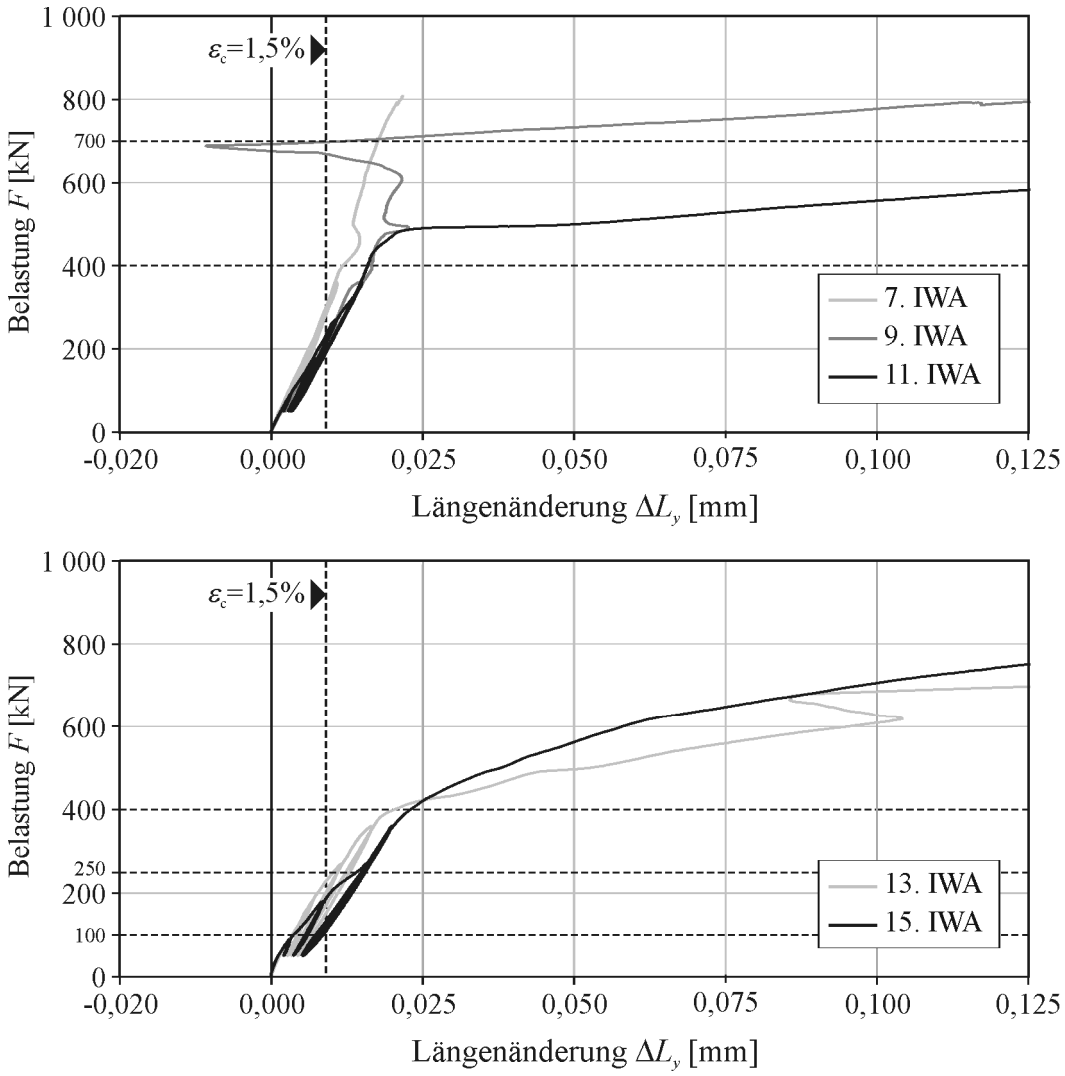


Bild 5.57: Vertikale Längenänderungen infolge Dehnung und Relativverschiebung (PB-S/4(1))

Trotz der erkennbaren Parallelen in den Kurvenverläufen der Plattenbalken PB-S/3 und PB-S/4 ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge nicht eindeutig einzugrenzen. Kritisch scheint bei diesem Querschnitt der Belastungsbereich zwischen 300 und 500 kN, da hier die Längenänderungen erheblich zunehmen, ohne dass Risse innerhalb der Messstellen sichtbar sind. Das Verbundversagen ist bei diesen Verformungen schon deutlich fortgeschritten, kleinere Verformungen zu Beginn des Verbundversagens sind jedoch in keiner der drei betrachteten Richtungen (x, y und z) von anderen Einflüssen eindeutig zu unterscheiden.

Die Diagramme der anderen Versuche sind im Anhang G zu finden, wobei auch für deren Auswertung die angeführten Einschränkungen gelten.

5.8.3.2 Verankerung durch konstruktive Maßnahmen

Die Verankerung der Querkraftverstärkung erfolgte in den Bauteilversuchen ausschließlich über den Verbund zwischen Stahlbetonprobekörper und Verstärkungsschicht. Konstruktive Lösungen zur Verankerung der Verstärkung wurden nur stichprobenartig in ergänzenden Verbundversuchen geprüft. Ziel war es, verschiedene Verankerungsmittel hinsichtlich ihrer Ausführbarkeit und Wirksamkeit zu beurteilen. Für detaillierte Analysen der Tragfähigkeit reichen die Einzelversuche jedoch nicht aus.

Die Verbundversuche zur Prüfung der Verbundtragfähigkeit von textilbewehrten Verstärkungen wurden im Sonderforschungsbereich 528 entwickelt. Der Versuchsaufbau ist ausführlich in ORTLEPP [170] beschrieben. Die Geometrie der Probekörper ist in Bild 5.58 dargestellt.

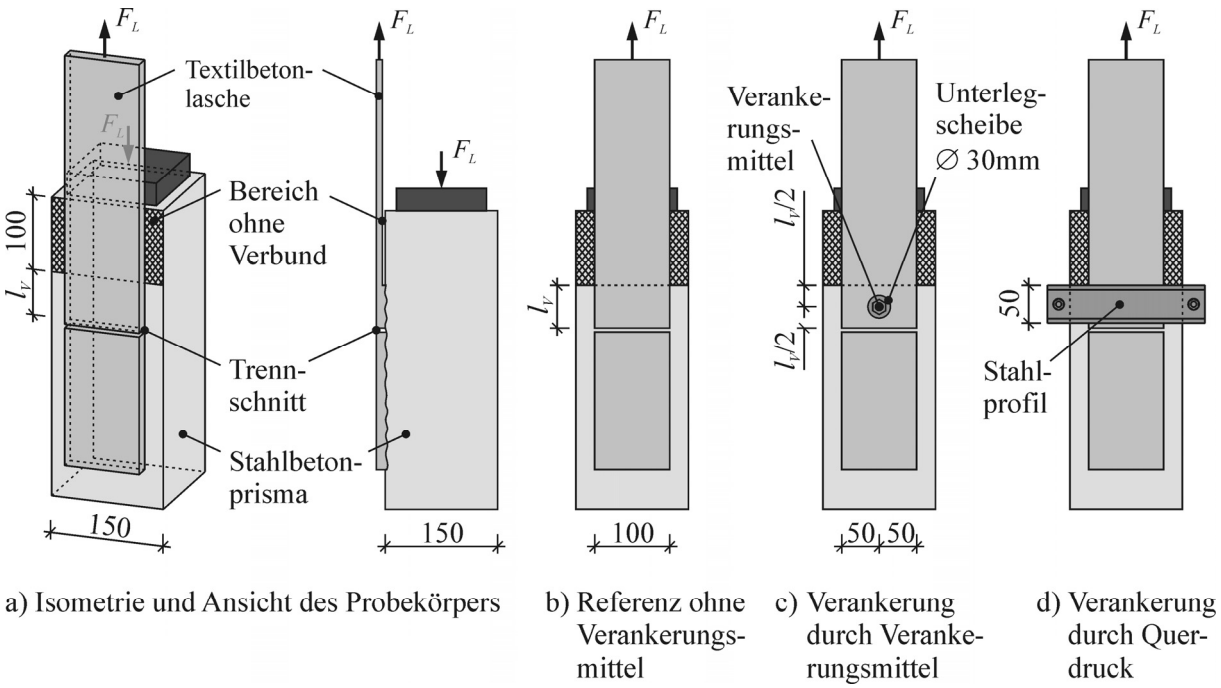


Bild 5.58: Schubprobekörper zur Prüfung der Verbundtragfähigkeit (nach ORTLEPP [170])

In Referenzversuchen wird zunächst die Tragfähigkeit der Verbundfuge ohne zusätzliche Verankerungsmittel geprüft. Der Verbundbereich, in dem die Zugkraft der Textilbetonlasche auf den Stahlbeton übertragen wird, ist durch einen Trennschnitt begrenzt. Der hohe Bewehrungsgrad der Textilbetonlasche soll einen Faserriss oder -auszug im Referenzversuch verhindern (Tabelle 5.11).

Tabelle 5.11 Verbundversuche zur Wirksamkeit von Verankerungsmitteln (Bild 5.58b, c)

Versuch	Textile Bewehrung		Verankerungsmittel		Bruchkraft	Versagensart
	Lagen-anzahl	Fläche [mm²/m]	Art	Vorspan-nung [kN]	[kN]	
C1-T-49-1	6	258,3	keine	keine	15,999	Altbeton + Faserauszug
C1-T-50-1	6	258,3	keine	keine	16,396	Altbeton
C1-T-49-3	6	258,3	durchgespannter Anker	0,5	14,593	Schrägriss + Faserauszug
C1-T-50-3	6	258,3	durchgespannter Anker	0,5	14,634	Verbundfuge + Lochlaibung
C1-T-49-2	6	258,3	durchgespannter Anker	1,0	14,933	Faserriss
C1-T-50-2	6	258,3	durchgespannter Anker	1,0	14,928	Delamination + Faserriss
C1-T-49-5	6	258,3	HILTI-Dübel	keine	11,108	Delamination + Altbeton
C1-T-50-5	6	258,3	HILTI-Dübel	keine	13,363	Verbundfuge + Delamination
C1-T-49-4	6	258,3	HILTI-Nägel	keine	14,169	Altbeton
C1-T-50-4	6	258,3	HILTI-Nägel	keine	13,706	Verbundfuge + Lochleibung

Die konstruktiven Verankerungsmittel sollen die Tragfähigkeit der Verbundfuge steigern, indem die Querzugspannungen im Verankerungsbereich l_V nicht mehr allein über die Haftzugfestigkeit des Betons übertragen werden müssen (Kapitel 6.2.2). Geeignet erscheinen stabförmige Verbindungsmittel in Form von Ankern, Bolzen oder Nägeln, die in den Steg hinein bzw. durch den Steg hindurch geführt werden.

Erste Erfahrung mit punktförmigen Verbindungen von textilbewehrten Betonbauteilen sind in JESSE ET AL. [109] und SEDLACEK ET AL. [201] zusammengefasst. In beiden Untersuchungen wurde unabhängig voneinander festgestellt, dass durch flächig aufgebrachten Querdruck die Tragfähigkeit der Lochleibung deutlich gesteigert werden kann. Aus diesem Grund wurde bei

allen Verankerungselementen eine Unterlegscheibe zur Lastverteilung verwendet (Bild 5.58c).

Die besten Ergebnisse im Verbundversuch wurden mit zusätzlichen Verankerungsmitteln in Form von durchgängigen, vorgespannten Ankern erreicht (Tabelle 5.11). Ein Verbundversagen im Altbeton wie in den Referenzversuchen ohne Verankerungsmittel konnte durch den Querdruck der Vorspannung verhindert werden. Dennoch liegen die Tragfähigkeiten unter denen der Referenz, wahrscheinlich weil der Bewehrungsquerschnitt der Textilbetonlasche aufgrund der notwendigen Bohrung für den Anker um 10 % reduziert ist. Ein Ausgleich des fehlenden Bewehrungsquerschnitts durch eine zusätzliche Bewehrungslage im Verankerungsbereich wurde bisher nicht untersucht. Ebenso offen ist, in welchem Abstand die vorgespannten Anker notwendig sind, um den Verankerungsbereich einer Verstärkung gleichmäßig zu überdrücken.

Verankerungslösungen mit eingeschossenen Nägeln bzw. eingeschraubten Dübeln in vorgebohrten Löchern haben sich als ungeeignet erwiesen. In beiden Fällen konnte kein ausreichender Querdruck aufgebracht werden, um die Tragfähigkeit der Verbundfuge zu steigern. Zusätzlich haben die Nägel den Nachteil, dass deren Einschuss den Altbeton und damit auch die Verbundzone nachhaltig schädigt.

In weiteren Verbundversuchen wurde der Querdruck im Verankerungsbereich durch Stahlprofile aufgebracht, die außerhalb des Probekörpers gegeneinander verspannt sind (Bild 5.58d). Die Prüfungen ohne eine querschnittsschwächende Bohrung sollten zeigen, welchen Einfluss ein Querdruck auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge ausübt. Da die Haftzugspannungen infolge der Verankerung nicht allein durch den Querdruck, sondern auch durch die Haftzugfestigkeit des Altbetons übertragen werden, sind in Bild 5.59 die geprüften Tragfähigkeiten der Summe der beiden Anteile gegenübergestellt.

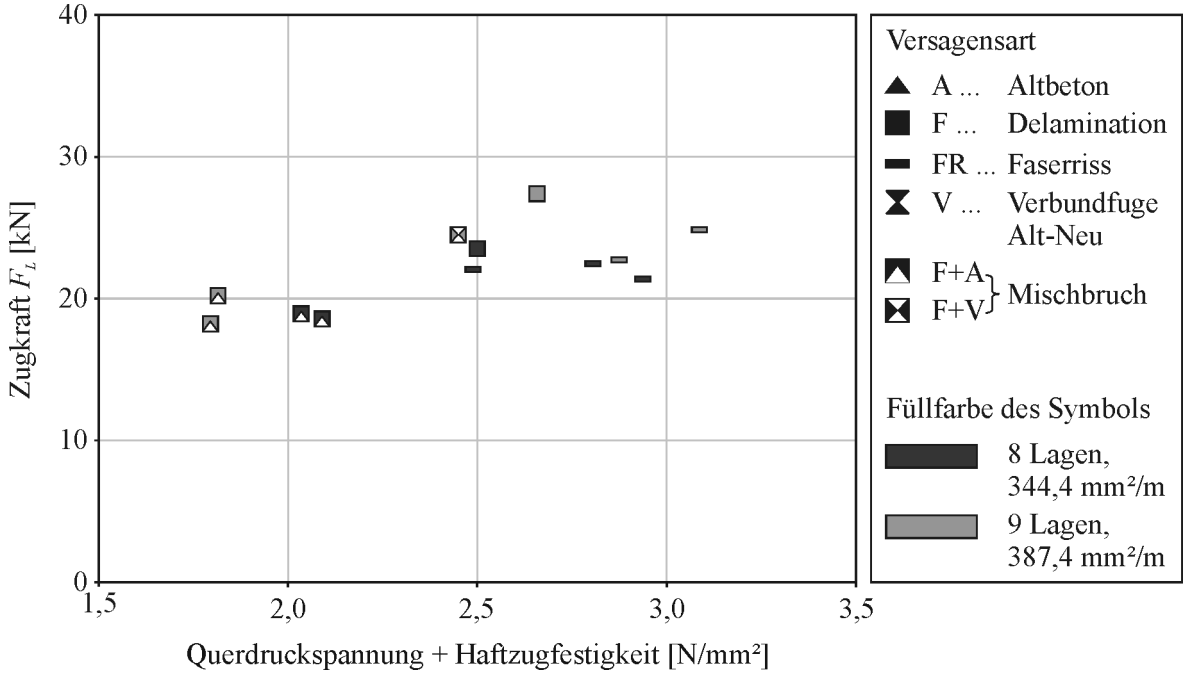


Bild 5.59: Verbundversuche zum Einfluss des Querdrucks (Bild 5.58d)

Die Ergebnisse bestätigen, dass die Tragfähigkeit der Verbundfuge durch das Aufbringen eines Querdrucks gesteigert werden kann, die erreichbare Steigerung ist jedoch begrenzt. Mit zunehmendem Querdruck wächst die Gefahr eines Faserrisses in der Textilbetonlasche entlang des oberen Randes des klemmenden Stahlprofils (Bild 5.58d). Die Bruchlasten bei Eintritt des Faserrisses liegen unterhalb der Zugtragfähigkeit des Dehnkörpers bei Ansatz der Zugfestigkeit bei Laborherstellung (Bild 5.9, Bild 5.59). Möglicherweise verursacht bereits ein Querdruck zwischen 0,4 und 1,3 N/mm², wie er in den Verbundversuchen geprüft wurde, Schäden an der textilen Bewehrung, so dass deren Tragfähigkeit nicht mehr voll ausgenutzt werden kann.

Nach diesen Ergebnissen ist das Aufbringen eines Querdrucks nur sehr bedingt als konstruktive Lösung zur Verankerung von textilbewehrten Querkraftverstärkungen geeignet. Der Verankerungsbereich der textilen Bewehrung müsste möglichst gleichmäßig überdrückt werden, wobei Verbindungsmittel und damit auch Schwächungen des Bewehrungsquerschnitts nicht zu vermeiden sind. Ein Ausgleich der fehlenden Bewehrungsfläche durch Zulagebewehrungen bleibt zu prüfen, dennoch wird der erreichbare Nutzen gegenüber dem konstruktiven Aufwand als eher gering eingeschätzt.

5.8.3.3 Diskussion der Ergebnisse

Die Höhe der Biegedruckzone konnte mit Hilfe der gemessenen Dehnungen nicht genau bestimmt werden. Die Messergebnisse sind durch die Diskontinuitäten von Auflagerbereich und Lasteinleitung sowie durch die Rissbildung derart beeinflusst, dass auf der Bauteiloberseite z. T. geringere Stauchungen gemessen wurden als in Höhe der Oberkante der Verstärkung. Der Ansatz einer linearen Dehnungsverteilung ist in diesem Fall nicht zutreffend und damit eine Berechnung der Druckzonenhöhe nicht möglich.

Ohne Kenntnis der tatsächlichen Druckzonenhöhe ist jedoch nicht nachweisbar, ob die Verstärkungsschicht innerhalb oder außerhalb der Druckzone verankert war. Begründet scheint die Annahme einer veränderlichen Druckzonenhöhe innerhalb der Grenzen von Zustand I (ungerissen) und Zustand II (gerissen), da das Biegemoment zwischen dem Auflager des Trägers und der aufgebrachten Einzellast linear zunimmt. Unter dieser Voraussetzung liegt die Verankerung eines Teils der Verstärkung innerhalb der Druckzone, die sich im Zustand I bis zum Schwerpunkt des Querschnitts erstreckt.

Ein Verbundversagen wurde in den Versuchen zwischen dem äußeren (auflagernächsten) Schubriss und der Lasteinleitung beobachtet. Unter Berücksichtigung des theoretischen Druckzonenverlaufs könnte man folglich annehmen, dass das Verbundversagen in dem Bereich eingetreten ist, in dem die Verstärkung außerhalb der Druckzone verankert war. Diese Theorie ist mit den vorliegenden Messwerten aber leider nicht zu belegen. Notwendig wären regelmäßige Dehnungsmessungen in Höhe des beginnenden Verankerungsbereichs parallel zur Oberkante der Verstärkung. Mit diesen Messungen könnte der Dehnungszustand im Verankerungsbereich unabhängig vom Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe beurteilt werden.

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge von Steg und Verstärkungsschicht ist von der Haftzugfestigkeit in den verschiedenen, von ORTLEPP [170] nachgewiesenen, Grenzschichten abhängig. Bei allen geprüften Probekörpern reichte die Tragfähigkeit der Verbundfuge aus, um mit der textilbewehrten Verstärkung die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile zu erhöhen. Erste Anzeichen eines Verbundversagens sind aber schon deutlich unterhalb der Bruchlast messbar. Wie in Kapitel 5.8.3.1 für das Beispiel des Plattenbalkens PB-S gezeigt wurde, sind schon im Belastungsbereich von 300 bis 500 kN größere Längenänderungen messbar, die auf Relativverschiebungen zwischen Steg und Verstärkungsschicht zurückgeführt werden können. Im Vergleich zur Bruchlast der unverstärkten Referenz (615 bzw. 661 kN) beginnt das Verbundversagen sehr frühzeitig, so dass über konstruktive Maßnahmen der Verbundsicherung nachgedacht werden sollte. Das Ablösen der Verstärkungsschicht hat sich in den Versuchen als kontinuierlicher Prozess gezeigt, der bis zum endgültigen Versagen noch einige Traglaststeigerungen zulässt.

Allgemeine Grenzwerte für die Tragfähigkeit der Verbundfuge können nach den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen nicht angegeben werden. Die gewählte Messtechnik ist nur bedingt zur Feststellung eines Verbundversagens geeignet. Die Relativverschiebungen zu Beginn des Verbundversagens sind so gering bzw. werden durch die benachbarten, noch nicht versagten Verbundbereiche behindert, dass sie von anderen Einflüssen, die infolge von (Schub)Rissbildung oder Spannungsumlagerungen auftreten, nicht zu unterscheiden sind. Alternative Schallmessungen lassen Überlagerungen von Verbund- und Filamentversagen erwarten, so dass damit eine gezielte Erkennung des Verbundversagens wahrscheinlich ähnlich schwierig ist wie anhand der gemessenen Längenänderungen.

Konstruktive Maßnahmen zur Verankerung der Verstärkung wurden an kleinen separaten Schubprobekörpern untersucht. Die Einzelversuche dienten der Bewertung verschiedener Verankerungslösungen, sie ersetzen jedoch nicht die notwendigen Bauteilversuche sowie weitere Parameteranalysen. Die Verbundversuche haben bestätigt, dass die Tragfähigkeit der Verbundfuge durch aufgebrachten Querdruck erhöht werden kann, die Steigerung der Verbundtragfähigkeit scheint aber begrenzt. Mit zunehmendem Querdruck steigt die Gefahr eines Zugversagens der textilbewehrten Verstärkungsschicht, obwohl die Beanspruchungen unterhalb der Zugfestigkeit des Dehnkörperversuchs liegen. Die geringere Festigkeit wird auf eine Schädigung der textilen Bewehrung infolge des Querdrucks zurückgeführt, es ist aber ebenso denkbar, dass ein ungleichmäßiger Querdruck durch lokale Spannungsspitzen zum vorzeitigen Versagen geführt hat. Zur abschließenden Klärung dieser Frage sind weitere Verbundversuche erforderlich.

5.9 Schlussfolgerungen

In der Auswertung der Querkraftversuche hat sich gezeigt, dass die Tragfähigkeit der Probekörper im Bruchzustand von zahlreichen Einflussfaktoren abhängt. Die Zugfestigkeit des Betons, z. B. die nach DIN 1045-1 [70] in der Querkraftbemessung bewehrter Bauteile unberücksichtigt bleibt, führt zu erheblichen Unterschieden in den Bruchlasten (vgl. Serie 1 und 2 in Tabelle 5.10). Ebenfalls von Einfluss ist die Querschnittsgeometrie. Bei gleichen Stegabmessungen und Bewehrungsgraden ist die Querkrafttragfähigkeit eines Plattenbalkens bedeu-

tend größer als die eines Balkens. Auch dieser Umstand wird in der Bemessung bisher nicht berücksichtigt.

Neben den beiden „genormten“ Versagenszuständen der Druck- und Zugstreben waren die eigenen Versuche überwiegend von einem Versagen der Druckzone dominiert. Auch diese Art des Versagens zählt zu den Querkraftversagen, da es ursächlich auf die einschnürende Wirkung einer oder mehrerer Schubrisse zurückzuführen ist. Die Bemessung eines solchen Versagens kann genau genommen nur über eine Rissbreitenbegrenzung erfolgen. Zusammenhänge zwischen Rissbreite und Verlauf bzw. Ausdehnung der Schubrisse sind bisher aber nur unzureichend erforscht.

Die traglaststeigernde Wirkung der textilen Bewehrung beruht nicht allein auf einer Verstärkung der Zugstreben. Wie die Auswertung der Rissbreiten in Kapitel 5.8.2.1 gezeigt hat, verzögert bzw. begrenzt die textile Bewehrung die Schubrissbildung mit der Folge, dass die Biegedruckzone erst bei höheren Lasten eingeschnürt wird und versagt. Die Rissbreiten im Bruchzustand zeigen nicht nur im Vergleich von verstärkten und unverstärkten Bauteilen deutliche Unterschiede, sondern auch zwischen Bauteilen verschiedener Querschnittsgeometrie. Die Annahme einer gleichbleibenden Ausnutzung der Stegbewehrung im Bruchzustand ist folglich ebenso unzutreffend wie die Annahme gleicher Neigungswinkel der Druckstreben.

Mit Hilfe der photogrammetrischen Messungen konnte nachgewiesen werden, dass der Neigungswinkel der Hauptstauchung mit zunehmendem Verstärkungsgrad steiler wird. Das bedeutet, wenn man das Fachwerkmodell zugrunde legt, dass der über die Stahlbügelbewehrung abtragbare Belastungsanteil im Vergleich zur unverstärkten Referenz kleiner wird. Der Traganteil der textilen Bewehrung kann aufgrund dieser Änderung nicht, wie oft vereinfacht angenommen, aus der Differenz der Bruchlasten von verstärkten und unverstärkten Bauteilen bestimmt werden.

Die Tragfähigkeit der Verbundfuge zwischen Steg und Verstärkungsschicht ist für die Wirksamkeit einer Querkraftverstärkung von maßgeblichem Einfluss. Ohne konstruktive Maßnahmen der Verankerung ist die Haftzugfestigkeit der Betone das begrenzende Kriterium im Bruchzustand. Optische Anzeichen eines Verbundversagens sind Risse entlang der Grenzschicht von Steg und Verstärkungsschicht bzw. bei Plattenbalken das Öffnen der Fuge zwischen Oberkante Verstärkung und Unterkante Platte. Messbare Anzeichen sind auftretende Relativverschiebungen in der Verbundfuge, die jedoch nur schwer gegenüber den Einflüssen des nichtlinearen Materialsverhaltens abzugrenzen sind.

Der Beginn des Verbundversagens kann anhand der Messungen nicht eindeutig ermittelt werden. Schreitet das Versagen jedoch fort, nehmen auch die Relativverschiebungen messbar zu. Anhand der eigenen Messungen wurde ein relativ frühes Verbundversagen bei einer Belastung deutlich unterhalb der Tragfähigkeit der unverstärkten Referenz festgestellt. Ob die Tragfähigkeit der Verbundfuge generell so niedrig ist, kann nicht verallgemeinert werden. Die Haftzugfestigkeiten des Altbetons (Kapitel 5.4.1) entsprachen nicht den Anforderungen der deutschen Richtlinien (RL SIB [57], ZTV-ING 03, T. 1 [32]), d. h. die Probekörper hätten unter diesen Voraussetzungen nicht verstärkt werden dürfen.

Die Bandbreite der genannten Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit eines (verstärkten) Bauteils verdeutlicht, warum Querkraftmodelle auch heute noch sehr konservative Ergebnisse liefern. Eine genauere Bemessung würde differenzierte Modelle erfordern, aber gleichzeitig den Aufwand für den rechnerischen Nachweis erhöhen.

6 Ableitung von Berechnungsansätzen

In der Praxis können Verstärkungen aus textilbewehrtem Beton nur dann angewendet werden, wenn deren Tragfähigkeit rechnerisch prognostiziert werden kann. Als Grundlage der Berechnung dienen in der Regel die Modelle des Stahlbetons, die empirisch an die Eigenschaften des Verstärkungsmaterials angepasst werden (z. B. Bemessungsansätze des ACI 440.2R-08 [4] bzw. der *fib* TASK GROUP 9.3 [89] für Querkraftverstärkungen mit geklebten Faserverbundkunststoffen).

Für die Ableitung der Berechungsansätze werden oft nur die Traglastdifferenzen zwischen verstärkten und unverstärkten Bauteilen betrachtet (u. a. TRIANTAFILLOU [213], KHALIFA ET AL. [118]). Es wird vorausgesetzt, dass der Traglastunterschied der Tragfähigkeit der Verstärkung entspricht. Nach den Ergebnissen der eigenen Versuche ist diese Annahme jedoch unzutreffend. Die Verstärkung beeinflusst den Lastabtrag über die Stahlbügelbewehrung, indem sie einerseits die Stahldehnung begrenzt und andererseits den Neigungswinkel der Druckstreben verändert (Kapitel 5.8). Folglich kann ein möglicher Berechnungsansatz nur anhand der Gesamttragfähigkeit des Bauteils abgeleitet werden.

Analog zu den Ansätzen des ACI 440.2R-08 [4] bzw. der *fib* TASK GROUP 9.3 [89] wird die Tragfähigkeit der verstärkten Bauteile aus den Anteilen der Stahlbügelbewehrung, der textilen Bewehrung und des Betondruckbogens superponiert. Der separate Ansatz eines Druckbogens erscheint aufgrund der experimentellen Untersuchungen erforderlich, nach denen die unverstärkten Probekörper deutlich höhere Tragfähigkeiten erreichten als die Vorbemessung erwarten ließ (vgl. Tabelle 5.1 mit Tabelle 5.10).

Zur Klärung des Verbundversagens zwischen Steg und Verstärkungsschicht werden die auftretenden Beanspruchungen analysiert. Aufbauend auf die in Kapitel 3 gezeigten Ansätze werden die Schubspannungen zwischen den Teilquerschnitten sowie die Haftzugspannungen infolge der Verankerung der textilen Bewehrung berechnet. Das vorgeschlagene Nachweiskonzept basiert auf zwei Teilen: dem Nachweis der Stegbewehrungen bzw. des Druckbogens (Kapitel 6.1) und dem Nachweis der Verankerung (Kapitel 6.2)

6.1 Querkrafttragfähigkeit bewehrter Bauteile

6.1.1 Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung

Die Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung wird nach den anerkannten Bemessungsverfahren des CEB-FIP MC 2010 [88], der FIP RECOMMENDATIONS (1999) [85] oder der DIN 1045-1 [70] auf Grundlage eines parallelgurtigen Fachwerkmodells bestimmt. Die Druckstreben $D_{w,s}$ sind in den B-Bereichen des Bauteils (Gültigkeit der BERNOULLI-Hypothese) ebenfalls parallel. Im Bereich des Endauflagers sowie in der Nähe von Einzellasten kommt es infolge der konzentrierten Krafteinleitung zu einer fächerförmigen Einschnürung der Druckfelder (REINECK [181]). In diesen Bereichen sind die resultierenden Druckstreben ($D_{A,s}$, $D_{LE,s}$) etwas steiler geneigt als in den B-Bereichen (Bild 6.1).

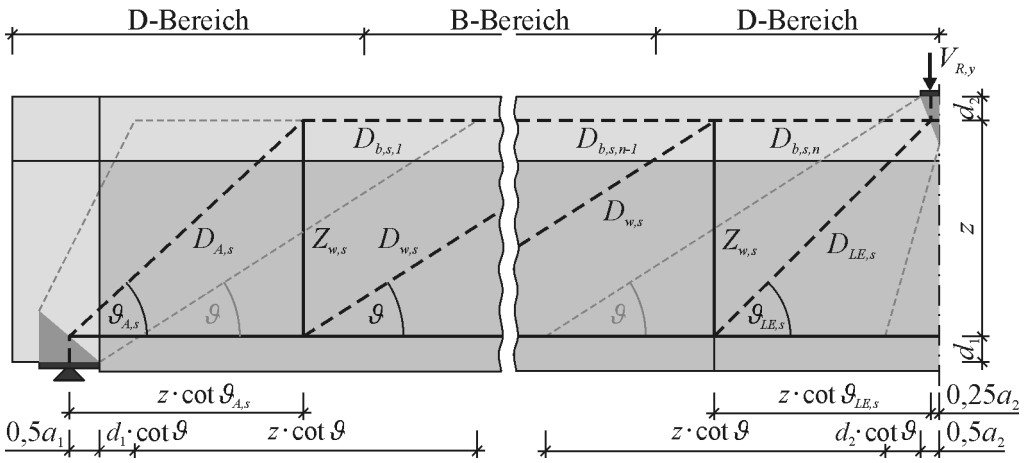


Bild 6.1: Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung

Die Neigung ϑ der Druckstreben wird für die Nachrechnung der eigenen Versuche entsprechend der photogrammetrischen Messungen angesetzt (Kapitel 5.8.2.3). Der Neigungswinkel der Hauptstauchung ist zwar aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons nicht identisch mit dem Neigungswinkel der Hauptdruckspannung, dennoch spiegelt er die Verhältnisse der Versuche realistischer wider als theoretische Neigungswinkel, die mit den empirischen Ansätzen der Normen berechnet sind. Zur Berücksichtigung der Streuungen im Messbereich des Photogrammetriemessfeldes wird der gemittelte Neigungswinkel ϑ_M um den Bereich der Standardabweichung σ_S variiert (Tabelle 6.1).

Im Unterschied zur Rissneigung beinhalten die gemessenen Neigungswinkel der Hauptstauchung bereits mögliche Einflüsse infolge Rissreibung, Dübelwirkung der Längsbewehrung, Einspannung der Betonzähne o. ä., so dass der Traganteil der Stahlbügelbewehrung nach dem Ansatz der DIN 1045-1 [70] berechnet werden kann (Gl. (6.1)). Ein separater Betontraganteil, wie im CEB-FIP MC 2010 [88] oder den FIP RECOMMENDATIONS (1999) [85] enthalten, ist in diesem Fall nicht zu berücksichtigen:

$$V_{R,y} = \frac{A_{w,s}}{s_{w,s}} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \vartheta \tag{6.1}$$

mit:

$\frac{A_{w,s}}{s_{w,s}}$ … Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Meter Bauteillänge

f_y … Stahlspannung

z … rechn. Hebelarm der inneren Kräfte im Bruchzustand der Bauteile

Tabelle 6.1 Druckstrebenneigung im Fachwerk der Stahlbügelbewehrung (Bruchzustand, LS 1 und 2)

Bauteil	$\vartheta = \vartheta_M - \sigma_S$ [1]			$\vartheta = \vartheta_M$ [1]			$\vartheta = \vartheta_M + \sigma_S$ [1]		
	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]
1-BQ-12/0	Keine Messdaten für Laststellung 1 vorhanden.								
	31,2	25,0	36,0	31,7	25,5	36,6	33,4	27,5	38,8
2-BQ-12/0	25,5	19,4	27,5	30,5	24,6	33,7	36,9	32,4	42,1
	24,6	18,6	26,4	27,5	21,4	29,9	33,3	27,9	37,4
2-BQ-12/2	32,9	27,4	36,6	35,9	31,2	40,5	40,5	37,4	46,6
	25,6	19,5	27,5	29,8	23,9	32,7	37,2	32,8	42,2
2-BQ-12/3	32,3	26,6	36,3	33,3	27,8	37,6	33,9	28,5	38,4
	35,8	30,7	41,0	36,5	31,7	42,0	37,1	32,4	42,8
1-PB-G/0	30,6	23,9	37,2	36,4	30,6	44,7	45,1	42,4	55,6
	26,8	20,1	32,4	30,6	23,9	37,2	38,9	33,6	47,9
2-PB-G/0	27,7	21,4	31,4	32,2	26,1	37,1	37,6	32,8	44,2
	35,4	29,9	42,0	36,4	30,9	43,3	36,9	31,5	43,9
2-PB-G/2	33,4	27,4	39,1	35,4	29,8	41,8	38,7	34,0	46,0
	Keine Messdaten für Laststellung 2 vorhanden.								
2-PB-G/3	35,1	29,5	41,3	37,0	31,8	43,7	39,3	34,9	46,8
	35,3	29,7	41,5	36,6	31,4	43,3	38,3	33,5	45,4
2-PB-G/4	38,0	32,8	45,9	38,8	33,8	46,9	39,6	34,9	48,0
	45,9	44,0	56,2	47,6	46,7	58,3	50,1	50,8	61,4
1-PB-S/0	24,6	19,2	29,3	28,9	23,4	34,7	34,0	28,9	41,0
	22,6	17,4	26,9	28,0	22,5	33,6	35,5	30,5	42,8
2-PB-S/0	17,2	12,7	20,2	28,0	22,5	33,6	37,0	32,3	44,7
	17,5	13,0	20,5	22,3	17,1	26,3	28,6	23,2	34,2
2-PB-S/3	30,8	25,5	36,5	32,4	27,2	38,5	34,3	29,3	40,8
	31,7	26,5	37,7	32,7	27,6	39,0	35,6	30,8	42,5
2-PB-S/4	34,2	29,1	41,0	37,1	32,5	44,6	39,4	35,2	47,4
	34,8	29,8	41,8	36,9	32,2	44,4	38,6	34,3	46,4

[1] Mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung nach Photogrammetriemessung (Kapitel 5.8.2.3)

[2] Rechnerische Neigung an Auflager bzw. Lasteinleitung in Abhängigkeit von ϑ (Bild 6.1)

Die Neigungswinkel der Druckstreben an Auflager und Lasteinleitung ($\vartheta_{A,s}$, $\vartheta_{LE,s}$) können aus den geometrischen Bedingungen in Bild 6.1 bestimmt werden. Für den Traganteil der Stahl-

bügelbewehrung sind sie jedoch ohne Belang. Sie werden erst für die spätere Berechung des Druckbogens benötigt (Kapitel 6.1.3).

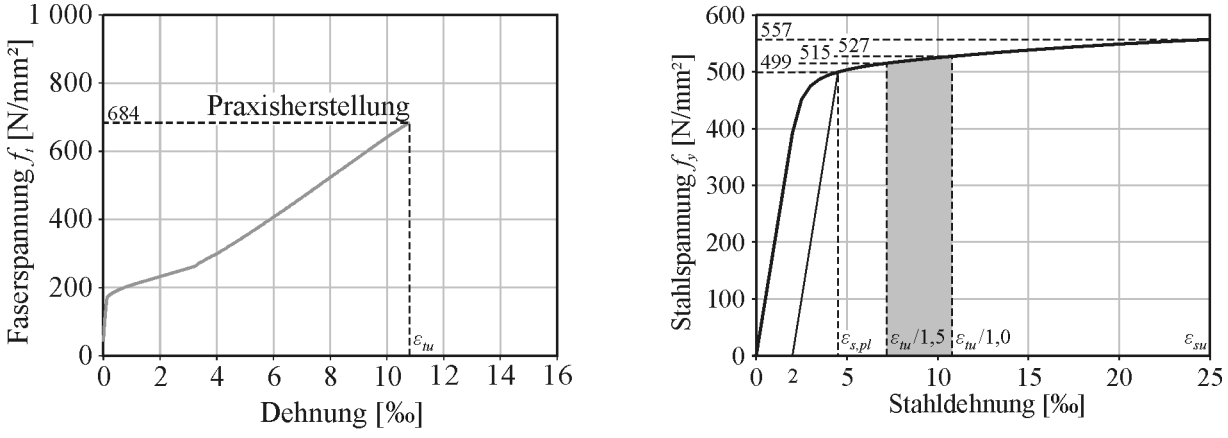
Die Stahlbügelbewehrung der Bauteile wird im Bruchzustand sehr unterschiedlich ausgenutzt, wie die experimentellen Untersuchungen gezeigt haben (Kapitel 5.8.1, 5.8.2.1). Bei den Balken tritt das Versagen kurz nach dem Überschreiten der Streckgrenze ein, während die gedrungenen Plattenbalken eine Ausnutzung der Stahlbügelbewehrung bis zu deren Zugfestigkeit zulassen.

Ähnliche Unterschiede treten zwischen verstärkten und unverstärkten Bauteilen auf. Die Bruchdehnung der textilen Bewehrung ist aufgrund des fehlenden Fließvermögens deutlich geringer als die der Stahlbügelbewehrung, so dass die textile Bewehrung die Stahldehnung im Bruchzustand der Bauteile begrenzt (vorausgesetzt, die Biegedruckzone versagt nicht vorher).

Die tatsächlichen Dehnungen der Stegbewehrungen konnten anhand der Versuchsergebnisse nicht ermittelt werden, wie ausführlich in Kapitel 5.8.2.5 erläutert wurde. Die oberflächigen Messungen lassen lediglich eine grobe Abschätzung der Dehnungsverhältnisse zu. In Richtung der textilen Bewehrung betragen die Dehnungen im Bruchzustand etwa das 1,0- bis 1,5fache der Dehnungen in Richtung der Stahlbügelbewehrung.

Überträgt man dieses Dehnungsverhältnis auf die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls, wohlwissend dass die Mitwirkung des Altbetons unberücksichtigt bleibt, kann man die Stahlspannung f_y im Bruchzustand der textilen Bewehrung nach Bild 6.2 stark vereinfacht abschätzen:

$$f_y\left(\frac{\varepsilon_{tu}}{1,0}\right) \le f_y \le f_y\left(\frac{\varepsilon_{tu}}{1,5}\right) \tag{6.2}$$



a) ansetzbare Textilspannung b) ansetzbare Stahlspannung

Bild 6.2: Grenzwerte der Stahlspannung bei Dehnungsverhältnissen von 1,0 bis 1,5

Der notwendige Hebelarm der inneren Kräfte (Gl. (6.1)) wurde mit Hilfe des Querschnittsbemessungsprogramms INCA 2 [106] berechnet. Die Materialeigenschaften des Betons (Tabelle 5.5: $f_{cm,zyl}$, E_{cm}) wurden als Mittelwerte der Regelprüfungen am Prüftag des jewei-

ligen Bauteils angesetzt. Die Betonstahlbewehrung wurde für die Querschnittsbemessung mit Hilfe der mittleren Spannungs-Dehnungs-Linie der Stahlprüfung idealisiert.

6.1.2 Fachwerkmodell der textilen Bewehrung

Das Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung kann auf die textile Bewehrung nicht ohne weiteres übertragen werden, da den Zugstreben der notwendige Anschluss an die Biegedruckzone fehlt. Die textile Bewehrung endet zumindest in einem Teil der Stützweite außerhalb der Druckzone, so dass ein Kräftegleichgewicht wie in Bild 6.1 nicht gegeben ist.

Dass Verstärkungen auch außerhalb der Biegedruckzone verankert werden können, belegen die gestiegenen Tragfähigkeiten, die in den eigenen Versuchen gegenüber der unverstärkten Referenz erreicht wurden. Für den Anschluss der Zugstreben muss es folglich eine andere Lösung als die Verankerung in der Biegedruckzone geben.

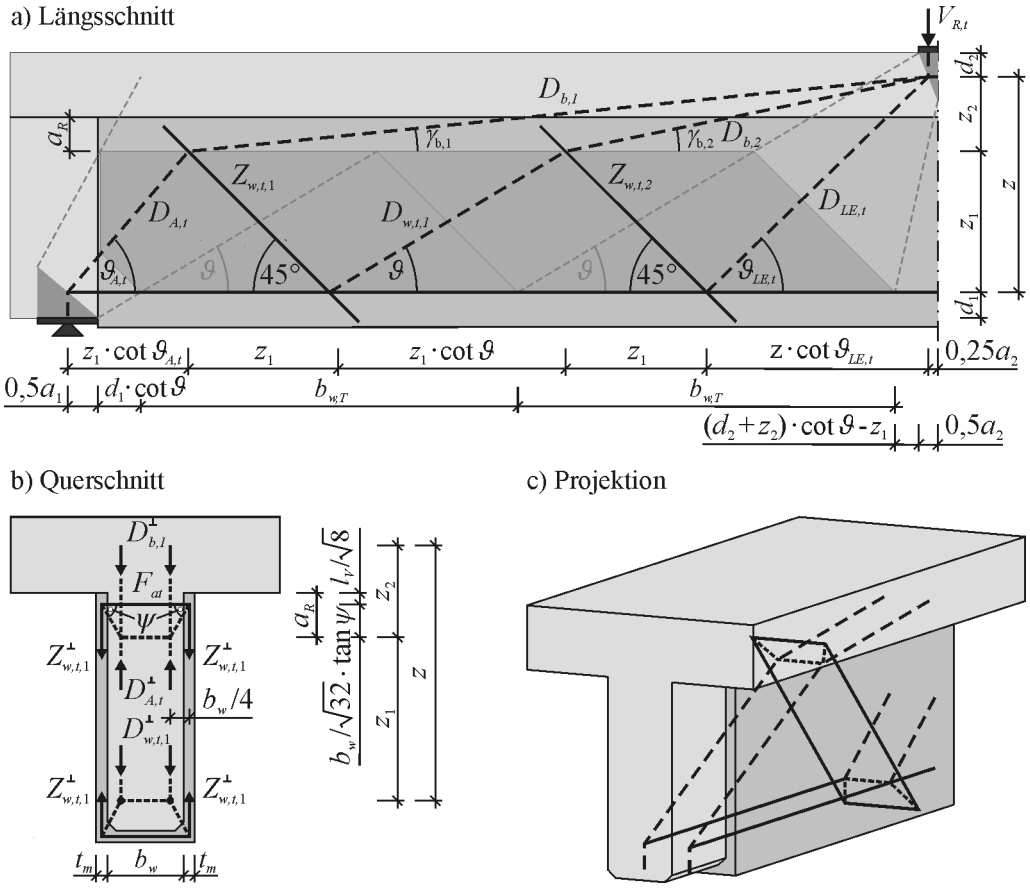


Bild 6.3: Stabwerkmodell der textilen Bewehrung

Eine Möglichkeit ist, den bogenförmigen Lastabtrag nach der Vorstellung der Hauptspannungstrajektorien (Bild 1.1) durch doppelt geneigte Druckstreben zu idealisieren, die sich alle unterhalb der Einzellast treffen (Bild 6.3a). Über die Zugstreben werden mehrere Druckbögen mit Zugband miteinander gekoppelt. Infolge der Kopplung ist am Auflager eine steilere Nei-

gung der Druckstrebe möglich als bei einem einfachen, durchgängigen Bogen. Die Folge der steileren Neigung ist, dass bei gleicher Ausnutzung der Betondruckfestigkeit höhere Querkräfte abgetragen werden können.

Der Neigungswechsel innerhalb der Druckstrebe ermöglicht im Modell den Anschluss der schrägen Zugstreben. Im Querschnitt werden die Zugstreben der textilen Bewehrung über einen Druckbogen mit Zugband (Bild 6.3b) am Steg verankert. Das Zugband im Querschnitt wird entweder durch die Haftzugfestigkeit des Alt- und Feinbetons oder durch Verankerungselemente realisiert, die z. B. die beiden Seitenflächen der Verstärkung durch den Steg hindurch gegeneinander verspannen. Eine Verankerung in der Druckzone ist nach dem vorgeschlagenen Modell nicht notwendig.

Der minimale Abstand a_R zwischen der Höhe z_1 des Neigungswechsels innerhalb der Druckstrebe und der Unterkante der Platte wird durch die Verankerungslänge der textilen Bewehrung l_V und den Neigungswinkel ψ des Druckbogens im Querschnitt bestimmt. Aufgrund der Neigung der Zugstreben ist die vertikale Projektion der Verankerungslänge maßgebend.

Die Verankerungslänge der textilen Bewehrung wird nach Kapitel 5.5 angesetzt. Auf eine zusätzliche Abminderung der Verankerungslänge (2/3 l_V) im Wirkungsbereich der Betondruckstreben wird verzichtet, da die Bewehrung im Randbereich des Bauteils liegt und keine Umschnürung zur Aufnahme von Querzugspannungen vorliegt. Die Neigung ψ des Betondruckbogens wird vergleichend mit einer Untergrenze von 45° (größte Haftzugkraft F_{at}) und einer Obergrenze von 60° (geringste Tragfähigkeit der Zugstreben $Z_{w,t,1}$) angenommen.

Im Unterschied zum herkömmlichen Fachwerkmodell wurde im Längsschnitt des Stabwerkes der horizontale Druckgurt durch schräge Druckstreben ersetzt, da angenommen wird, dass die Verstärkung vollständig im Bereich der Biegezugzone liegt. Der direkte Anschluss der Druckstreben an die Einzellast (Bild 6.3) hat jedoch den Nachteil, dass das Stabwerkmodell geometrieabhängig ist. Je nach Entfernung der Zugstrebe von der Einzellast sind die oberen Druckstreben $D_{b,i}$ unterschiedlich geneigt. Folglich ist auch der Neigungswinkel zwischen unterer und oberer Druckstrebe unterschiedlich groß, so dass die Beanspruchung der Zugstreben in Abhängigkeit von deren Lage variiert.

Die oberen Druckstreben führen zu einer Entlastung der Zugstreben, da sie über ihre Neigung einen Teil der Querkräfte abtragen. Mit zunehmendem Abstand zur Einzellast wird der Neigungswinkel γ_b der oberen Druckstreben aber immer flacher und nähert sich der Horizontalen an. Unmittelbar am Auflager wird nur noch ein geringer Querkraftanteil über die Druckstrebe übertragen, die angeschlossene Zugstrebe ist am höchsten beansprucht. Die entlastende Wirkung der oberen Druckstreben wird vernachlässigbar gering, so dass es sinnvoll erscheint, das Stabwerkmodell durch die Einführung eines horizontalen Druckgurtes zu vereinfachen (Bild 6.4).

Die Neigung ϑ der unteren Betondruckstrebe wird analog zur Bemessung der Stahlbügelbewehrung mit dem gemessenen Neigungswinkel der Hauptstauchung angenommen (vgl. Kapitel 6.1.1). Unterschiede gibt es nur in den Druckstrebenneigungen an Auflager und Lasteinleitung ($\vartheta_{A,t}$, $\vartheta_{LE,t}$), die von den geometrischen Bedingungen abhängen (Bild 6.4). Von Einfluss ist u. a. der Randabstand a_R, der je nach Verankerungslänge l_V der Verstärkung und angenommener Neigung ψ des Druckbogens im Querschnitt variiert. In Tabelle 6.2 sind die

rechnerischen Anstiege der Druckstreben für eine Bogenneigung ψ von 45° zusammengefasst. Bei einer Bogenneigung ψ von 60° im Verankerungsbereich der textilen Bewehrung wären die Druckstreben am Auflager um bis zu 3° flacher geneigt.

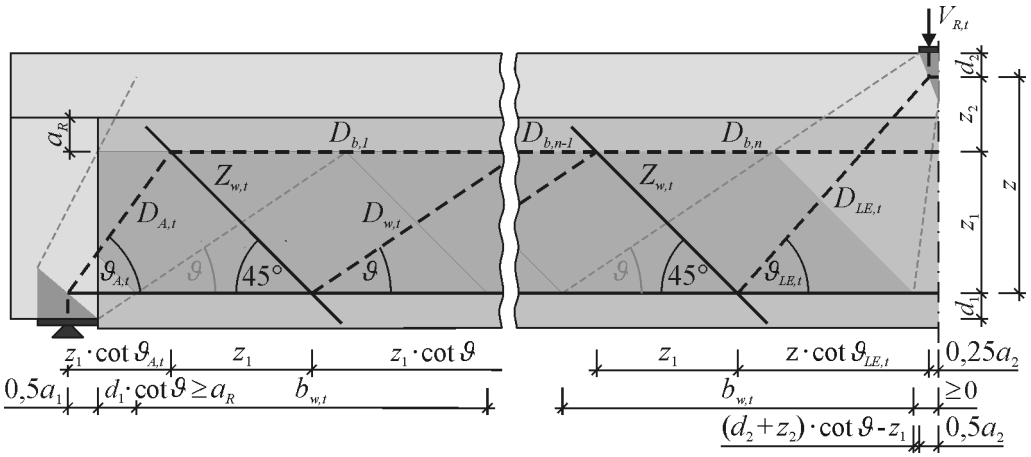


Bild 6.4: Vereinfachtes Stabwerk

Tabelle 6.2 Neigungswinkel der Druckstreben im Bruchzustand **($\psi = 45°$)**

Bauteil	$\vartheta = \vartheta_M - \sigma_S$ [1]			$\vartheta = \vartheta_M$ [1]			$\vartheta = \vartheta_M + \sigma_S$ [1]		
	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]	ϑ_A [2]	ϑ	ϑ_{LE} [2]
2-BQ-12/2	37,7	27,4	37,9	41,9	31,2	43,2	48,2	37,4	51,7
	28,0	19,5	26,6	33,5	23,9	32,9	43,6	32,8	45,5
2-BQ-12/3	36,3	26,6	36,5	37,6	27,8	38,2	38,4	28,5	39,2
	40,8	30,7	42,5	41,9	31,7	43,8	42,7	32,4	44,8
2-PB-G/2	37,6	27,4	39,4	40,4	29,8	42,9	44,9	34,0	48,7
	Keine Messdaten für Laststellung 2 vorhanden.								
2-PB-G/3	39,5	29,5	41,7	42,0	31,8	44,8	44,9	34,9	48,9
	39,7	29,7	41,9	41,6	31,4	44,3	43,7	33,5	47,1
2-PB-G/4	41,9	32,8	45,8	42,8	33,8	47,1	43,8	34,9	48,4
	50,9	44,0	59,0	52,8	46,7	61,8	55,5	50,8	66,0
2-PB-S/3	34,7	25,5	37,4	37,0	27,2	40,0	39,6	29,3	43,1
	36,0	26,5	38,9	37,4	27,6	40,6	41,5	30,8	45,3
2-PB-S/4	39,0	29,1	42,5	43,1	32,5	47,3	46,4	35,2	51,2
	39,9	29,8	43,6	42,8	32,2	47,0	45,2	34,3	49,9

[1] Neigungswinkel der Hauptstauchung nach Photogrammetriemessung (Kapitel 5.8.2.3)

[2] Rechnerische Neigung an Auflager bzw. Lasteinleitung in Abhängigkeit von a_R, ϑ (Bild 6.4)

Die Tragfähigkeit der textilen Zugstreben wird ebenfalls nach dem Verfahren der DIN 1045-1 [70] berechnet:

$$V_{R,t} = \frac{A_{w,t}}{s_{w,t}} \cdot f_t \cdot b_{w,t} \cdot \sin\alpha \tag{6.3}$$

mit:

$\frac{A_{w,t}}{s_{w,t}}$ … Querschnittsfläche der textilen Bewehrung je Meter Bauteillänge

f_t … Faserspannung im Bruchzustand der Dehnkörper

$b_{w,t}$ … Breite der Zugstreben

α … Winkel der textilen Bewehrung zur Bauteilachse

Für die Breite der Zugstreben sind aufgrund der Neigung der textilen Bewehrung folgende Randbedingungen maßgebend. An den auflagernahen Enden der Verstärkung müssen die Zugkräfte der textilen Bewehrung genau wie am oberen Rand verankert und auf die Druckstreben im Längsschnitt abgestützt werden. Voraussetzung dafür ist, dass das Druckfeld am Auflager die Resultierende der Biegezugbewehrung in einer Entfernung von mindestens a_R von der Auflagervorderkante schneidet. Im Bereich der Lasteinleitung darf die Zugstrebe die Wirkungslinie der Einzellast nicht kreuzen (Bild 6.4). Je nach Erfüllung der beiden Voraussetzungen, können die Breite der Zugstrebe $b_{w,t}$ sowie die Neigungswinkel $\vartheta_{A,t}$ und $\vartheta_{E,t}$ für 45°-geneigte Bewehrungen nach dem Auswahlschema in Bild 6.5 berechnet werden:

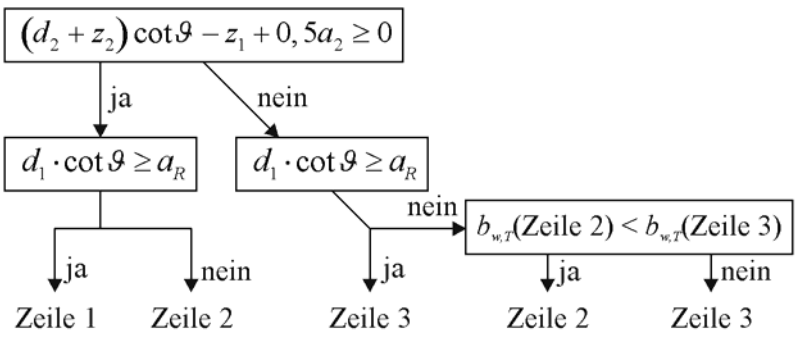


Bild 6.5: Auswahlschema für die Berechnungsgleichungen in Tabelle 6.3

Tabelle 6.3 Berechnungsgleichungen für Fachwerkmodell der textilen Bewehrung

	$b_{w,t}$	$\cot \vartheta_A$	$\cot \vartheta_{LE}$
1	$z_1 \cdot (\cot \vartheta + 1)$	$\frac{2d_1 \cot \vartheta + z_1(\cot \vartheta - 1) + a_1}{2z_1}$	$\frac{2d \cot \vartheta - z_1(\cot \vartheta + 1) + 0{,}5a_2}{2z}$
2	$z_1 \cdot (\cot \vartheta + 1)$ $+d_1 \cot \vartheta - a_R$	$\frac{d_1 \cot \vartheta + z_1(\cot \vartheta - 1) + a_1 + a_R}{2z_1}$	$\frac{(2d - d_1)\cot \vartheta - z_1(\cot \vartheta + 1) + 0{,}5a_2 + a_R}{2z}$
3	$d \cot \vartheta$ $+0{,}5 \cdot a_2$	$\frac{(2d_1 + d)\cot \vartheta - 2z_1 + a_1 + 0{,}5a_2}{2z_1}$	$\frac{d \cot \vartheta}{2z}$

6.1.3 Betondruckbogen

Bei einem Druckbogen werden die Querkräfte über die Neigung der Bogennormalkraft abgetragen. Eine zusätzliche Stegbewehrung in Form von Stahlbügeln oder textiler Bewehrung ist nicht erforderlich, so lange die Umlenkspannungen des Bogens die Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten.

Bei einem Einfeldträger mit Einzellast wird der Druckbogen üblicherweise als Sprengwerk idealisiert, d. h. die Belastung wird über zwei direkte Druckstreben zu den Auflagern geleitet, ohne dass Umlenkspannungen auftreten (Bild 6.6). In den Rissbildern der geprüften Probekörper zeigen die Schubrisse jedoch einen gekrümmten Verlauf, der annehmen lässt, dass die Druckstreben durch die Biegerisse bogenförmig umgelenkt werden (Bild 6.7).

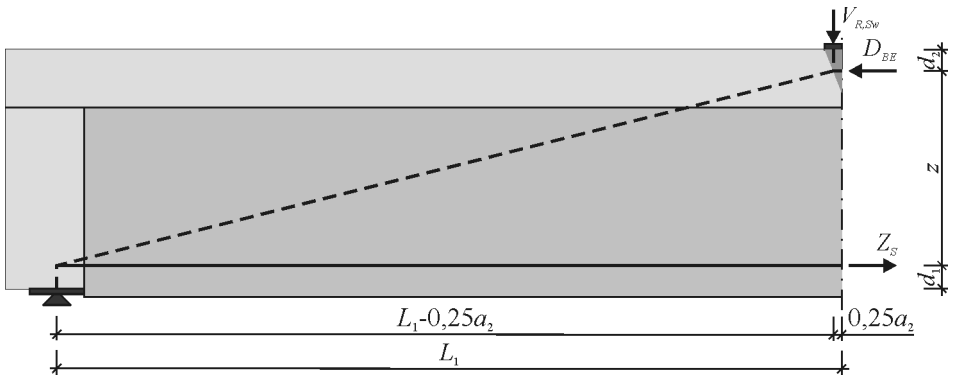


Bild 6.6: Klassisches Sprengwerk

Für die eigenen Berechnungen wird von einem parabelförmigen Druckbogen ausgegangen. Der Scheitelpunkt der Parabel liegt abhängig von der Bogenneigung ϑ_A am Auflager links bzw. rechts der Einzellast (Bild 6.7a bzw. b). Die Umlenkspannungen des Bogens sind in Richtung ihrer Orientierung schraffiert und als Resultierende U_R zusammengefasst.

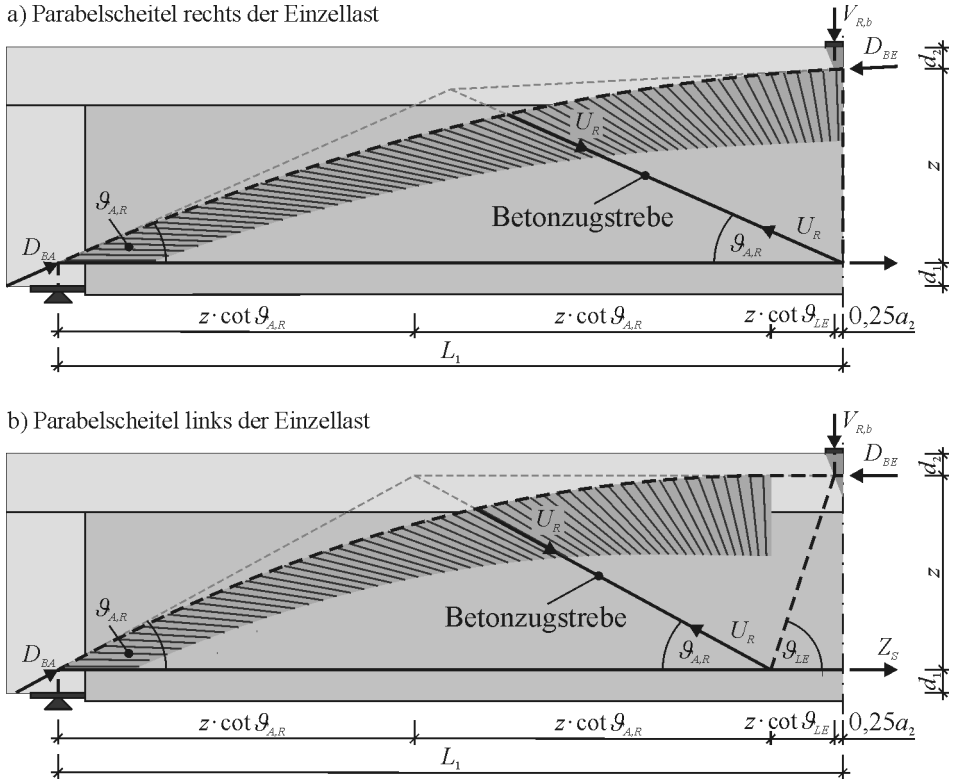


Bild 6.7: Betondruckbogen mit Zugband

Die auflagernahen Druckstreben ϑ_A sind in den Fachwerkmodellen der Stahlbügelbewehrung (Kapitel 6.1.1) bzw. der textilen Bewehrung (Kapitel 6.1.2) unterschiedlich geneigt, so dass auch für den Druckbogen verschiedene Anstiege denkbar sind. Sinnvoll erscheint die Annahme einer resultierenden Neigung, indem die Druckstreben beider Fachwerke paarweise superponiert werden (Bild 6.8). Zusammengehörig sind immer die Fachwerke mit dem selben Neigungswinkel ϑ im Biegebereich des Trägers.

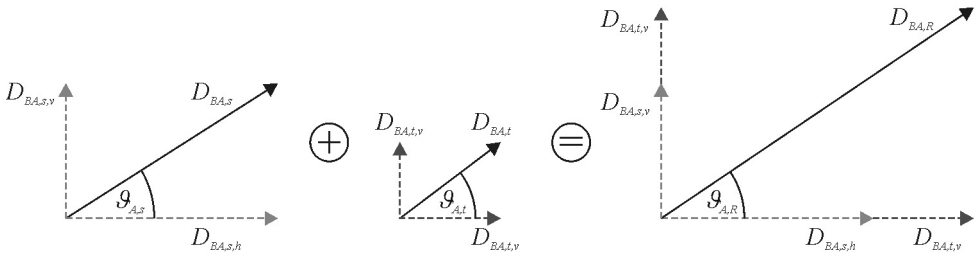


Bild 6.8: Resultierende Neigung der Druckstreben am Auflager

Die Neigung $\vartheta_{A,t}$ der Druckstrebe im Fachwerkmodell der textilen Bewehrung ist nach Kapitel 6.1.2 von der Neigung ψ des Druckbogens zur Verankerung der textilen Bewehrung abhängig (Bild 6.3b). Für die Berechnung der resultierende Neigung $\vartheta_{A,R}$ der Druckstrebe am Auflager wird die Neigung $\vartheta_{A,t}$ mit den steileren Anstiegen angenommen, die in Tabelle 6.2

für die Bogenneigung ψ von 45° angegeben sind. Grund hierfür ist, dass die Umlenkspannungen innerhalb des Druckbogens umso größer sind, je steiler der Anstieg am Auflager ist. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für den Druckbogen erreicht, sobald die Umlenkspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Der Nachweis der Druckspannungen am Auflager des Bogens ist für die meisten Probekörper nicht maßgebend, so dass auf die zusätzliche Betrachtung einer unteren Grenze der Bogenneigung verzichtet wird.

In den späteren Berechnungen des Druckbogens (Kapitel 6.1.4) wird der Neigungswinkel ϑ vergleichend zwischen dem Ansatz der DIN 1045-1 [70] und den Neigungswinkeln der photogrammetrischen Messungen variiert. In der Bezeichnung der Bogenvarianten wird die Abhängigkeit der resultierenden Neigung $\vartheta_{A,R}$ von der Neigung ϑ im Biegebereich zur Unterscheidung genutzt (z. B. Bogen bei Ansatz der Druckstrebenneigung nach DIN 1045-1 [70]).

Nach dem Gleichgewicht der inneren Kräfte hat jede Abweichung des Druckgurtes vom geraden Verlauf des Sprengwerkes eine veränderliche Normalkraft im Druckgurt zur Folge (Bild 6.9). Am Auflager (D_{BA}) ist die Beanspruchung durch die Stützkraft und die Neigung des Druckbogens bestimmt, während unter der Einzellast (D_{BE}) das Momentengleichgewicht maßgebend ist. Die Folge der veränderlichen Normalkraft ist, dass die Umlenkspannungen des Bogens nicht senkrecht zur Bogenlinie verlaufen (Bild 6.7).

Durch die Bogenneigung $\vartheta_{A,R}$ am Auflager und den Hebelarm z der inneren Kräfte ist die Parabel des Druckbogens eindeutig bestimmt. Die Resultierende U_R der Umlenkspannungen ist in ihrer Lage und Neigung durch die Normalkräfte D_{BA} und D_{BE} an den Bogenenden vorgegeben (Bild 6.9).

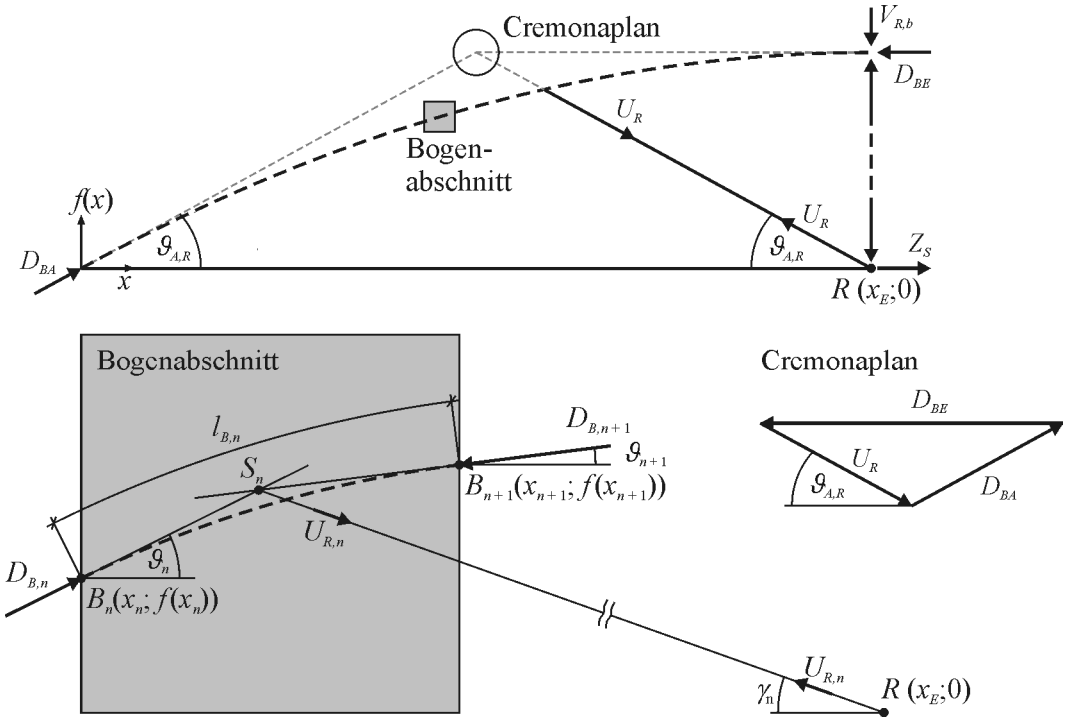


Bild 6.9: Kräftegleichgewicht am Bogenabschnitt

Die Umlenkspannungen werden an kurzen Bogenabschnitten berechnet, für die mit ausreichender Genauigkeit von einer konstanten Spannungsverteilung über die Bogenlänge und Stegbreite ausgegangen werden kann. Die Resultierende $U_{R,n}$ des Bogenabschnitts wird auf den Schnittpunkt R von Längszugkraft und Umlenkkraft des gesamten Bogens gerichtet. Die Neigung γ_n der Umlenkspannungen gibt gleichzeitig die Änderung der Normalkraft über die Bogenlänge vor (Bild 6.9).

Tabelle 6.4 Berechnungsgleichungen für den Druckbogen (Bild 6.7)

	Parabelscheitel rechts der Einzellast	Parabelscheitel links der Einzellast
$f(x)$	$\left(\frac{z}{L_1^2}-\frac{\tan\vartheta_A}{L_1}\right)x^2+\tan\vartheta_A\cdot x$	$-\frac{\tan^2\vartheta_A}{4z}\cdot x^2+\tan\vartheta_A\cdot x$
$f'(x)$	$2\left(\frac{z}{L_1^2}-\frac{\tan\vartheta_A}{L_1}\right)x+\tan\vartheta_A$	$-\frac{\tan^2\vartheta_A}{2z}\cdot x+\tan\vartheta_A$
D_{BA}	$\frac{L_2}{L\cdot\sin\vartheta_A}\cdot F$	$\frac{L_2}{L\cdot\sin\vartheta_A}\cdot F$
D_{BE}	$\frac{L_1L_2}{z\cdot L\cdot\cos\vartheta_E}\cdot F$	$\frac{L_1L_2}{z\cdot L}\cdot F$
$D_{B,n+1}$	$\frac{\sin(180-\gamma-\vartheta_n)}{\sin(\vartheta_{n+1}+\gamma)}\cdot D_{B,n}$	$\frac{\sin(180-\gamma-\vartheta_n)}{\sin(\vartheta_{n+1}+\gamma)}\cdot D_{B,n}$
U_R	$\frac{L_2\cdot F}{L\cdot z}\sqrt{(z-L_1\tan\vartheta_A)^2+(L_1-z\cot\vartheta_A)^2}$	$\frac{L_2\cdot F}{L\cdot\sin\vartheta_A}$
U_n	$\frac{\sin(\vartheta_n-\vartheta_{n+1})}{\sin(\vartheta_{n+1}+\gamma)}\cdot D_{B,n}$	$\frac{\sin(\vartheta_n-\vartheta_{n+1})}{\sin(\vartheta_{n+1}+\gamma)}\cdot D_{B,n}$
l_B	$\frac{(\sinh t\cdot\cosh t+t)\cdot L_1^2}{4(z-L_1\tan\vartheta_A)}$	$-\frac{(\sinh t\cdot\cosh t+t)\cdot z}{\tan^2\vartheta_A}$
t	$\operatorname{arcsinh}\left[2\left(\frac{z}{L_1^2}-\frac{\tan\vartheta_A}{L_1}\right)x+\tan\vartheta_A\right]$	$\operatorname{arcsinh}\left[-\frac{\tan^2\vartheta_A}{2z}x+\tan\vartheta_A\right]$
$\tan\gamma$	$\frac{2\left(\frac{z}{L_1^2}-\frac{\tan\vartheta_A}{L_1}\right)\cdot x_n x_{n+1}+\tan\vartheta_A(x_n+x_{n+1})}{x_n+x_{n+1}-2L_1}$	$\frac{\left[-x_n x_{n+1}\tan^2\vartheta_A+2z(x_n+x_{n+1})\tan\vartheta_A\right]}{2z(x_n+x_{n+1}-4z\cot\vartheta_A)}$

Die Zugfestigkeit des Betons, die den Umlenkspannungen des Bogens entgegensteht, wird mit einem unteren Grenzwert von $f_{ctk;0,05}$ angenommen (Gl. (6.4), der nach DIN 1045-1 [70]

dem charakteristischen Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit entspricht. Als obere Grenze wird die Spaltzugfestigkeit gemäß der Materialprüfung angesetzt (Tabelle 5.5).

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \tag{6.4}$$

mit:

$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ … Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit

$f_{ck} = f_{cm,zyl} - 8$ N/mm² … charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit

$f_{cm,zyl}$ … Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit (Tabelle 5.5)

6.1.4 Anwendung der Modelle auf eigene Versuche

Die Eignung der vorgeschlagenen Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit unverstärkter wie verstärkter Bauteile wird im Folgenden anhand der eigenen Versuche überprüft. Der Vergleich erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Für jeden Probekörper wird unter Ansatz der mittleren Materialeigenschaften nach Kapitel 5.4 der rechnerische Traganteil der beiden Stegbewehrungen (Kapitel 6.1.4.1, 6.1.4.2) sowie der mögliche Traganteil eines Druckbogens (Kapitel 6.1.4.3) bestimmt. Auftretende Abweichungen gegenüber den experimentellen Untersuchungen werden prozentual beurteilt, indem die rechnerischen Traganteile auf die mittlere, geprüfte Bruchlast der jeweils unverstärkten Referenz bezogen werden. Die gleiche Basis der bezogenen Tragfähigkeit hat den Vorteil, dass die einzelnen Traganteile der Modelle direkt miteinander verglichen werden können.

Der Neigungswinkel ϑ der Druckstreben, der allen drei Berechnungsmodellen zu Grunde liegt, wird für jeden Probekörper mit dem Mittelwert ϑ_M der photogrammetrischen Messung im Bruchzustand angenommen. Zur Berücksichtigung der Streuungen im Messfeld wird der Neigungswinkel zudem um den Bereich der Standardabweichung σ_s variiert. Im Vergleich zum Mittelwert ist die Standardabweichung mit bis zu 10° verhältnismäßig groß (Bild 6.10). Ursache sind die z. T. erheblichen Unterschiede zwischen den Dehnungen im Messfeld, die vor allem bei den unverstärkten Probekörpern infolge der unregelmäßigen Rissbildung auftreten.

Als weitere Variante der Nachrechnung wird der Neigungswinkel ϑ nach den Forderungen der DIN 1045-1 [70] (Kapitel 5.3.1, Gl. (5.1), (5.2)) angesetzt, um den Vergleich zu bisher üblichen Berechnungsverfahren herzustellen. Gegenüber den gemessenen Neigungswinkeln ϑ ist der Neigungswinkel ϑ_{DIN} nach DIN 1045-1 überwiegend steiler, wie die große Anzahl der Messpunkte unterhalb der gestrichelten Linie in Bild 6.10 verdeutlicht.

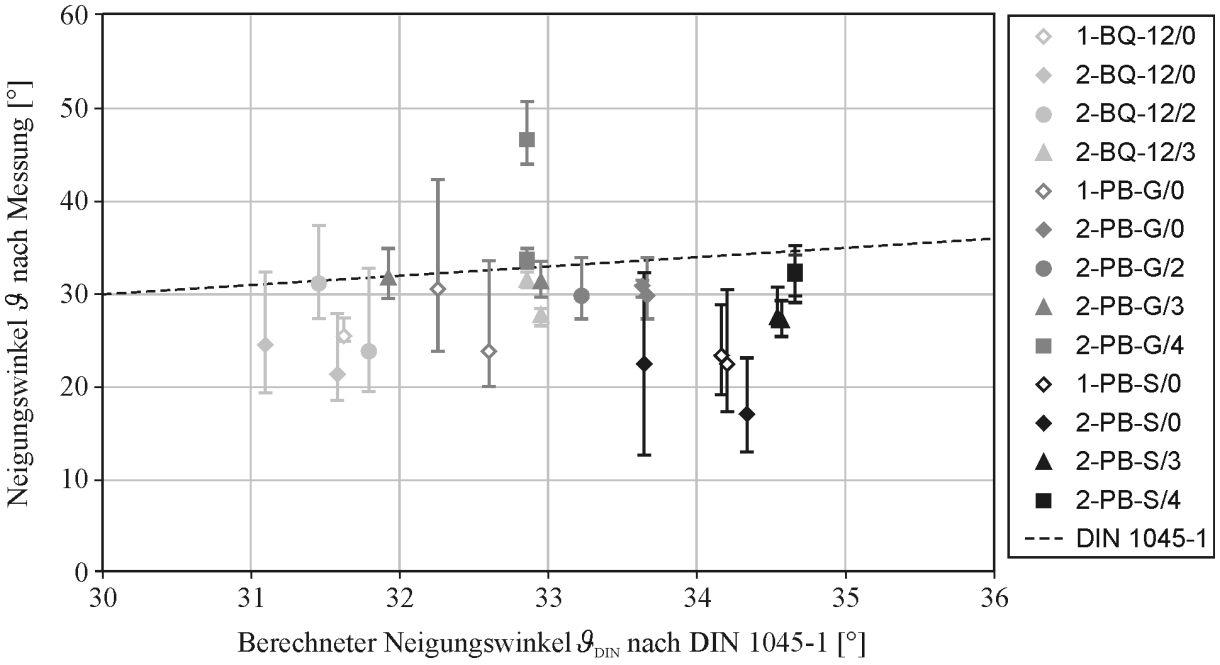


Bild 6.10: Druckstrebenwinkel im Vergleich zur DIN 1045-1 [70]

6.1.4.1 Querkrafttragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung

Das Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung (Kapitel 6.1.1) wird anhand der unverstärkten Referenzproben geprüft, deren Tragfähigkeit nach dem Ansatz der DIN 1045-1 ausschließlich auf die Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung (inklusive Rissreibung) zurückzuführen ist. Die vorhandene Stahlspannung im Bruchzustand der Probekörper konnte messtechnisch leider nicht bestimmt werden (Kapitel 5.8.2.5), so dass die rechnerische Tragfähigkeit durch eine sinnvolle Begrenzung der Stahlspannung einzuschranken ist.

In der Nachrechnung wird die Stahlspannung zwischen der Streckgrenze $f_y(\varepsilon_{s,pl}) = 499$ N/mm² und der Zugfestigkeit $f_y(\varepsilon_{s,su}) = 557$ N/mm² variiert (Bild 6.2b). Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 6.11 getrennt nach dem angesetzten Druckstrebenwinkel dargestellt.

Ähnlich wie in der Vorbemessung (Kapitel 5.3) liegen nahezu alle rechnerischen Tragfähigkeiten unterhalb der geprüften Bruchlast der Referenz mit einer bezogenen Tragfähigkeit von 1,0. Besonders groß sind die Abweichungen bei Ansatz des Druckstrebenwinkels nach DIN 1045-1 (Bild 6.11 links oben). Nur ein Anteil von durchschnittlich 41 % (Ausnutzung der 2%-Dehngrenze) bis 43 % (Ausnutzung der Zugfestigkeit) der geprüften Bruchlast kann nach dem Fachwerkmodell erklärt werden.

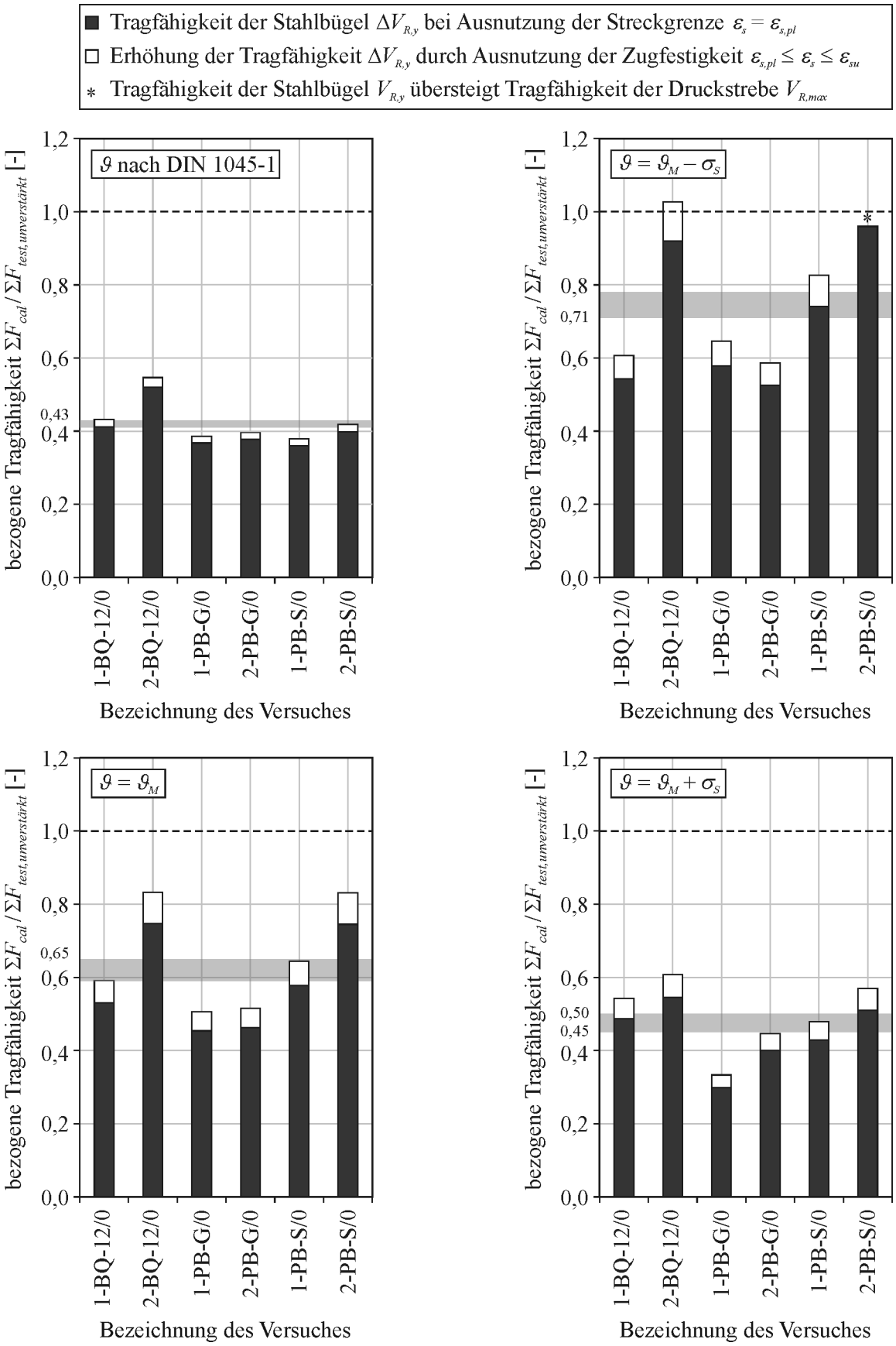


Bild 6.11: Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung zur Bruchlast der unverstärkten Referenzbauteile

Die fehlende Differenz zur geprüften Bruchlast ist nicht allein auf eine flachere Neigung der Druckstreben zurückzuführen, wie die Berechnungen mit Ansatz der gemessenen Neigungswinkel zeigen (Bild 6.11 oben rechts und unten). Die Tragfähigkeit ist nach dem Fachwerkmodell zwar rechnerisch höher, liegt aber zumindest für den Mittelwert der Neigung ϑ_M immer noch unterhalb der geprüften Bruchlast. Daraus ist zu schließen, dass ein Teil der Belastung über andere Tragmechanismen abgeleitet werden muss. Ausgegangen wird von einem zusätzlichen Druckbogen, der über die Neigung der Bogennormalkraft wesentliche Anteile der Querkraft übernehmen kann, wie bereits LEONHARDT [129] dokumentierte.

Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen wird bei Ansatz des minimalen Druckstrebenwinkels von ϑ_M–σ_S erreicht, es bleibt aber kritisch zu hinterfragen, wie realistisch Neigungswinkel unterhalb der Grenzneigung von 18,4° (DIN 1045-1 [70]) sind. Eine sehr flache Neigung führt im rechnerischen Nachweis zu Versagensarten, die in den experimentellen Untersuchungen nicht beobachtet wurden (z. B. theoretisches Druckstrebenversagen beim unverstärkten Plattenbalken 2-PB-S, Bild 6.11 oben rechts). Mit dem Ausschluss dieser Versagensart ist aber auch der rechnerisch angesetzte Neigungswinkel anzuzweifeln.

Der Neigungswinkel ϑ_{DIN} nach DIN 1045-1 [70] führt in den Berechungen zu relativ gleichmäßigen Abweichungen gegenüber der geprüften Tragfähigkeit der unverstärkten Referenz (Bild 6.11 oben rechts). Die Querschnittsgeometrie der Probekörper (Balken oder Plattenbalken) scheint kaum von Einfluss. Lediglich die höhere Betonfestigkeit der Serie 1 im Vergleich zur Serie 2 spiegelt sich in einer etwas geringeren, bezogenen Tragfähigkeit wider, da die Bruchlast des Referenzbauteils höher ist.

Bei Ansatz der gemessenen Druckstrebenwinkel weisen die bezogenen Tragfähigkeiten eines Bauteils erhebliche Streuungen auf, so dass die Abweichungen gegenüber der geprüften Bruchlast schwer zu interpretieren sind (Bild 6.11). Die Tragfähigkeit der Balken BQ-12 wird beispielsweise zutreffender als die der Plattenbalken PB-G berechnet. Möglicherweise deutet die höhere bezogene Tragfähigkeit der Balken auf einen geringeren, prozentualen Traganteil des Betondruckbogens im Vergleich zu den Plattenbalken hin. Es sind aber auch andere Deutungen nicht auszuschließen. So könnten zufällige Streuungen im Rissbild den Druckstrebenwinkel und damit die rechnerischen Tragfähigkeiten beeinflussen.

Für die Unterschiede der bezogenen Tragfähigkeiten von Serie 1 und 2 sind ähnliche Schlussfolgerungen denkbar. Der gemessene Druckstrebenwinkel ϑ beinhaltet den Einfluss der in Serie 1 höheren Betonfestigkeit auf das Tragverhalten der Probekörper. Die in diesem Fall geringere bezogene Tragfähigkeit könnte einen höheren Druckbogenanteil gegenüber von Serie 2 bedeuten. Die wenigen Messungen lassen aber auch hier zufällige Streuungen nicht ausschließen.

Generell ist anhand der vorliegenden Ergebnisse festzustellen, dass die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils sowohl unter Ansatz des Druckstrebenwinkels nach DIN 1045-1 als auch unter Ansatz des mittleren gemessenen Druckstrebenwinkels berechnet werden kann. Die Ergebnisse liegen bei alleinigem Ansatz eines parallelgurtigen Fachwerkmodells jedoch stark auf der sicheren Seite.

6.1.4.2 Querkrafttragfähigkeit der textilen Bewehrung

Die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung ist nach den Erkenntnissen zum Druckstrebenwinkel (Kapitel 5.8.2.3, Kapitel 5.8.2.6) nicht der Traglastdifferenz von verstärkten und unverstärkten Bauteilen gleichzusetzen. Die Konsequenz ist, dass die Tragfähigkeit der verstärkten Bauteile additiv aus den Anteilen der Stahlbügelbewehrung und der textilen Bewehrung berechnet werden muss, um den Einfluss des Druckstrebenwinkels zu berücksichtigen.

Das Problem der additiven Berechnung ist, dass bereits die rechnerischen Tragfähigkeiten nach dem Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung erhebliche Abweichungen gegenüber den geprüften Bruchlasten aufweisen (Kapitel 6.1.4.1). Die Abweichungen sind in einigen Fällen sogar größer als die rechnerische Tragfähigkeit der textilen Bewehrung, so dass die Eignung des neuen Stabwerkmodells (Kapitel 6.1.2) kaum zu beurteilen ist.

Für einen etwas anschaulicheren Vergleich wird deswegen folgende, auf die geprüfte Bruchlast der unverstärkten Referenz bezogene, Darstellung gewählt (Bild 6.12). Für jedes verstärkte Bauteil wird anhand der geprüften Tragfähigkeit die Traglaststeigerung gegenüber der unverstärkten Referenz berechnet. Diese Steigerung wird im Diagramm oberhalb der horizontalen, gestrichelten Linie aufgetragen, die mit einer bezogenen Tragfähigkeit von 1,0 die Tragfähigkeit der unverstärkten Referenz kennzeichnet.

Die Differenz in der Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung infolge des steileren Druckstrebenwinkels der verstärkten Bauteile wird im selben Diagramm unterhalb der bezogenen Tragfähigkeit der unverstärkten Referenz aufgetragen. Die hierfür notwendige Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung wird nach dem Fachwerkmodell unter Ansatz des jeweiligen Druckstrebenwinkels berechnet. Die Stahldehnungen werden für diesen Vergleich auf die Streckgrenze $f_y(\varepsilon_{s,pl})$ = 499 N/mm² begrenzt.

Die Summe aus der Traglaststeigerung und dem fehlenden Traganteil der Stahlbügelbewehrung entspricht nach der Modellvorstellung der Tragfähigkeit der textilen Bewehrung. Aus diesem Grund ist in Bild 6.12 neben der Summe, die im Folgenden als vorhandene Tragfähigkeit bezeichnet wird, die rechnerische Tragfähigkeit der textilen Bewehrung dargestellt. Ausgehend von der bezogenen Tragfähigkeit des verstärkten Bauteils wird die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung in negativer y-Richtung angetragen. Die Faserspannung der textilen Bewehrung (Kapitel 6.1.2) wird für die Berechnung des Stabwerkmodells mit der am Dehnkörper ermittelten Bruchspannung von f_t = 684 N/mm² angesetzt (Bild 6.2). Der Neigungswinkel ψ zur Verankerung der textilen Bewehrung wird zwischen 60 und 45° variiert (Bild 6.3b).

Die Ergebnisse der Nachrechnung lassen folgende Tendenzen erkennen (Bild 6.12). Die rechnerische Tragfähigkeit der textilen Bewehrung ist in Übereinstimmung mit den Vorüberlegungen größer als die geprüfte Traglaststeigerung. Einzige Ausnahme ist der Balken 2-BQ-12/3, dessen Traglaststeigerung die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung um 6 bis 12 % übersteigt. Bedenkt man an dieser Stelle, dass die Balken infolge einschnürender Schubrisse in der Biegedruckzone versagten (Kapitel 5.8.1), liegt der Schluss nahe, dass das Stabwerkmodell für den rechnerischen Nachweis der Balken ungeeignet sein könnte. Notwendig wäre vielmehr ein Modell, mit dem die rissbreitenbegrenzende Wirkung der textilen Bewehrung berücksichtigt werden kann.

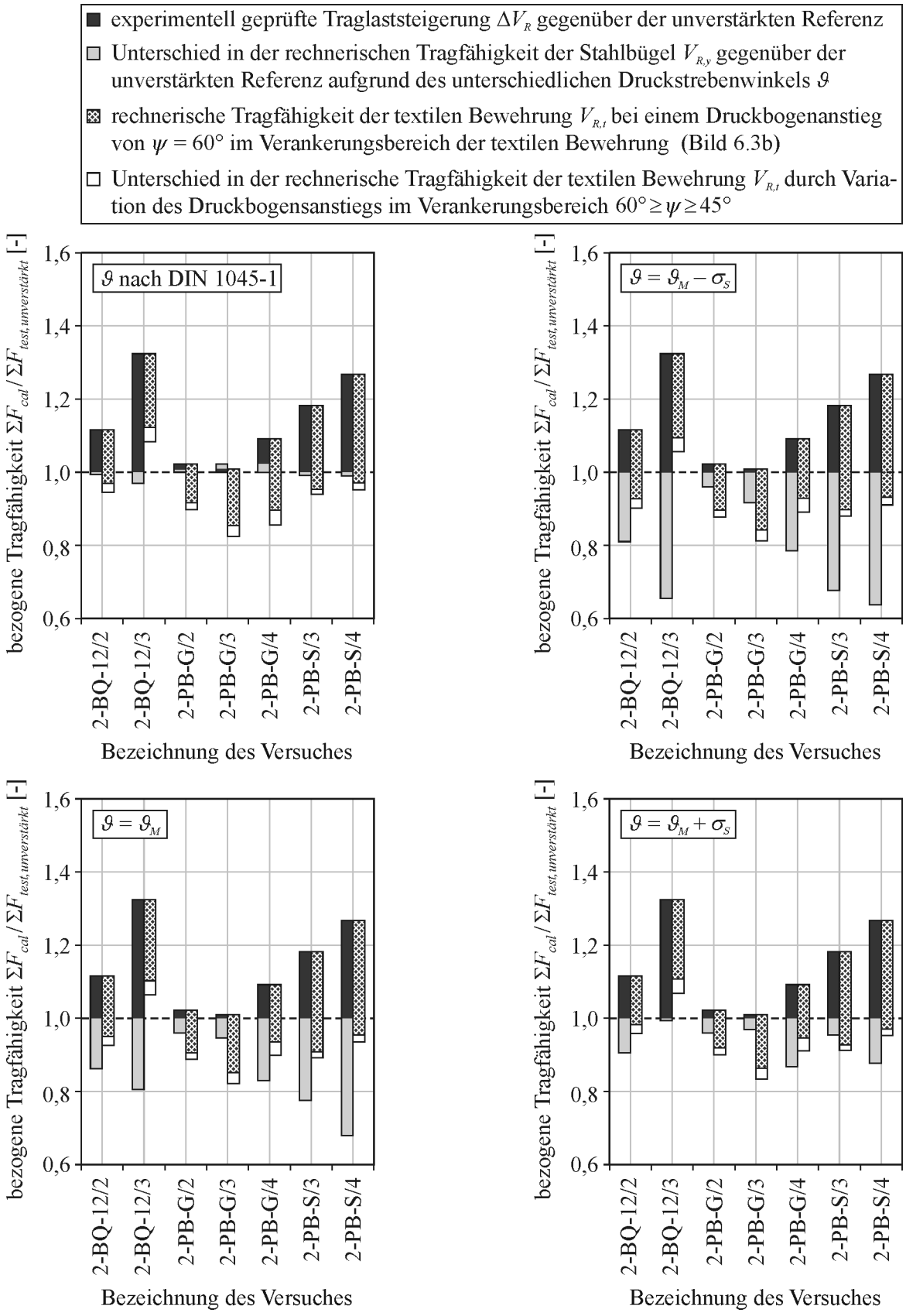


Bild 6.12: Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit der textilen Bewehrung zur Bruchlast der unverstärkten Referenzbauteile

Mit steigender Lagenanzahl nimmt die rechnerische Tragfähigkeit der textilen Bewehrung sowohl bezüglich der Traglaststeigung als auch bezüglich der Summe aus Traglaststeigerung und fehlendem Traganteil der Stahlbügelbewehrung weniger zu. Ein Beispiel hierfür ist der Plattenbalken 2-PB-S (Bild 6.12, rechts unten). Während bei dem 4-lagig verstärkten Plattenbalken die Summe aus Traglaststeigerung und fehlendem Traganteil der Stahlbügelbewehrung um 18 % gegenüber dem 3-lagig verstärkten Plattenbalken steigt, nimmt die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung nur um ca. 4 % zu. Für die Eignung des Stabwerkmodells bedeutet diese Erkenntnis, dass die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung mit zunehmender Lagenanzahl unterschätzt wird. Als mögliche Ursachen kommen unberücksichtigte Tragwirkungen (Rissbreitenbegrenzung, Druckbogen) oder auch zufällige Streuungen im Rissbild in Frage, die die Tragfähigkeit der Probekörper und den gemessenen Druckstrebenwinkel beeinflussen.

Bei den gedrungenen Plattenbalken 2-PB-G wurde mit einer Verstärkung von zwei bis drei Textillagen kaum eine Verstärkungswirkung erreicht, obwohl die rechnerischen Tragfähigkeiten der textilen Bewehrung eine Traglaststeigerung erwarten lassen (Bild 6.12). In der Analyse der Tragmechanismen (Kapitel 5.8.1) wurde die geringe Traglaststeigerung auf einen weiteren, fehlenden Traganteil der Stahlbügelbewehrung zurückgeführt, den die Verstärkung durch Begrenzung der Stahldehnungen verursacht.

Der Unterschied in der Tragfähigkeit der Stahlbügelbewehrung zwischen dem Ansatz der Zugfestigkeit und dem Ansatz der Streckgrenze liegt nach dem Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung bei 2 bis 6 % bezogen auf die Tragfähigkeit der unverstärkten Referenz (Bild 6.11). Mit dieser Größenordnung ist der fehlende Traganteil der Stahlbügelbewehrung infolge der Dehnungsbegrenzung kleiner als der in Bild 6.12 ablesbare Unterschied zwischen rechnerischer und vorhandener Tragfähigkeit der textilen Bewehrung. Die Begründung für die geringe Verstärkungswirkung bei den Plattenbalken 2-PB-G ist damit weder eindeutig zu beweisen noch aufgrund der generellen Modellunsicherheiten zu widerlegen.

Die Neigung ψ des Druckbogens im Querschnitt (Bild 6.3b) ist für die Gesamttragfähigkeit der Probekörper von untergeordneter Bedeutung. Bei einer angenommenen Bogenneigung von 45 bis 60° im Verankerungsbereich der textilen Bewehrung sind die Änderungen in der statischen Höhe des Fachwerks im Längsschnitt so gering, dass die rechnerische Bruchlast nur um 1 bis 4 % variiert. Für die Beanspruchung des Haftverbundes ist der Neigungswinkel ψ von deutlich größerem Einfluss, wie in Kapitel 6.2.2 gezeigt wird.

6.1.4.3 Querkrafttragfähigkeit des Betondruckbogens

Die Tragfähigkeit eines unverstärkten Stahlbetonbauteils mit geringem Schubbewehrungsgrad wird mit dem Modell eines parallelgurtigen Fachwerkes erheblich unterschätzt, wie die Vergleichsrechnungen in Kapitel 6.1.4.1 gezeigt haben. Nahezu alle berechneten Tragfähigkeiten liegen unterhalb der experimentell ermittelten Bruchlast, so dass von einem systematischen Fehler in der Modellannahme auszugehen ist, z. B. in Form einer unberücksichtigten Tragwirkung. Anhand eines Druckbogenmodells mit Zugband soll im Folgenden analysiert werden, in welcher Höhe Querkräfte allein unter Ausnutzung der Betonzugfestigkeit abgetragen werden können.

Die Tragfähigkeit des Druckbogens ist in Bild 6.13 für die unverstärkten Probekörper dargestellt. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind folgende Kriterien maßgebend:

- Die Umlenkspannungen des Bogens dürfen die Betonzugfestigkeit ($f_{ctk;0,05}$, $f_{ct,sp}$) nicht überschreiten (Kapitel 6.1.3).
- Am Auflager sind Druckspannungen bis max. 75 % der geprüften Zylinderdruckfestigkeit zulässig (Annahme nach DIN 1045-1 [70]).
- Die Spannungen in der Biegedruckzone des Bauteils werden über den Nachweis der Biegetragfähigkeit begrenzt.

Die berechneten Tragfähigkeiten des Betondruckbogens lassen einen erheblichen Einfluss der Betonzugfestigkeit erkennen (Bild 6.13). Zwischen dem Ansatz der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit variieren die rechnerischen Tragfähigkeiten um 25 bis über 70 %. Das bedeutet einerseits, dass die berechneten Bruchlasten wesentlich durch die angenommene Betonzugfestigkeit beeinflusst sind, und andererseits, dass die querkrafttypischen Streuungen in den geprüften Bruchlasten durch Streuungen der Betonzugfestigkeit verursacht sein können.

Die Biegetragfähigkeit als obere Grenze für die Bruchlast des Bogens ist in den Diagrammen für den Ansatz der vollen Druckzonenhöhe angegeben (Bild 6.13). Der Einfluss einschnürender Schubrisse, die zumindest für die Balken BQ-12 als versagensursächlich angesehen werden (Kapitel 5.8.1), wurde nicht berücksichtigt, da die verbleibende Druckzonenhöhe nicht dokumentiert ist.

Für die Umlenkspannungen innerhalb des Druckbogens stellt der Ansatz der vollen Druckzonenhöhe den ungünstigsten Fall dar. Ein Einschnüren der Druckzone würde bei gleicher Bogenneigung an Auflager und Lasteinleitung nur die Bogenlänge vergrößern, während der Umlenkwinkel und die resultierende Umlenkkraft gleich bleiben. Als Folge werden die Umlenkspannungen geringfügig kleiner.

Im Vergleich zu den Traganteilen der Stahlbügel- und der textilen Bewehrung (Bild 6.11, Bild 6.12) ist der berechnete Traganteil des Druckbogens relativ hoch. Die Balken BQ-12 können schon bei Ansatz der zentrischen Zugfestigkeit nahezu 100 % der geprüften Bruchlast allein über den Druckbogen abtragen. Bei den Plattenbalken PB-G und PB-S ist der Traganteil geringer, liegt aber mit mindestens 60 % immer noch über den Anteilen der Stegbewehrungen.

Die höhere Druckfestigkeit der Prüfkörper von Serie 1 führt in den Berechnungen des Druckbogens zu einem leicht erhöhten Anteil an der Gesamttragfähigkeit (Bild 6.13). Besonders ausgeprägt ist der Unterschied für den Plattenbalken PB-G, der Einfluss ist aber auch für den Balken BQ-12 zu erkennen. Bei dem Plattenbalken PB-S liegen die Druckfestigkeiten von Serie 1 und 2 relativ dicht beieinander (Tabelle 5.5), so dass sich für diese beiden Probekörper der Traganteil des Druckbogens kaum unterscheidet.

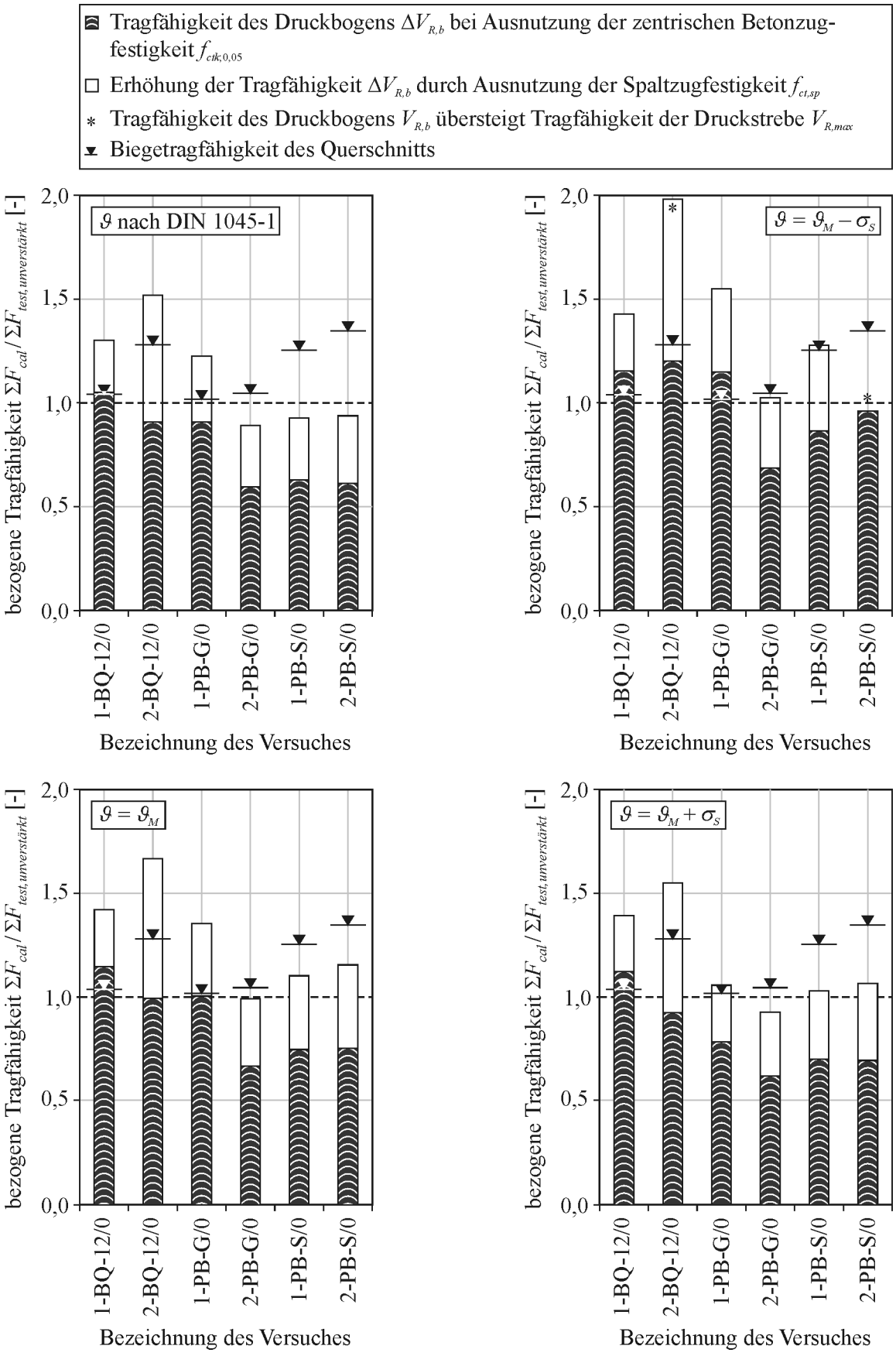


Bild 6.13: Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit des Betondruckbogens der unverstärkten Probekörper zur geprüften Bruchlast

Die verstärkten Probekörper (Bild 6.14) tragen bei gleicher Betondruckfestigkeit anteilig weniger Last über den Druckbogen ab als die unverstärkten Probekörper (Bild 6.13). Ursache ist der steilere Anstieg des Druckbogens am Auflager, den verstärkte Bauteile nach den photogrammetrischen Messungen aufweisen. Der steilere Anstieg erhöht den Umlenkwinkel innerhalb des Druckbogens bei gleichzeitig verkürzter Bogenlänge. Die Folge ist, dass bei gleicher äußerer Last höhere Umlenkspannungen im Beton übertragen werden müssen.

Bei den Balken BQ-12, die nach den Materialeigenschaften in Tabelle 5.5 annähernd gleiche Betondruckfestigkeiten aufweisen, ist der beschriebene Einfluss des steileren Anstiegs sehr deutlich zu erkennen. Bei den Plattenbalken PB-G hingegen dominieren die Auswirkungen der höheren Druckfestigkeit der verstärkten Probekörper im Vergleich zur Referenz.

Auch der Verstärkungsgrad beeinflusst die Tragfähigkeit des Betondruckbogens (Bild 6.14). Mit jeder textilen Bewehrungslage wird der Traganteil des Betondruckbogens geringer, da der Anstieg des Bogens am Auflager steiler wird. Eine Prognose über einen unteren Grenzwert des Bogentraganteils lassen die stichprobenartigen Versuche allerdings nicht zu.

Neben dem Bewehrungsgrad des Steges beeinflusst auch die Schubschlankheit a/d den Traganteil des Betondruckbogens. Bei den schlanken Plattenbalkens PB-S ($a/d = 3{,}8$) ist der Bogentraganteil im unverstärkten wie verstärkten Zustand geringer als bei den Balkens BQ-12 ($a/d = 3{,}3$). Der Plattenbalken PB-G ist von dieser Betrachtung wegen der unterschiedlichen Druckfestigkeit der Probekörper ausgenommen.

Die Änderung der Schubschlankheit a/d ist bei einem Einfeldträger mit Einzellast gleichbedeutend mit der Änderung des Momenten-Querkraft-Verhältnisses. Je größer die Schubschlankheit wird, umso größer wird das Biegemoment im Verhältnis zur Querkraft. Als Folge vergrößert sich der Unterschied in der Bogennormalkraft zwischen Auflager und Scheitel des Bogens. Die Umlenkkräfte, die bei gleicher Bogenlänge im Beton übertragen werden müssen, nehmen zu. Die Tragfähigkeit des Betondruckbogens sinkt.

Abschließend bleibt zu diskutieren, wie realistisch der angenommene Betondruckbogen ist. Vor allem bei den Balken BQ-12 liegen die rechnerischen Tragfähigkeiten abhängig von der angesetzten Zugfestigkeit deutlich oberhalb der geprüften Bruchlast (Bild 6.13). Im Bruchzustand der Balken wären demnach keine Schubrisse vorhanden, da die Umlenkspannungen rechnerisch unterhalb der Betonzugfestigkeit bleiben. Die Schubrisse an den Stegseiten der Balken sind aber selbst auf Fotos nicht zu übersehen. Wahrscheinlich ist die Zugfestigkeit des Betons durch die Überlagerung von Biegezug- und Umlenkspannungen schon deutlich früher überschritten als in der Berechnung angenommen. In diesem Fall können die Umlenkspannungen des Bogens nur noch über die vorhandenen Stegbewehrungen abgetragen werden. Das Bogen-Zugband-Modell wäre durch einen Parabelträger zu ersetzen.

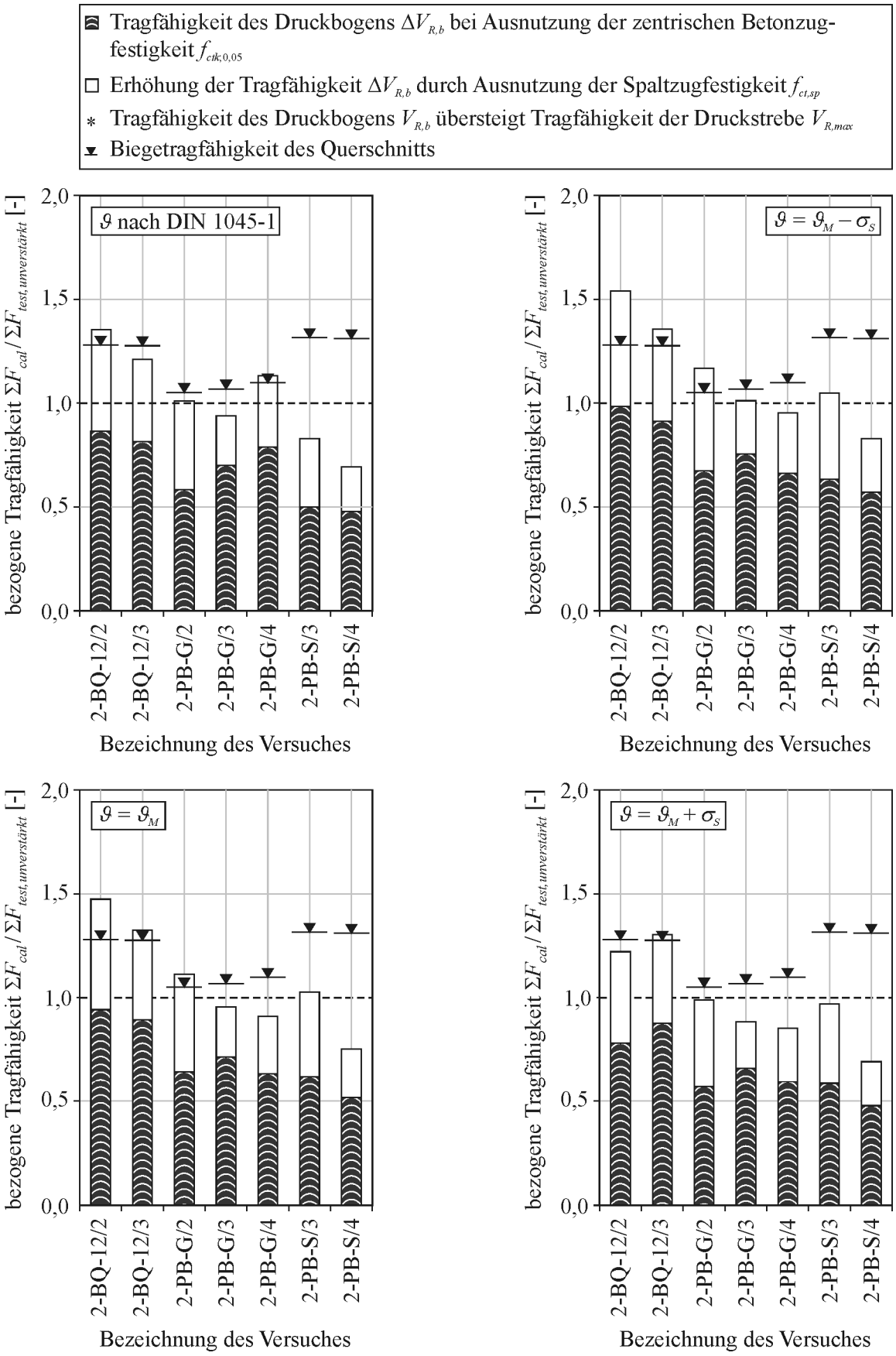


Bild 6.14: Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit des Betondruckbogens der verstärkten Bauteile zur Bruchlast der unverstärkten Referenzbauteile

6.1.5 Schlussfolgerungen

Für die geprüften Stahlbetonträger, die nur einen minimalen Schubbewehrungsgrad aufweisen, liegen die rechnerischen Tragfähigkeiten nach dem Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung deutlich unter der eigentlichen Bruchlast (Bild 6.11). Selbst bei Ansatz der gemessenen Druckstrebenwinkel, die die Einflüsse der Materialeigenschaften oder des Schubbewehrungsgrades bereits enthalten, werden die geprüften Tragfähigkeiten rechnerisch unterschätzt. Es liegt die Vermutung nahe, dass mit einem parallelgurtigen Fachwerkmodell nicht alle Tragwirkungen eines Stahlbetonbauteils berücksichtigt werden.

Das vorgeschlagene Fachwerkmodell der textilen Bewehrung kann mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen nicht ohne weiteres geprüft werden. Die messbare Traglaststeigerung zwischen verstärkten und unverstärkten Probekörpern ist aufgrund des unterschiedlichen Druckstrebenwinkels kleiner als die Tragfähigkeit der Verstärkung. Die fehlende Differenz ist die Auswirkung der textilen Bewehrung auf die Tragfähigkeit des Stahlbetonteils. Diese Auswirkung in Form einer reduzierten Tragfähigkeit kann nur mit Hilfe des Fachwerkmodells der Stahlbügelbewehrung berechnet werden und ist damit ähnlich fehlerbehaftet wie die Nachrechnung der unverstärkten Probekörper.

Unter diesen Voraussetzungen kann die vorhandene Tragfähigkeit der textilen Bewehrung nur über die gemessene Traglaststeigerung und den rechnerisch fehlenden Traganteil der Stahlbügelbewehrung eingeschrankt werden. Nach dem Fachwerkmodell der textilen Bewehrung liegen die berechneten Tragfähigkeiten in den meisten Fällen innerhalb dieser Grenzen, so dass der Modellvorschlag als geeignet angesehen werden kann (Bild 6.12).

Die Druckstrebenneigung nach dem Ansatz der DIN 1045-1 [70] ist in der Regel steiler als die mittlere Neigung, die aus den Verformungen des Photogrammetriemessfeldes abgeleitet wurde (Bild 6.10). Für die Tragfähigkeit der Fachwerkmodelle liegen die Neigungswinkel der DIN 1045-1 [70] auf der sicheren Seite, da die Bruchlasten mit zunehmendem Anstieg der Druckstreben kleiner werden. Näher an der Bruchlast liegt die Tragfähigkeit der Fachwerke, wenn sich deren Druckstrebenneigung an der mittleren Neigung der gemessenen Hauptstauchung orientiert.

Der separate Ansatz eines Betondruckbogens ist nach den vorliegenden Erkenntnissen nicht zu empfehlen. Durch die Überlagerung von Biegezug- und Umlenkspannungen ist der für den Druckbogen nutzbare Anteil der Betonzugfestigkeit kaum abzuschätzen. Die Rissbilder beweisen, dass die Betonzugfestigkeit schon deutlich unterhalb der Bruchlast überschritten wird, so dass die Umlenkspannungen des Druckbogens nur noch über die vorhandenen Stegbewehrungen abgetragen werden können.

Die gemeinsame Wirkung von Druckbogen und Stegbewehrung ist besser mit dem Modell eines Parabelträgers zu idealisieren. Nachteilig ist bei einem solchen Modell, dass durch die bogenförmige Krümmung des Obergurtes die Beanspruchung der Zugstreben von deren jeweiliger Lage innerhalb des Parabelträgers abhängt. Für jedes Bauteil müsste der Parabelträger neu konstruiert werden, so dass der rechnerische Nachweis wesentlich aufwändiger wäre als bei einem herkömmlichen, parallelgurtigen Fachwerk.

Die unterschiedliche Tragfähigkeit, die die Balken BQ-12 und Plattenbalken PB-G trotz der gleichen Stegabmessungen und Bewehrungsverhältnisse aufweisen, wurde in der Diskussion der Tragmechanismen (Kapitel 5.8.1) auf verschiedene Versagensursachen zurückgeführt. Bei den Balken werden im Bruchzustand die Druckspannungen in der eingeschnürten Biegedruckzone überschritten, bevor die Stahlbügelbewehrung die Zugfestigkeit erreichen kann. Bei den Plattenbalken hingegen tritt das Versagen der Biegedruckzone erst bei deutlich höheren Lasten ein, so dass in einigen Fällen sogar die Bügelbewehrung durch Überschreiten der Zugfestigkeit versagte.

Mit den vorgeschlagenen Fachwerkmodellen wird ausschließlich die Tragfähigkeit der Stegbewehrungen berechnet. Ein querschnittsabhängiges Versagen der Biegedruckzone wie im Fall der geprüften Balken bleibt unberücksichtigt. Allein durch eine Begrenzung der Stahldehnungen im Fachwerkmodell kann die verminderte Tragfähigkeit der eingeschnürten Biegedruckzone nicht zutreffend berechnet werden. In den Nachrechnungen der eigenen Versuche wirkt sich eine Begrenzung der Stahldehnungen auf die Streckgrenze der Bügelbewehrung mit weniger als 10 % gegenüber dem Ansatz der Zugfestigkeit aus (Bild 6.11). Der Unterschied in den Bruchlasten der unverstärkten Balken 2-BQ-12 und Plattenbalken 2-PB-G liegt aber bei durchschnittlich 30 %. Die Stahldehnungen müssten demnach wesentlich niedriger als die Streckgrenze angesetzt werden.

Der Druckstrebenwinkel als zweiter möglicher Einflussfaktor für die unterschiedliche Tragfähigkeit der Balken und Plattenbalken ist nach den photogrammetrischen Messungen im Bruchzustand der Probekörper nahezu gleich (Kapitel 5.8.2.3). Auswirkungen der Querschnittsform sind lediglich anhand der unterschiedlichen Druckstrebenwinkel auf gleichem Lastniveau zu vermuten. Auf die rechnerische Tragfähigkeit im Bruchzustand haben diese Winkel jedoch keinen Einfluss.

6.2 Tragfähigkeit der Verbundfuge

In der Verbundfuge der Teilquerschnitte wirken nach den Modellvorstellungen in Kapitel 3 sowohl Schubspannungen infolge des Zusammenwirkens der Querschnitte als auch Haftzugspannungen infolge der Verankerung der textilen Bewehrung. Beide Beanspruchungen sind als Versagensursache für das in den Versuchen beobachtete bzw. gemessene Ablösen der Verstärkungsschicht denkbar, so dass erst die folgende rechnerische Auswertung der Modelle zeigen wird, welche Beanspruchung für textilbetonverstärkte Bauteile maßgebend ist.

6.2.1 Beanspruchungen infolge Schubverbund der Teilquerschnitte

Bei einem verstärkten Bauteil wirken der Stahlbetonbalken und die Verstärkungsschicht in einem Querschnitt zusammen. Der entstehende Verbundquerschnitt besitzt einen neuen, resultierenden Schwerpunkt, der sich von denen der Teilquerschnitte unterscheidet. Bei einer Biegebeanspruchung des verstärkten Bauteils werden durch die Schwerpunktabstände gegensätzliche Normalkräfte in den Teilquerschnitten erzwungen, die zu einer Schubbeanspruchung in der Verbundfuge führen (Kapitel 3.1).

Für die Berechnung der Schubbeanspruchungen werden die Biegelinie des Verbundquerschnitts sowie die der Teilquerschnitte als parallel angenommen, indem die Verdrehungen der Querschnitte gleich gesetzt werden. Schubverformungen oder -verzerrungen bleiben unberücksichtigt, es gilt die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.

In einem ersten Ansatz wurde versucht, das äußere Biegemoment entsprechend dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten auf den Stahlbetonbalken und die Verstärkungsschicht aufzuteilen (Gl. (3.4)). Die Biegesteifigkeiten sollten anhand der Durchbiegung der unverstärkten und verstärkten Bauteile abgeleitet werden, die innerhalb der Stützweite an mehreren Stellen des Bauteils gemessen wurden.

Die Biegelinie wurde mit zwei Parabeln dritten Grades interpoliert, die sich unterhalb des Prüfzylinders treffen. Für den Übergang der beiden Parabeln wurden als Randbedingungen gleiche Durchbiegungen, gleiche Verdrehungen und gleiche Krümmungen gefordert. Weitere Randbedingungen, wie z. B. die Nullstelle der Krümmung an beiden Auflagern, wurden nicht angesetzt, da sie in der Interpolation der Biegelinie zu einer erheblichen Verschiebung gegenüber der gemessenen Durchbiegung führten.

Für das Aufstellen einer Momenten-Krümmungs-Beziehung musste die Biegelinie für jeden Lastschritt interpoliert werden. Die Ableitung der Biegelinie diente letztlich der Berechnung der Querschnittsverkrümmung unterhalb der Einzellast unter der vereinfachten Annahme, dass die (mittlere) Biegesteifigkeit über die Trägerlänge konstant ist.

Die Biegesteifigkeit eines Trägers entspricht dem Anstieg der Momenten-Krümmungs-Linie im Zustand I bzw. II. Für die geprüften Balken und Plattenbalken war der mittlere Anstieg im Zustand II jedoch nur schwer zu definieren, da die berechneten Funktionen ab dem Beginn der Rissbildung stark, bis zum Bruchzustand aber immer noch leicht gekrümmt waren. Als am Ende der Vergleich der Anstiege von unverstärkten und verstärkten Bauteilen nicht einmal eindeutig die versteifende Wirkung der Verstärkung erkennen ließ, wurden die weiteren Berechnungen abgebrochen.

Der zweite Ansatz begründet sich auf der Annahme von gleichen Dehnungsverläufen, die bei parallelen Biegelinien sowohl für den Gesamtquerschnitt als auch für die beiden Teilquerschnitte gelten. Für mehrere Stellen innerhalb der Stützweite eines Probekörpers wurden mit dem Querschnittsbemessungsprogramm INCA 2 [106] die Dehnungsverläufe am Verbundquerschnitt unter der jeweiligen Momentenbeanspruchung berechnet. Dem Kräftegleichgewicht liegen die Verhältnisse im Riss zu Grunde, ohne die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigten.

Die Dehnungsverläufe werden anschließend auf die einzelnen Teilquerschnitte angesetzt und die zugehörige Belastung iterativ durch Rückrechnung bestimmt. Wegen des nichtlinearen Materialverhaltens der Betone müssen die Normalkräfte und Biegemomente immer gemeinsam betrachtet werden. Der Dehnungsverlauf der reinen Momentenbeanspruchung ist entgegen dem linear elastischen Fall in Bild 3.3 nicht parallel zum Dehnungsverlauf der kombinierten Normalkraft-Momenten-Beanspruchung.

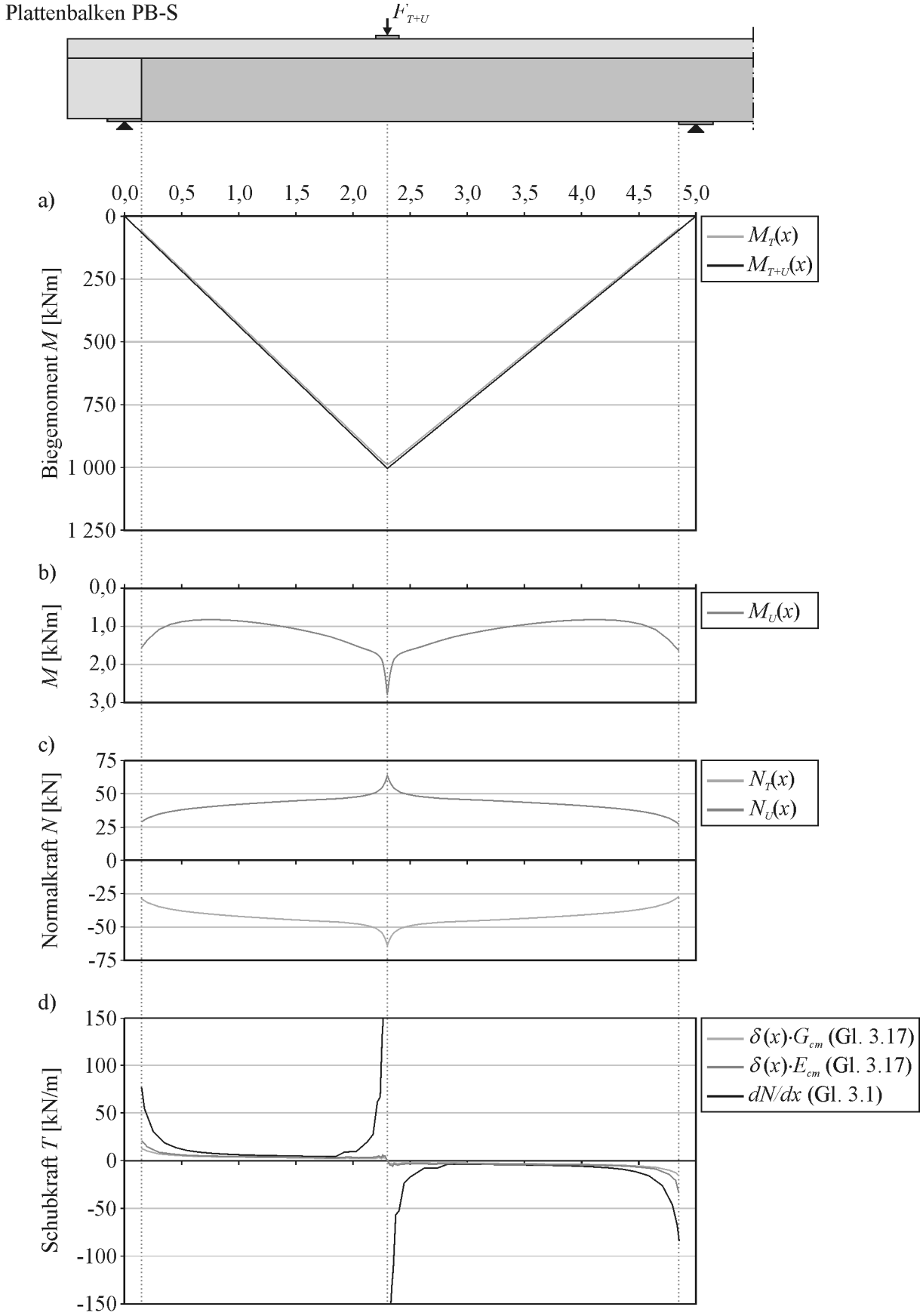


Bild 6.15: Schnittgrößen des verstärkten Plattenbalkens 2-PB-S/4

In Bild 6.15 sind die rechnerischen Schnittgrößen für das Beispiel des schlanken Plattenbalkens PB-S mit vier Verstärkungslagen dargestellt Die Materialeigenschaften wurden mit den Mittelwerten nach Kapitel 5.4 angenommen. Als Belastung des Trägers wurden die experimentell ermittelten Bruchlasten angesetzt.

Der Momentenanteil des Stahlbetonbalkens (M_T) ist in Bild 6.15a nur unwesentlich kleiner als die Momentenbeanspruchung des Verbundquerschnitts (M_{T+U}). Die Steifigkeit der Verstärkungsschicht ist im Verhältnis zu der des Plattenbalkens so gering, dass kaum Biegemomente (M_U) von der Verstärkung übertragen werden (Bild 6.15b, vergrößerte Darstellung). Nachteilig kommt hinzu, dass die Verstärkung durch Zugnormalkräfte beansprucht wird, da ihr Schwerpunkt unterhalb des gemeinsamen Schwerpunkts des Verbundquerschnitts liegt. Die Normalkraft verstärkt die Rissbildung und führt zu einer weiteren Reduzierung der Steifigkeit, so dass der Momentenanteil ausgehend vom Auflager zunächst abnimmt. Erst in der Nähe der Einzellast steigt der Momentenanteil wieder, da auch der Stahlbeton infolge der Rissbildung an Steifigkeit verliert. Der Peak unterhalb der Einzellast, der sowohl in der Momenten- als auch Normalkraftlinie (Bild 6.15b, c) zu erkennen ist, ist auf das beginnende Fließen der Biegezugbewehrung zurückzuführen.

Die Schubkraft T in der Verbundfuge der Teilquerschnitte kann nach Kapitel 3.1 auf zwei Wegen berechnet werden. Eine Möglichkeit ist, die Schubkraft aus dem Anstieg der Normalkraftlinie zu berechnen (Gleichung (3.1)). Die zweite Möglichkeit, die im Folgenden erläutert wird, ist durch die Lösung des Differentialgleichungssystems gegeben (Gleichung (3.17)).

An den Stellen der berechneten Dehnungsverläufe werden mit dem Querschnittsbemessungsprogramm INCA 2 [106] die Dehn- und Biegesteifigkeit des Stahlbetonbalkens sowie der Verstärkungsschicht bestimmt. Für die Dehnsteifigkeit wird die Normalkraft um den rechnerischen Wert an der Stelle x_n variiert, um die Änderung der Dehnung $\Delta\varepsilon$ im Schwerpunkt des Querschnitts zu ermitteln. Das zugehörige Moment $M(x_n)$ bleibt konstant.

$$EA\left(x_n\right) = \frac{N\left(x_n\right) \pm \Delta}{\Delta\varepsilon\left(x_n\right)} \quad \text{mit} \quad M\left(x_n\right) = \text{konst.} \tag{6.5}$$

Analog wird für die Berechnung der Biegesteifigkeit vorgegangen. Das Biegemoment wird um den rechnerischen Wert an der Stelle x_n variiert, um die Änderung der Krümmung $\Delta\kappa$ zu ermitteln. In diesem Fall bleibt die Normalkraft $N(x_n)$ konstant.

$$EI\left(x_n\right) = \frac{M\left(x_n\right) \pm \Delta}{\Delta\kappa\left(x_n\right)} \quad \text{mit} \quad N\left(x_n\right) = \text{konst.} \tag{6.6}$$

Die Federkonstante des Verbundes $C(\delta)$ wird mit dem Schubmodul G_{cm} als untere Grenze und dem E-Modul E_{cm} als obere Grenze angenommen.

In Bild 6.15d ist die Schubkraft T für beide Rechenwege gegenübergestellt. Die Ergebnisse lassen entgegen der Erwartung deutliche Unterschiede erkennen. Nach der Berechnung der Normalkraftanstiege nehmen die Schubkräfte an den Enden der Verstärkung sowie im Bereich der Einzellast deutlich zu. Der Maximalwert unter der Einzellast, verursacht durch den Peak in der Normalkraftlinie, liegt für den Plattenbalken PB-S/4 bei 256 kN/m (Bild 6.15d).

Der Schubkraftverlauf infolge der rechnerischen Dehn- und Biegesteifigkeiten zeigt keine derartig extremen Änderungen. Zwar nimmt auch hier die Schubkraft von den Auflagern ausgehend in Richtung der Einzellast ab, sie steigt aber nicht erneut an. Unterhalb der Einzellast wird der minimale Wert der Schubkraft erreicht.

Im Vergleich zum linear elastischen Fall, nach dem die Normalkräfte zwischen Auflager und Einzellast linear ansteigen, so dass die Schubkraft mit einem Vorzeichenwechsel unter der Einzellast konstant verläuft, erscheint die zweite Lösung mit Ansatz der rechnerischen Steifigkeiten plausibler. Die Schubkraftlinie als Ableitung der Normalkraft ist vor allem aufgrund der extremen Anstiege im Bereich der Einzellast unrealistisch, dennoch ist sie nicht zweifelsfrei auszuschließen.

Die Schubkräfte werden nach Gleichung (3.1) gleichmäßig über den Umfang der Verbundfuge verteilt angenommen. Bei einem Plattenbalken sind die beidseitige Steghöhe sowie die Breite der Stegunterseite am Abtrag der Schubkräfte beteiligt, so dass für den Plattenbalken PB-S/4 ein wirksamer Umfang von insgesamt 1,20 m angesetzt werden kann. Im ungünstigsten Fall, d. h. bei einer maximalen Schubkraft von 256 kN/m, wären demnach Schubspannungen bis 0,22 N/mm² zu erwarten.

Aufgrund der geringen Höhe werden die Schubspannungen als alleinige Ursache eines Verbundversagens ausgeschlossen. Durch die geringe Steifigkeit der Verstärkung ist die Änderung der Normalkraft gegenüber der ansetzbaren Verbundfläche sehr gering, so dass die Schubspannungen deutlich unter der Zugfestigkeit des Betons bleiben. Gleiches bestätigen auch die beiden Beispiele für den Plattenbalken PB-G bzw. für den Balken BQ-12, die im Anhang H zu finden sind.

6.2.2 Beanspruchungen infolge Verankerung der Verstärkung

Nach dem Fachwerkmodell der textilen Bewehrung werden die Zugstreben des Längsschnitts über einen Druckbogen mit Zugband am Steg des Bauteils verankert (Kapitel 6.1.2, Bild 6.3). Das Zugband wirkt in Dickenrichtung des Steges und damit in einer Richtung, in der keine Bewehrung vorhanden ist. Die Beanspruchungen müssen folglich allein über den Verbund der Teilquerschnitte sowie über die Haftzugfestigkeit des Alt- und Feinbetons abgetragen werden. Der rechnerische Nachweis der Verankerung soll zeigen, wie realistisch das vorgeschlagene Modell ist.

Die Höhe der zu verankernden Zugkräfte richtet sich nach der Beanspruchung der Zugstreben (Kapitel 6.1.2, Gl. (6.3)). Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird angenommen, dass die textile Bewehrung bis zu deren Zugfestigkeit ausgenutzt wird. Die ansetzbare Bewehrungsfläche ist von der Breite der Zugstreben abhängig.

Der als Haftzug wirkende Lastanteil der Verankerung (Zugband) kann über die Neigung des Druckbogens im Querschnitt variiert werden (Bild 6.16). Besonders hoch sind die Haftzugkräfte bei flach geneigtem Bogen. Eine steile Neigung schränkt wiederum die statische Höhe des Fachwerks im Längsschnitt ein. Für den Nachweis der Verankerung wird deswegen von einer mittleren Bogenneigung ψ zwischen 45 und 60° ausgegangen.

Für die Übertragung der Haftzugkräfte wird die Fläche des Verankerungsbereichs der Zugstreben angesetzt. Die Fläche ist aufgrund der Neigung der textilen Bewehrung parallelogrammartig begrenzt, so dass der Flächeninhalt über die Breite der Zugstreben und die Höhe des Verankerungsbereichs (vertikale Projektion der Verankerungslänge) berechnet werden muss.

Bei der Berechnung der flächenbezogenen Haftzugspannungen f_{at} eliminiert sich die Abhängigkeit von der Zugstrebenbreite, da sie die Haftzugkräfte und ansetzbaren Übertragungsflächen gleichermaßen beeinflusst. Die Haftzugspannungen sind nur noch von dem textilen Gelege und der Lagenanzahl abhängig, nicht jedoch von der statischen Höhe des Fachwerkmodells oder der Druckstrebenneigung im Längsschnitt.

$$f_{at} = \frac{A_{w,t}}{s_{w,t} \cdot l_V \cdot \sin 45°} \cdot f_t \cdot \cot \psi \leq f_{c,at} \tag{6.7}$$

mit:

$\frac{A_{w,t}}{s_{w,t}}$ … Querschnittsfläche der textilen Bewehrung je Meter Bauteillänge

f_t … Faserspannung im Bruchzustand der Dehnkörper

$l_V \cdot \sin 45°$ … vertikale Projektion der Verankerungslänge (Kapitel 5.5)

ψ … Neigungswinkel der Druckstrebe (Bild 6.3)

In Bild 6.16 sind die rechnerischen Haftzugspannungen für das Gelege NWM3-003-07-b1 dargestellt, mit dem die geprüften Bauteile verstärkt wurden (Kapitel 5.4.4). Zusätzlich ist der Bereich der Haftzugfestigkeit des Altbetons $f_{c,at}$ grau hinterlegt, da die Haftzugspannungen nach den Analysen der Verankerungslänge zu einem Verbundversagen im Altbeton führen (Kapitel 5.5). Nach den Prüfungen der gesandstrahlten Oberflächen liegt die Haftzugfestigkeit des Altbetons zwischen 0,9 und 1,5 N/mm² (Kapitel 5.4.1).

Obwohl die maßgebenden Verankerungslängen im Altbeton nur theoretisch aus den Verbunduntersuchungen von ORTLEPP [170] abgeleitet werden konnten, stimmen die rechnerischen Haftzugspannungen überraschend gut mit den geprüften Haftzugfestigkeiten überein. Bei einer Bogenneigung von 60° im Verankerungsbereich der textilen Bewehrung liegen die Beanspruchungen kurz unterhalb der minimalen Haftzugfestigkeit. Die steilere Bogenneigung von 45° führt zu Haftzugspannungen im oberen Drittel der geprüften Festigkeiten. Für die verstärkten Bauteile ist nach diesem Ergebnis zu schließen, dass das Verbundversagen durchaus als Folge überschrittener Haftzugfestigkeiten im Verankerungsbereich eingetreten sein kann.

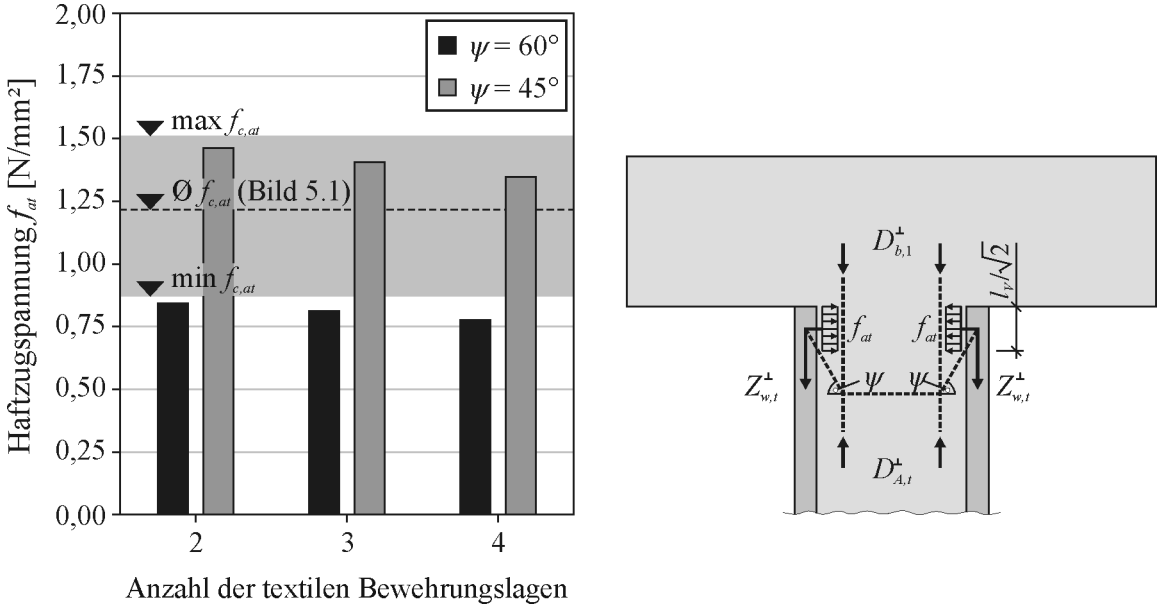


Bild 6.16: Haftzugspannungen infolge der Verankerung der Verstärkung

Die scheinbar lineare Abhängigkeit der Haftzugspannungen von der Anzahl der textilen Bewehrungslagen kann durch die empirischen Berechnungsgleichungen der Verankerungslängen verursacht sein, die auf z. T. stark streuenden Versuchergebnissen beruhen (ORTLEPP [170]). Plausibel sind die rechnerisch abnehmenden Haftzugspannungen nicht, da sich nach dem Stabwerkmodell der Verankerung (Kapitel 3.2, Bild 3.6) die Beanspruchungen mit jeder Bewehrungslage addieren. Dadurch werden die notwendigen Verankerungslängen mit der Lagenanzahl größer, die Haftzugspannungen hingegen müssten konstant bleiben.

6.2.3 Schlussfolgerungen

Nach den vorstehenden Berechnungen ist das Verbundversagen der verstärkten Bauteile auf die Haftzugspannungen infolge der Verankerung der textilen Bewehrung zurückzuführen. Die Schubspannungen durch den Verbund der Teilquerschnitte sind für textilbewehrte Verstärkungen von untergeordneter Bedeutung.

Aufgrund der geringen Schichtdicke der Verstärkung von nur wenigen Zentimetern ist deren Steifigkeit gegenüber dem Bauteil sehr gering. Die Lasten werden von dem erheblich steiferen Plattenbalken angezogen, so dass die Verstärkung nach dem Verhältnis der Steifigkeiten am Lastabtrag nahezu unbeteiligt ist. Erst durch die Rissbildung werden Zugkräfte auf die textile Bewehrung übertragen und in den Feinbeton der Verstärkung eingeleitet.

Haftzugspannungen infolge der Verankerung der textilen Bewehrung treten nicht nur am oberen Rand der Verstärkung auf. Auch vor bzw. nach jedem Riss müssen die Zugkräfte wieder auf den Beton übertragen werden. Die höchsten Verbundspannungen werden zu Beginn der Verankerungslänge, d. h. unmittelbar an den Riss angrenzend, über den so genannten Adhäsionsverbund eingeleitet. In diesem Bereich beginnt das Verbundversagen in einer der in Kapitel 3 genannten Versagensebenen. Die Ausbreitung der Versagensebene ist bei Bauteilen

äußerlich schwer zu dokumentieren (Kapitel 5.8.3.1), so dass die folgenden Schlüsse nur theoretisch zu begründen sind.

Im Verbundriss können die Haftzugspannungen infolge der Verankerung nicht mehr übertragen werden. Der Verankerungsbereich muss tiefer in die Versagensebene hinein wandern und entfernt sich vom eigentlichen Schubriss. Der Verbundriss folgt dem Verankerungsbereich, bis sich entweder aufgrund der Streuungen der Haftzugfestigkeit ein neues Gleichgewicht einstellt, so dass der Verbundriss nicht weiter fortschreitet, oder aber der nächste Schubriss bzw. die Oberkante der Verstärkung erreicht ist. Im letzteren Fall verliert die Verstärkung ihre Funktion als tragendes Element. Das Verbundversagen wird äußerlich durch erhebliche Relativverschiebungen zwischen Stahlbeton und Verstärkungsschicht sichtbar.

Nach dem beschriebenen Ablauf des Verbundversagens wären konstruktive Maßnahmen zur Verbesserung der Verbundtragfähigkeit über die gesamte Stegfläche erforderlich. Eine Anordnung der Verankerungsmittel allein am oberen Rand der Verstärkung erscheint nicht ausreichend. Die Verankerungsmittel wären erst wirksam, wenn das Verbundversagen schon weit fortschritten ist, und auch nur in dem Bereich der Zugstreben, der den oberen Rand der Verstärkung erreicht. Im Verankerungsbereich zwischen zwei benachbarten Schubrissen müssten die Haftzugspannungen weiterhin ausschließlich über den Beton übertragen werden.

Eine flächige Anordnung der Verankerungsmittel würde nach den Ergebnissen in Kapitel 5.8.3.2 bedeuten, dass die gesamte Steghöhe gleichmäßig zu überdrücken ist. Wirtschaftlich erscheint eine solche Lösung wenig sinnvoll, da der konstruktive Aufwand in keinem Verhältnis zur begrenzten Steigerung der Verbundtragfähigkeit steht.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils durch textilbewehrte Verstärkungen erheblich gesteigert werden kann. Die höhere Tragfähigkeit ist aber nicht in jedem Fall auf die Zugtragfähigkeit der Verstärkung zurückzuführen. Anhand von rechnerischen Rissbreiten konnte nachgewiesen werden, dass die textile Bewehrung die Breite der Schubrisse und damit deren Ausdehnung in Richtung der Biegedruckzone verzögert. Die Rissbreitenbegrenzung ist vor allem für Bauteile mit Rechteckquerschnitt von Bedeutung, da deren Druckzone aufgrund der begrenzten Breite für ein Versagen durch Schubdruckbruch besonders gefährdet ist.

Die Begrenzung der Rissbreiten ist eine Folge der höheren Dehnsteifigkeit des Steges in Richtung der Hauptzugspannungen. Die Verstärkung erhöht durch die zusätzliche Bewehrung den Schubbewehrungsgrad des Steges. Oberhalb der Streckgrenze der Stahlbügelbewehrung ist zudem der E-Modul der Zugstreben höher, da die textile Bewehrung im Unterschied zu den Stahlbügeln kein Fließvermögen aufweist.

Die photogrammetrisch gemessenen Verformungen der Stegoberfläche belegen sowohl die höhere Dehnsteifigkeit des Steges als auch einen steileren Neigungswinkel der Hauptstauchungen. Beides führt nach dem Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung zu dem Schluss, dass die verstärkten Bauteile geringere Lasten über die Stahlbügelbewehrung abtragen als die unverstärkte Referenz. Die Tragfähigkeit der Verstärkung ist folglich größer als der Traglastunterschied zwischen verstärkten und unverstärkten Bauteilen, vorausgesetzt der Traganteil des Druckbogens bleibt unverändert.

Der Neigungswinkel der Druckstrebe ist nach den Verformungsmessungen der Photogrammetrie in nahezu allen Fällen flacher als die Druckstrebenneigung nach Ansatz der DIN 1045-1 [70]. Für die rechnerischen Tragfähigkeiten liegt der genormte Neigungswinkel demnach auf der sicheren Seite, so dass mit dem Ansatz der DIN 1045-1 [70] nicht nur die Tragfähigkeiten der unverstärkten, sondern auch die der verstärkten Bauteile berechnet werden können. Eine bessere Übereinstimmung mit den geprüften Bruchlasten wird bei Ansatz der gemessenen Druckstrebenneigung erreicht.

Auf die Existenz eines Druckbogens wird anhand der vergleichenden Betrachtung von Balken und Plattenbalken mit gleichen Materialeigenschaften, Stegabmessungen und Schubbewehrungsgrad geschlossen. Die geringere Tragfähigkeit der Balken gegenüber den Plattenbalken ist allein mit der unterschiedlichen Ausnutzung der Stahlbügelbewehrung rechnerisch nicht zu begründen. Der fehlende Teil der Querkraft könnte über einen Druckbogen bzw. bogenförmig gekrümmten Obergurt abgetragen werden. Die Bogennormalkraft beansprucht die Tragfähigkeit der Biegedruckzone ebenso wie der Druckgurt des Fachwerks, so dass auch der Lastabtrag des Bogens durch den vorzeitigen Schubdruckbruch der Balken begrenzt ist.

Der Ansatz eines reinen Betondruckbogens ist nach den eigenen Berechnungen nicht zu empfehlen. Die Zugfestigkeit des Betons reicht nicht aus, um die Umlenkspannungen des Bo-

gens sowie die über das Zugband der Längsbewehrung eingeleiteten Spannungen zu übertragen. Es bilden sich schon deutlich unterhalb der Bruchlast erste Schubrisse, die einen Lastabtrag über die Bügelbewehrung vermuten lassen. Der Druckbogen ist nach der Modellvorstellung durch einen Parabelträger ersetzt. Rechnerisch ist der Parabelträger wesentlich aufwändiger als ein parallelgurtiges Fachwerk, da durch den gekrümmten Obergurt die Beanspruchung der Zugstreben von deren jeweiliger Lage innerhalb des Parabelträgers abhängt. Für jedes zu bemessende Bauteil müsste ein neuer Parabelträger konstruiert und hinsichtlich der Auslastung der Zugstreben optimiert werden.

Bei parallelgurtigen Fachwerken, wie sie in dieser Arbeit vorgestellt und verwendet werden, wird der Querkraftabtrag des Obergurtes zu Gunsten der einfacheren Nachweisführung vernachlässigt. Die rechnerischen Tragfähigkeiten liegen auf der sicheren Seite, unterschätzen die Schubtragfähigkeit der Bauteile aber z. T. erheblich. Aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten bleibt abzuwägen, ob die mögliche Materialeinsparung den höheren Rechenaufwand eines Parabelträgers rechtfertigt.

Die Verteilung der Belastung auf die einzelnen Modelle (Fachwerke, Druckbogen) kann anhand der oberflächig gemessenen Verformungen nicht eindeutig bestimmt werden. Die Dehnungen der Stegoberfläche sind nicht auf die im Beton liegenden Bewehrungen zu übertragen. Es fehlen Zugversuche an verstärkten Stahlbetonproben, um einen Zusammenhang zwischen oberflächig gemessenen Dehnungen und den Dehnungen bzw. Beanspruchungen der textilen Bewehrung und Stahlbügelbewehrung im Riss herzustellen.

Neben dem Einfluss der Querschnittsgeometrie (Balken, Plattenbalken) ist die Tragfähigkeit der Bauteile von weiteren Einflussfaktoren abhängig. So führt z. B. die Zugfestigkeit des Betons zu erheblichen Unterschieden in den geprüften Bruchlasten. Im rechnerischen Nachweis der bewehrten Bauteile (DIN 1045-1 [70]) bleibt die Zugfestigkeit aber genau wie die Querschnittsgeometrie bisher unberücksichtigt, so dass deutliche Abweichungen zwischen rechnerischen und geprüften Tragfähigkeiten unvermeidlich sind.

Das Versagen der Biegedruckzone durch einschnürende Schubrisse (Schubdruckbruch) kann genau genommen nur über eine Begrenzung der Rissbreiten nachgewiesen werden. Sinnvoll erscheint der Ansatz von zulässigen Stahldehnungen, ähnlich wie im Rissbreitennachweis der DIN 1045-1 [70] ohne direkte Berechnung. Die durchgeführten Versuche reichen jedoch nicht aus, um Zusammenhänge zwischen Rissbreite und Verlauf bzw. Ausdehnung der Schubrisse abzuleiten, die Voraussetzung für die Festlegung einer zulässigen Stahldehnung sind. Anhand der rechnerischen Tragfähigkeiten konnte lediglich gezeigt werden, dass die Streckgrenze der Stahlbügelbewehrung zur Begrenzung der (Schub)Rissbreiten nicht ausreicht.

Für die Wirksamkeit einer Querkraftverstärkung ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge von maßgeblichem Einfluss. Alle Beanspruchungen der Verstärkungsschicht müssen über die Verbundfuge auf das Stahlbetonbauteil übertragen werden. Die Beanspruchungen setzen sich aus zwei Anteilen zusammen, die von unterschiedlicher Bedeutung sind. Über den Verbund der Teilquerschnitte werden nur sehr geringe Lasten in die Verbundfuge eingeleitet, da die Verstärkung nach dem Verhältnis der Steifigkeiten kaum Lasten anzieht.

Deutlich höher sind die Beanspruchungen, die infolge der Verankerung der textilen Bewehrung in der Verbundfuge übertragen werden. Die Verankerung wird im Querschnitt des Bau-

teils über einen Druckbogen mit Zugband modelliert, der sich im Längsschnitt auf dem Fachwerk der textilen Bewehrung abstützt. Der Anschluss zwischen Druckbogen und Fachwerk erfolgt innerhalb der Druckstreben, die für diesen Zweck einen zusätzlichen Neigungswechsel aufweisen. Die Lage des Neigungswechsels wird durch den Verankerungsbereich der textilen Bewehrung bestimmt, so dass, im Unterschied zum herkömmlichen Fachwerkmodell der Stahlbügelbewehrung, die Zugstreben auch außerhalb der Biegedruckzone verankert werden können.

Das Zugband des Druckbogens im Querschnitt beansprucht den Verbundquerschnitt auf Haftzug mit der Folge, dass die verankerbaren Strebenkräfte durch die Haftzugfestigkeit der Betone begrenzt sind. Überschreiten die Haftzugspannungen die Festigkeit des Verbundquerschnitts in einer der drei möglichen Versagensebenen (im Altbeton, in der Verbundfuge alt-neu oder in der 1. Textilebene) kommt es zum Ablösen der Verstärkungsschicht.

In den experimentellen Untersuchungen hat sich das Ablösen der Verstärkung als kontinuierlicher Prozess gezeigt, der bis zum vollständigen Versagen der Verbundfuge noch einige Traglaststeigerungen zulässt. Der Beginn des Verbundversagens konnte mit Hilfe der gewählten Messtechnik nicht eindeutig bestimmt werden. Die anfänglichen Relativverschiebungen zwischen Steg und Verstärkungsschicht sind so gering bzw. werden durch die benachbarten, noch nicht versagten Verbundbereiche behindert, dass sie von anderen Einflüssen, die infolge von (Schub)Rissbildung oder Spannungsumlagerungen auftreten, nicht zu unterscheiden sind. Erst bei entsprechendem Fortschritt des Verbundversagens sind die Relativverschiebungen eindeutig messbar.

Konstruktive Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit der Verbundfuge wurden ausschließlich an kleinen separaten Schubprobekörpern untersucht. Ausgehend von dem Druckbogenmodell mit Zugband wurden konstruktive Lösungen der Verankerung gesucht, die die Beanspruchung des Haftverbundes reduzieren. Vergleichend wurden Verankerungslösungen mit durchgespannten Ankern, eingeschraubten Bolzen sowie eingeschossenen Nägeln analysiert.

Die Auswertung der Verbundversuche zeigt, dass die Tragfähigkeit der Verbundfuge durch das Aufbringen eines Querdrucks zunimmt, die Erhöhung ist aber nicht beliebig steigerbar. Mit der Höhe des Querdrucks wächst die Gefahr eines Zugversagens der textilen Bewehrung, obwohl die am Dehnkörper geprüfte Tragfähigkeit noch nicht erreicht ist. Möglicherweise verursacht der Querdruck eine Schädigung der textilen Bewehrung, denkbar ist aber ebenso, dass lokale Spannungsspitzen infolge eines ungleichmäßig aufgebrachten Querdrucks zum vorzeitigen Versagen führten. Eine abschließende Klärung der Versagensursache ist erst durch weitere Verbundversuche zu erwarten.

7.2 Ausblick

Das Verhalten eines Bauteils unter Querkraftbeanspruchung ist sehr komplex und bis heute selbst für den Stahlbeton nicht eindeutig zu beschreiben. Bei einem verstärkten Bauteil kommen zu den Einflüssen des Stahlbetons noch diejenigen des neuen Verstärkungsmaterials hinzu, so dass es vermessen wäre zu glauben, das Tragverhalten von textilbetonverstärkten

Bauteilen mit einer begrenzten Anzahl von nur 13 Versuchen vollständig zu ergründen. Die vorliegende Arbeit ist vielmehr als Diskussionsgrundlage zu verstehen, deren Thesen durch weitere Versuche zu untermauern oder auch zu widerlegen sind.

Völlig offen ist nach den bisherigen Untersuchungen die Frage, welche Auswirkungen andere textile Bewehrungen auf das Tragverhalten eines verstärkten Bauteils haben. Bei Carbonfasern z. B. könnte der Einfluss auf den Neigungswinkel der Hauptdruckspannungen deutlich ausgeprägter sein, da der E-Modul der Fasern höher ist als der von AR-Glas. Die Dehnungen der Stahlbügelbewehrung werden möglicherweise noch stärker begrenzt als in den bisherigen Versuchen festgestellt, so dass der Lastabtrag der Stahlbügelbewehrung gegenüber der unverstärkten Referenz weiter sinkt.

Die Tragfähigkeit der textilverstärkten Zugstreben kann anhand der oberflächig gemessenen Verformungen ebenso wenig abgeschätzt werden wie die Verteilung der Beanspruchung auf die beiden Stegbewehrungen. Es fehlen Zugversuche an verstärkten Stahlbetonproben, um einen Zusammenhang zwischen den Dehnungen in dem für die Bemessung maßgebenden Riss und den mittleren Dehnungen der Betonoberfläche herzustellen.

Die rissbreitenbegrenzende Wirkung der textilen Bewehrung ist vor allem für Balken mit Rechteckquerschnitt interessant. Die kritischen Schubrisse sowie maßgebenden Rissbreiten für ein vorzeitiges Versagen der Biegedruckzone sind durch systematische Rissbildanalyse zu sondieren. Untersucht werden sollten Bauteile mit unterschiedlicher Schubschlankheit, Querschnittsform und Verstärkungsgrad. Auch andere Bewehrungsarten, z. B. Bügel aus Glattstahl, lassen Unterschiede im Rissbild vermuten, die zu untersuchen sind.

Die geprüften Verankerungsmittel zur Erhöhung der Verbundtragfähigkeit zwischen Stahlbeton und Verstärkungsschicht haben sich in den bisherigen Verbundversuchen als nur bedingt geeignet herausgestellt. Die besten Ergebnisse wurden mit aufgebrachtem Querdruck erzielt. Der verbesserten Verbundtragfähigkeit steht jedoch die reduzierte Zugtragfähigkeit der textilen Bewehrung entgegen. In weiteren Schubversuchen wäre zu klären, ob die Abnahme der Zugtragfähigkeit eine generelle Folge des Querdrucks ist oder möglicherweise nur bei ungleichmäßig überdrücktem Verankerungsbereich auftritt. Gegebenenfalls sind zulässige Obergrenzen für den Querdruck zu ermitteln. Im Zusammenhang mit der Befestigung der Verankerungsmittel ist ebenfalls die Notwendigkeit einer Zulagebewehrung zu prüfen.

Notwendige Verstärkungen im Bereich von Industrieanlagen oder Brückentragwerken erfordern Kenntnisse über das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter nicht vorwiegend ruhender Belastung.

8 Literaturverzeichnis

[1] ACI 318-08: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008

[2] ACI 440.1R-03: *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2003

[3] ACI 440.2R-02: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002

[4] ACI 440.2R-08: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008

[5] ACI 440R-96: *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1996

[6] ACI 440R-07: *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2007

[7] ASCE-ACI COMMITTEE 445 ON SHEAR AND TORSION: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. *Journal of Structural Engineering* 124 (1998), H. 12, S. 1375-1417

[8] ASPLUND, S. O.: Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement. *ACI Journal Proceedings* 45 (1949), H. 1, S. 397-406

[9] BARROS, J. A. O.; DIAS, S. J. E.: Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams. *Cement & Concrete Composites* 28 (2006), H. 3, S. 276-292

[10] BARROS, J.; DIAS S.: Shear strengthening of reinforced concrete beams with laminate strips of CFRP. In: BRUNO, D. (HRSG.); SPADEA, G. (HRSG.); SWAMY, N. (HRSG.): *Composites in Constructions : Proceedings of the International Conference* (*CCC*2003), Cosenza, Italy : Editoriale Bios, 2003, S. 289-294

[11] BASLER, M.; WHITE, D.; DESROCHES, M.: Shear Strengthening with Bonded CFRP L-Shaped Plates. *ACI Special Publication*, SP-215, 2003, S. 373-384

[12] BAŽANT, Z. P.; GAMBAROVA, P. G.: Roug cracks in Reinforced concrete. *ASCE Journal of the Structural Division* 106 (1980), H. 4, S. 819-842

[13] BERARDI, V.; ASCIONE, L.; FEO, L. ET AL.: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures - Materials, RC and PC structures, masonry structures*. CNR-DT 200/2004, ROMA : CNR, 2006, ISBN 88-8080-074-4

[14] BERGMEISTER, K.: *Kohlenstofffasern im Konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst & Sohn, 2003, ISBN 3-433-02847-8

[15] BERGMEISTER, K.; WENDNER, R.: Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken. In: *Betonkalender* 99 (2010), T. 1. Berlin : Ernst & Sohn, S. 247-290

[16] BEYER, FRANK: *Berechnung von Hauptspannungstrajektorien zur Visualisierung des Beanspruchungszustands ebener Strukturen*. Institut für Mechanik und Flächentragwerke, Technische Universität Dresden, Interner Arbeitsbericht, 2012

[17] BISCHOFF, T.: Verwirkte Textilien zur Bewehrung von zementgebundenen Matrices. Textiltechnik, Aachen : Shaker, 2001, ISBN 978-3-8265-8447-3

[18] BLANKSVÄRD, T.: *Strengthening of concrete structures by the use of mineral-based composites – System and design models for flexure and shear*. Lulea, Technische Universität, Dissertation, 2009

[19] BLANKSVÄRD, TH.; TÄLJSTEN, B.; CAROLIN, A.: Shear Strengthening of Concrete Structures with the Use of Mineral-Based Composites. *Journal of Composites for Construction* 13 (2009), H. 1, S. 25-34

[20] BLASCHKO, M.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen. *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau*, 8/2001, Technische Universität München, Dissertation, 2001

[21] BONNET, M.: *Kunststoffe in der Ingenieuranwendung – verstehen und zuverlässig auswählen.* Wiesbaden : Vieweg + Teubner, 2009, ISBN 978-3-8348-0349-8

[22] BRAESTRUP, M. W.: Plastic analysis of shear in reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research* 26 (1974), H. 89, S. 221-228

[23] BRAMESHUBER, W. (HRSG.): *Textile Reinforced Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete*. Report 36, Bagneux: RILEM, 2006, ISBN 2-912143-99-3

[24] BROCKMANN, T.: *Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for Textile Reinforced Composites.* Fakultät für Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2006

[25] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M.: Anchoring of shear strengthening for T-beams made of TRC. *Materials and Structures* 41 (2008), H. 2, S. 407-418

[26] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M.: Textile Reinforced Concrete for Strengthening in Bending and Shear. *Materials and Structures* 39 (2006), H. 8, S. 741-748

[27] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M.: Anchoring of TRC Shear Strengthening for T-Beams. In: TRIANTAFILLOU, T. C. (HRSG.): *Proceedings of the 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures* (*FRPRCS*-8), Patras : University of Patras, 2007, S. 640-641 – Book of Abstracts and CD-ROM

[28] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; WEILAND S.; CURBACH, M.: Shear Strengthening with Textile Reinforced Concrete. In: HAMELIN, P. (HRSG.); BIGAUD, D. (HRSG.); FERRIER, E. (HRSG.); JAQUELIN, E. (HRSG.): *Proceedings of the 3rd International Conference on Composites in Construction*, Lyon : Université Lyon, 2005, V. 2, S. 1307-1314

[29] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; WEILAND, S.; CURBACH, M.: Textile Structures for Shear Strengthening. In: ALEXANDER, M. (HRSG.); BEUSHAUSEN, H.-D. (HRSG.); DEHN, F. (HRSG.); MOYO, P. (HRSG.): *International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, Cape Town, London : Taylor & Francis Group, 2005, S. 456-457 – Book of Abstracts and CD-ROM

[30] BS 8110-1: *Structural use of concrete. Code of practice for design and construction*. Ausgabe März 1997, Nachfolger: BS EN 1992-1-1:2004

[31] BULICEK, H.: Zur Berechnung des ebenen Spannungs- und des Verzerrungszustandes von schubbewehrten Stegen profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger im Grenzzustand der Schubtragfähigkeit. *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau* 4/93, Technischen Universität München, 1993

[32] BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN (HRSG.): *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)*. Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag, 2003

[33] BUTLER, M.: *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*. Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2009

[34] CAN/CSA A23.3-94: Design of concrete structures. *CAN/CSA Standard*, Rexdale : Canadian Standards Association, 1994

[35] CAROLIN, A.; NORDIN, M.; TÄLJSTEN, B.: Concrete beams strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. In: TENG, J. G. (HRSG.): *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering* (*CICE* 2001). V. 2, Amsterdam : Elsevier, 2001, S. 1059–1066, ISBN 0-08-043945-4

[36] CHAWLA, K. K.: *Composite Materials: Science and Engineering*. New York : Springer, 1987, ISBN 0-387-96478-9

[37] CHUDOBA, R.; VOŘECHOVSKÝ, M.; ECKERS, V.; GRIES, T.: Effect of Twist, Fineness, Loading Rate and Length on Tensile Behavior of Multifilament Yarns (A Multivariate Study). *Textile Research Journal* 77 (2007), S. 880-891

[38] COLLINS, M. P.: Towards a rational Theory for RC Members in Shear. *ASCE Journal of the Structural Division* 104 (1978), H. 4, S. 649-666

[39] CONCRETE SOCIETY: Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. *Concrete Society Technical Report*, No 55*, First Edition*, Camberley, UK 2000, ISBN 1 904482 14 7

[40] CONCRETE SOCIETY: Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. *Concrete Society Technical Report*, No 55*, Second Edition*, Camberley, 2004, ISBN 1 904482 14 7

[41] CURBACH, M. ET AL.: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 488, Berlin : Beuth, 1998

[42] CURBACH, M.; BRÜCKNER, A.: Textile Strukturen zur Querkraftverstärkung von Stahlbetonbauteilen. In: CURBACH, M. (HRSG.): *Textile Reinforced Structures: Proceedings*

of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2), Dresden : Technische Universität Dresden, 2003, S. 347-360 – ISBN 3-86005-386-8

[43] CURBACH, M.; BRÜCKNER, A.: Verstärkung von Balken und Plattenbalken mit textilbewehrtem Beton. In: CURBACH, M. (HRSG.): *SFB 528 Textile Bewehrungen zur Bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Finanzierungsantrag für die Periode* II/2005 –I/2008, Dresden : Technische Universität Dresden, 2004, S. 435-464

[44] CURBACH, M.; JESSE, F.: Verstärken mit Textilbeton. In: *Betonkalender* 99 (2010), T. 1, Berlin : Ernst & Sohn, S. 457-565

[45] CURBACH, M.; JESSE, F.; ORTLEPP, R.; LORENZ, E.; HAUSDING, J.: *Vorversuche zu Trag- und Verbundeigenschaften von Textilien aus SGL-Carbonfasern in Feinbetonmatrix*. Dresden : Technische Universität Dresden, Interner Ergebnisbericht, 2008

[46] CZADERSKI, C.; MOTAVALLI, M.: Fatigue Behaviour of CFRP L-Shaped Plates for Shear Strengthening of RC T-Beams. *Composites Part B: Engineering* 35 (2004), H. 4, S. 279-290

[47] DAUS, S.: *Zuverlässigkeit des Klebeverbundes von nachträglich verstärkten Betonbauteilen – Sicherheitskonzept für den Verbundnachweis von oberflächig geklebter Bewehrung*. Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2007

[48] DE HESSELLE, J.: Kohlenfaserkunststoff, der neue Baustoff für die nachträgliche Verstärkung von Betonbauwerken. *Bauingenieur* 72 (1997), H. 6, S. 277-280

[49] DE LORENZIS, L.; NANNI, A.: Characterization of FRP bars as near surface mounted reinforcement. *Journal of Composites for Construction* 5 (2001), H. 2, S. 114–121

[50] DE LORENZIS, L.; NANNI, A.: Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods. *ACI Structural Journal* 98 (2001), H. 1, S. 60-68

[51] DE LORENZIS, L.; TENG, J. G.: Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites: Part B* 38 (2007), H. 2, S. 119-143

[52] DEI POLI, S.; GAMBAROVA, P. G.; KARAKOC, C.: Aggregate Interlock Role in R.C. Thin-Webbed Beams in Shear. *ASCE Journal of Structural Engineering* 113 (1987), H. 1, S. 1-19

[53] DEURING. M.: *Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen.* Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Dissertation, 1993

[54] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ZERSTÖRUNGSFREIE PRÜFUNG E.V. (DGZFP): *Merkblatt für Sichtprüfung und Endoskopie als optische Verfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung.* Berlin, Fraunhofer IRB, 1996

[55] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB): Richtlinie *Stahlfaserbeton*. Berlin : Beuth, Ausgabe März 2010

[56] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB): Richtlinie *Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung*. Berlin : Beuth, Schlussentwurf 06.12.2010

[57] DEUTSCHER AUSSSCHUSS FÜR STAHLBETON (HRSG.): *Richtlinie – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie), Teil I bis IV*. DAfStb. Berlin : Beuth, Ausgabe Oktober 2001

[58] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V. (DBV).: Merkblatt *Stahlfaserbeton*, Oktober 2001

[59] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V. (DBV): Merkblatt *Industrieböden aus Beton für Frei- und Hallenflächen*, 2004

[60] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-70, *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber 'StoPox SK 41' schubfest aufgeklebte Kohlenfaserlamellen 'Sto S&P CFK Lamellen' nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 29.10.2012

[61] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-77, *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen MC-Dur nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 31.12.2011

[62] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-78, *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen 'Carboplus. Lamellen' nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 31.12.2011

[63] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-80, *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen 'Sika CarboDur' nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 31.05.2011

[64] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.1-71, *Klebesystem 'StoGB System 1' für schubfeste Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 31.12.2012

[65] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.1-72, *Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen nach DIN* 1045-1:2008-08. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, abgelaufen

[66] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): *Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK-Lamellen)*. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 1998

[67] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): *Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Auflaminieren von unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflaminaten (CFK-Laminate)*. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 1999

[68] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): *Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen*. Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 2000

[69] DIAS, S. J. E.; BARROS, J. A. O.: Shear Strengthening of T Cross Section Reinforced Concrete Beams by Near-Surface Mounted Technique. *Journal of Composites for Construction* 12 (2008), H. 3, S. 300-311

[70] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Ausgabe August 2008, zurückgezogen

[71] DIN 1048, T. 2: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton in Bauwerken und Bauteilen*. Ausgabe Juni 1991

[72] DIN 1048, T. 5: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.* Ausgabe Juni 1991

[73] DIN 18551: *Spritzbeton – Nationale Anwendungsregeln zur Reihe DIN EN 14487 und Regeln für die Bemessung von Spritzbetonkonstruktionen*. Ausgabe Februar 2010

[74] DIN 488-3: *Betonstahl - Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht*. Ausgabe August 2009

[75] DIN 60000: *Textilien, Grundbegriffe.* Ausgabe Januar 1969

[76] DIN EN 196-1: *Prüfverfahren für Zement – Teil* 1: *Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN* 196-1:2005. Ausgabe Mai 2005

[77] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN* 1992-1-1:1991, Ausgabe Juni 1992

[78] DIN EN 1992-1-1: *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.* Ausgabe Januar 2011

[79] DIN EN 206-1: *Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Deutsche Fassung EN 206-1:2000, Ausgabe Juli 2001

[80] DOLAN, C.: FRP Prestressing in the USA. *Concrete International* 21 (1999), H. 10, S. 29-32

[81] EBERLINE, D. K.; KLAIBER, F. W.; DUNKER, K.: Bridge Strengthening with Epoxy-bonded Steel Plates. *Transportation Research Board*, H. 1180, S. 7-11

[82] EIBL, J.; BACHMANN, H.; FATH, F.: *Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. Abschlussbericht, Stuttgart : Fraunhofer IRB, 1988

[83] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.: Stahlfaserbeton – Anwendungen und Richtlinie. In *Betonkalender* 95 (2006), Teil 1. Berlin : Ernst & Sohn, S. 665-703

[84] FARDIS, M. N.; KHALILI, H.: Concrete Encased in Fiberglass Reinforced Plastic. *ACI Journal Proceedings* 78 (1981), H. 6, S. 440-446

[85] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE (FIP): *Practical Design of Structural Concrete.* Recommendations. London, SETO, 1999

[86] FENWICK, R. C.; PAULAY, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. *ASCE Journal of the Structural Division* 94 (1968), H. 10, S. 2325-2350

[87] FIB SPECIAL ACTIVITY GROUP 5: Model Code 2010. First complete draft, International Federation for Structural Concrete (*fib*), Bulletin 55, ISBN 978-2-88394-095-6

[88] FIB SPECIAL ACTIVITY GROUP 5: Model Code 2010. First complete draft, International Federation for Structural Concrete (*fib*), Bulletin 56, ISBN 978-2-88394-096-3

[89] FIB TASK GROUP 9.3: *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. International Federation for Structural Concrete (*fib*), bulletin 14. Stuttgart : Sprint-Digital-Druck, 2001

[90] FIB WORKING GROUP 2: *Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs with emphasis on seismic applications*. International Federation for Structural Concrete (*fib*), bulletin 35, Stuttgart : Sprint-Digital-Druck, 2006

[91] FUJISAKI, T; HOSOTANI, M.; OHNO, S.; MUTSUYOSHI, H.: JCI state-of-the-art on retrofitting by CFRM – Researches. In: *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures: Proceedings of the 3rd international symposium* (*FRPRCS*-3), Vol. 1. Sapporo, Tokio : Japan Concrete Institute, 1997. S. 613-620

[92] GALAL, K.; MODIFI, A.: Shear Strengthening of RC T-Beams Using Mechanically Anchored Unbonded Dry Carbon Fiber Sheets. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (2010), H. 1, S. 31-39

[93] GÖRTZ, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton.* Fakultät für Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2004

[94] GOSSLA, U.: Flachdecken aus Stahlfaserbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), H. 2, S. 94-102

[95] GRAF, O.: Aus Amerikanischen Versuchen mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandfähigkeit verschiedener Bewehrungen gegen Schubkräfte. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 61, Berlin : Ernst & Sohn, 1929

[96] GRIFFITH, A. A.: The Phenomena of Rupture and flow in solid. *Philosophical Transaction of the Royal Society London* A221 (1921), S. 168-198

[97] GRUNEWALD, D.; ONKEN, P.: Verstärkung von Brückenbauwerken mit Faserverbundwerkstoffen. *Tiefbau* 116 (2004), H. 4, S. 238-243

[98] HANKERS, CH.: Spritzbeton für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton. *Beton- und Stahlbetonbau – Betonerhaltung* 2008, S. 18-25

[99] HAUSDING, J.: *Multiaxiale Gelege auf Basis der Kettenwirktechnik – Technologie für Mehrschichtverbunde mit variabler Lagenanordnung.* Institut für Textil- und Bekleidungstechnik, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2010

[100] HAUSDING, J.: *Multiaxialgelege auf Basis der Kettenwirktechnik – Möglichkeiten der maschinenintegrierten Verfestigung*. Saarbrücken : VDM-Verlag, 2008

[101] HEGGER, J.; GÖRTZ, S.: Querkraftbemessung nach DIN1045-1. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), H. 9, S. 460-470

[102] HEGGER, J.; KÖNIG, G.; ZILCH, K.; REINECK, K.-H.; GÖRTZ, S.; BEUTEL, R.; SCHENCK, G.; KLIVER, J.; DEHN, F.; STALLER, M.: *Abschlussbericht für das DIBT-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteil aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1*. RWTH Aachen, Universität Leipzig, TU München, Universität Stuttgart, 1999

[103] HOLZENKÄMPFER, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 473, Berlin : Beuth, 1997

[104] HORIGUCHI, T.; SAEKI, N.: Effect of test methods an quality of concrete on bond strength of CFRP sheet. In: *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures: Proceedings of the 3rd international symposium* (*FRPRCS*-3), Vol. 1. Sapporo, Tokio : Japan Concrete Institute, 1997, S. 265-270

[105] HUTCHINSON, R. L.; RIZKALLA, S. H.: Shear Strengthening of AASHTO Bridge Girders Using Carbon Fiber Polymer Sheets. In: DOLEAN C. W. (HRSG.); RIZKALLA, S. H. (HRSG.); NANNI, A. (HRSG.): *Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI Special Publication,* SP-188, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1999, S. 945-958

[106] INCA2: *Progamm zur interaktiven Berechnung von Massivbau-Querschnitten*, Technische Universität Hamburg-Harburg. Institut für Massivbau, www.tu-harburg.de/mb, www.u-pfeifer.de

[107] ISIS CANADA: Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre-reinforced polymers. *Design Manual No.* 4, Winnipeg : ISIS Canada, 2001

[108] JESSE, D.*: Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung*. Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2010

[109] JESSE, D.; JESSE, F.; CURBACH, M.: Lokale Lasteintragung über Bolzenverbindungen in dünne Betonbauteile aus textilbewehrtem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), H. 2, S. 73-83

[110] JESSE, F.: *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*. Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2004

[111] JINNO, Y, TSUKAGOSHI, H.; YABA, Y.: RC Beams with Slabs strengthened by CF sheets and bundles of CF strands. In: BURGOYNE, CH. (HRSG.): *5th international Symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for concrete structures* (*FRPRCS*-5), V. 2, London : Thomas Telford, 2001, S. 981-987, ISBN 0-7277-3029-0

[112] KAISER, H.: *Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 1989

[113] KANI, G. N. J.: How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams? *ACI Journal Proceedings* 64 (1967), H. 3, S. 128-141

[114] KANI, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit? *Der Bauingenieur* 43 (1968), H. 5, S. 167-174

[115] KAUFMANN, N.: Das Sandflächenverfahren. *Strassenbau-Technik* 24 (1971), H. 3, S. 131-135

[116] KAUFMANN, W.; MARTI, P.: *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1996

[117] KHALIFA, A.; ALKHRDAJI, T.; NANNI, A.; LANSBURG, A.: Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement. *Concrete International: Design and Construction* 21 (1999), H. 10, S. 49-54

[118] KHALIFA, A.; GOLD, W. J.; NANNI, A.; ABDEL AZIZ, M. I.: Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members. *Journal of Composites for Construction* 2 (1998), H. 4, S. 195-203

[119] KIRMAIR, H.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken - theoretische und experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 385, Berlin : Beuth, 1987

[120] KLEICKE, R. ; KOWTSCH, C. ; KÖCKRITZ, U. ; CHERIF, C.: Drehergewebte Gitter für textile Betonbewehrungen. *Technische Textilien* 50 (2007), S. 222-223

[121] KOAYSHI, K.; FUJII, S.; YABA, Y.; TUKAGOSHI, H.; SUGIYAMA, T.: Advanced wrapping sysem with CF-anchor: Stress Transfer mechanism of CF-anchor. In: BURGOYNE, CH. (HRSG.): *5th international Symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for concrete structures* (*FRPRCS*-5), V. 1, London : Thomas Telford, 2001, S. 379-387, ISBN 0-7277-3029-0

[122] KÖCKRITZ, U.: *In-Situ Polymerbeschichtung zur Strukturstabilisierung offener nähgewirkter Gelege.* München : Verlag Dr. Hut, 2008, ISBN 978-3-89963-682-6

[123] KOLKMANN, A.: *Methoden zur Verbesserung des inneren und äußeren Verbundes technischer Garne zur Bewehrung zementgebundener Matrices*. Berichte aus der Textiltechnik, Aachen : Shaker, 2008, ISBN 978-3-8322-7412-2

[124] KORDINA, K.; BLUME, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 364, Berlin : Ernst & Sohn, 1985, S. 8-10

[125] KRÜGER, M.: *Vorgespannter textilbewehrter Beton*. Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Universität Stuttgart, Dissertation, 2004

[126] KUPFER, H.: Erweiterung der MÖRSCH'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsenergie. *CEB-Bulletin No*. 40, Stuttgart, 1962, S. 44-57

[127] KUPFER, H.; MANG, R.; KARAVESYROGLOU, M.: Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern – Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung. *Bauingenieur* 58 (1983), S.143-149

[128] LABOSSIÈRE, P. ET AL.: Fibre reinforced polymer strengthening of the Sainte-Émélie-de-l'Énergie Bridge: Design, Instrumentation and Field Testing. *Canadian Journal of Civil Engineering* 27 (2000), H. 5, S. 916-927

[129] LEONHARDT, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken: Begründung durch Versuchsergebnisse mit Hilfe einer erweiterten Fachwerkanalogie. *Der Bauingenieur* 40 (1965), H. 1, S. 1-15

[130] LEONHARDT, F.; POSTÁSY, F.; MACGREGOR, F.; PATZAK, M.: Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 275, Berlin : Beuth, 1977

[131] LEONHARDT, F.; WALTHER, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Heft 151. Berlin : Ernst & Sohn, 1962

[132] LORENZ, E.: *Beitrag zum Verbundverhalten und der Verankerung textiler Bewehrungen in der Feinbetonmatrix.* Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (FH), Masterarbeit, 2008

[133] LORENZ, E.; ORTLEPP, R.: Berechnungsalgorithmus zur Bestimmung der Verankerungslänge der textilen Bewehrung in der Feinbetonmatrix. In: CURBACH, M. (HRSG.), JESSE, F. (HRSG.): *Textile Reinforced Structures: Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4) und zur 1. Anwendertagung*. Dresden : Technische Universität Dresden, 2009, S. 491-502 – ISBN 978-3-86780-122-5

[134] LORENZ, E.; ORTLEPP, R.; HAUSDING, J.; CHERIF, CH.: Effizienzsteigerung von Textilbeton durch Einsatz textiler Bewehrungen nach dem erweiterten Nähwirkverfahren. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), H. 1, S. 1-10

[135] LÖSER, B.; LÖSER, H.; WIESE, H.; STRITZKE, J.: *Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile*. Berlin : Ernst & Sohn, 19. Auflage, 1986, S. 111, ISBN 3-433-00919-8

[136] MAEDA, T.; ASANO, Y.; SATO, Y.; UEDA, T.; KAKUTA, Y.: A study on bond mechanism of carbon fiber sheet. In: *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures: Proceedings of the 3rd international symposium* (*FRPRCS*-3), Vol. 1. Sapporo, Tokio : Japan Concrete Institute, 1997, S. 279-286

[137] MALEK, A.; SAADATMANESH, H.: Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber-Reinforced Plastic. *ACI Structural Journal* 95 (1998), No. 4, pp. 391-399

[138] MARTI, P.: *Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton.* Bericht Nr. 104, Basel : Birkhäuser, 1980, ISBN 3-7643-1235-1

[139] MARTI, P.; ALVAREZ, M.; KAUFMANN, W.; SIGRIST, V.: *Tragverhalten von Stahlbeton*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Fortbildungskurs für Bauingenieure, 1999

[140] MARTI, P.; PFYL, TH.; SIGRIST, V.; ULAGA, T.: Harmonized Test Procedure for Steel-Fibre Reinforced Concrete. *ACI Materials Journal* 96 (1999), H. 6, S. 676-685

[141] MECHTCHERINE, V.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Entwicklung der Matrices und zur Verbesserung des Faser-Matrix-Verbundes von textilbewehrten Betonen. In: CURBACH, M. (HRSG.): *SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen*

Verstärkung und Instandsetzung: Finanzierungsantrag für die Periode I/2008-I/2011, Dresden : Technische Universität Dresden, 2008

[142] MEIER, H.: CFK-Schubverstärkungselemente. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 116 (1998), H. 43, S. 819-821

[143] MEIER, H.: Toreinbau und Verstärkung der Duttweilerbrücke in Zürich. *Schweizer Baublatt* 99 (2001)

[144] MEIER, U.: Brückensanierung mit Hochleistungsfaserverbundwerkstoffen. *Material und Technik* 15 (1987), H. 4, S. 125-128

[145] MEIER, U.; DEURING, M.; MEIER, H.; SCHWEGLER, G.: Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and Applications in Switzerland. In: NEALE, K. W. (HRSG.); LABOSSIÈRE, P. (HRSG.): *Proceedings of the First International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Sherbrooke : CSCE Publication, 1992, S. 243-251

[146] MÖHLER, K.: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammensetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Fakultät für Bauwesen, Universität Karlsruhe, Habilitation, 1962

[147] MÖLLER, B.; BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; STEINIGEN, F.: Verstärken mit textilbewehrtem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), H. 6, S. 466-471

[148] MOLTER, M.: *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton.* Fakultät für Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation. 2005

[149] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau : Seine Theorie und Anwendung*. Stuttgart : Wittwer, 1908

[150] MOTAVALLI, M.; CZADERSKI, CH.: FRP Composites for Retrofitting of Existing Civil Structures in Europe: State-of-the-Art Review. In: *Composites & Polycon* 2007. American Composites Manufactures Association, Tampa, 2007, S. 1-10

[151] MTO: *Ontario highway bridge design code (OHBDC). Bridge Code.* Downsview : Ministry of Transportation Ontario, 1993

[152] MÜLLER, P.: *Plastische Berechnungvon Stahlbetonscheiben und –balken*. Bericht Nr. 83, Basel : Birkhäuser, 1978, ISBN 3-7643-1052-9

[153] MUTTONI, A. *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton.* Bericht Nr. 176, Basel : Birkhäuser, 1990, ISBN 3-7643-2537-2

[154] MUTTONI, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), H. 2, S. 74-84

[155] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.: Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. In: *Structural Concrete : IABSE Colloquium*, V. 62, Stuttgart 1991, Zürich : Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1991, S. 703-708

[156] NANNI, A.: Concrete Repair with Externally Bonded FRP Reinforcement: Examples from Japan. *Concrete International: Design and Construction* 17 (1995), H. 6, S. 22-25

[157] NANNI, A.; DI LUDOVICO, M.; PARRETTI, R.: Shear Strengthening of a PC Bridge Girder with NSM CFRP Rectangular Bars. *Advances in Structural Engineering* 7 (2004), H 4, S. 97-109

[158] NEALE, K. W.; LABOSSIÈRE, P.: State-of-the-Art Report on Retrofitting and Strengthening by Continuous Fibre in Canada. In: *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures: Proceedings of the 3rd international symposium* (*FRPRCS*-3), Vol. 1. Sapporo, Tokio : Japan Concrete Institute, 1997. S. 25-39

[159] NELL, W.; GREIFF, M.: Innovative Konstruktionsmöglichkeiten mit Stahlfaserbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), H. 10, S. 803-810

[160] NEUBAUER, U.: Techniken des nachträglichen Verstärkens von Betonbauteilen mit Klebebewehrung in Deutschland: Ein Überblick. In: *Beton- und Fertigteil-Jahrbuch* 52 (2004), S. 196-202

[161] NEUBAUER, U.: *Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser-Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 2000

[162] NEUBAUER, U.; ROSTASY, F. S.: Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. In: FORDE, M. C. (HRSG.) *Proceedings of 7th International Conference on Structural Faults and Repair*, Edinburgh : Engineering Technics Press, 1997, V. 2, S. 109-118

[163] NIEDERMEIER, R.: *Zugkraftdeckung bei klebearmierten Bauteilen*. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität München, Dissertation, 2001

[164] NIEMANN, P.: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 545, Berlin : Beuth, 2004

[165] NN: Kohlenstoffaserverstärkte Kunststoffe – Instandsetzung vor den Toren Luzerns, *Beton* 42 (1992), H. 10, S. 584

[166] NORDIN, M.; CAROLIN, A.; TÄLJSTEN, B.: Concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted reinforcement (NSMR). In: TENG, J. G. (HRSG.): *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering* (*CICE* 2001). V. 2, Amsterdam : Elsevier, 2001, S. 1067–1075, ISBN 0-08-043945-4

[167] OFFERMANN, P. ET AL.: Technische Textilien zur Bewehrung von Betonbauteilen. *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), H. 6, S. 437-443

[168] OFFERMANN, P.; CHERIF, CH.: Modellbildung und verfahrenstechnische Umsetzung applikationsgerechter Gitterstrukturen für die Betonbewehrung. In: CURBACH, M. (HRSG.): *SFB 528 Textile Bewehrungen zur Bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Finanzierungsantrag für die Periode* II/2005 –I/2008, Dresden : Technische Universität Dresden, 2004, S. 59-94

[169] ORLOWSKY, J.: *Zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasbewehrung in Textilbeton.* In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 558, Berlin : Beuth, 2005

[170] ORTLEPP, R.: *Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten*. Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2007

[171] PAULAY, T.; LOEBER, P. J.: Shear transfer by aggregate interlock. *ACI Special Publication*, SP-42, 1974, S. 1-16

[172] PFYL, TH.; MARTI, P.: *Versuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2001

[173] PICHLER, D.: *Die Wirkung von Anpressdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen*. Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, Dissertation, 1993

[174] PIEPLOW, K.: Untersuchungen zum Tragverhalten CFK-verstärkter Stahlbetonbauteile. In: *Wissenschaft*, H 15, Berlin : Fraunhofer IRB, 2005, 978-3-8167-6983-5

[175] PRAGER, W.: *Probleme der Plastizitätstheorie*. Lehr- und Handbücher der Ingenieurwissenschaften – Bd. 17, Basel : Birkhäuser, 1955

[176] RANISCH, E.-H.: Geklebte Bewehrungen im Stahlbetonbau – Stand der Forschung. *IBK-Bau-Fachtagung* 135, Dillingen, 1991, S. 10/1-10/9

[177] RANISCH, E.-H.: *Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton – Geklebte Bewehrung*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1982

[178] RAUPACH, M.; ORLOWSKY, J.; WOLFF, L.; BRAMESHUBER, W.; BROCKMANN, T.: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasrovings in Feinbeton. *Technische Textilien* 45 (2002), H. 2, S. 93-96

[179] REINECK, K.-H.: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen.* Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, Dissertation, 1990

[180] REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *Bauingenieur* 76 (2001), H. 4, S. 168-179

[181] REINECK, K.-H.: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. In: *Betonkalender* 2005, T. 2, Berlin : Ernst & Sohn, S. 241-374

[182] RESEARCH COMMITTEE ON UPGRADING OF CONCRETE STRUCTURES WITH USE OF CONTINUOUS FIBER SHEET: Recommendations for upgrading concrete structures with use of CFRP. *Concrete Engineering Series*, No. 41, Tokyo : Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2001

[183] RICHTER, M.: *Entwicklung mechanischer Modelle zur analytischen Beschreibung der Materialeigenschaften von textilbewehrtem Feinbeton*. Institut für Mechanik und Flächentragwerke, Technische Universität Dresden, 2004

[184] RILEM TECHNICAL COMMITEE CPC-18: Measurement of hardened concrete carbonation depht. *Materials and Structures* 21 (1988), H. 6, S. 453-455

[185] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. *Schweizerische Bauzeitung* 33 (1899), H. 5, 6, 7, S. 41-43, 49-52, 59-61

[186] ROESER, W.; KERKENI, N.: Ertüchtigung der beiden Eisenbahnbrücken A13. *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), H. 5, S. 324-329

[187] ROSENBUSCH, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 550, Berlin : Beuth, 2004

[188] ROSTÁSY, F. S.; HOLZENKÄMPFER, P.; HANKERS. CH.: Geklebte Bewehrungen für die Verstärkung von Betonbauteilen. In: *Beton-Kalender* 1996 Bd. 2. Berlin : Ernst & Sohn, 1996, S. 547-576

[189] ROSTÁSY, F. S.; NEUBAUER, U.; HANKERS, CH.: Verstärken von Betontragwerken mit geklebter äußerer Bewehrung aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen. *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (1997), H. 5, S. 132-138

[190] ROSTÁSY, F. S.; RANISCH, E.-H.: Koppelfugensanierung mit angeklebten Stahllaschen. *Bauingenieur* 61 (1986), H. 7, S. 305-311

[191] SAKAR, G.; TANARSLAN, H. M.; ALKU, O. Z.: An experimental study on shear strengthening of RC T-section beams with CFRP plates subjected to cyclic load. *Magazine of Concrete Research* 61 (2009), H. 1, S. 43-55

[192] SAS, G.; TÄLJSTEN, B.; BARROS, J.; LIMA, J.: FRP Shear Strengthening of RC Beams – Assessment of Available Design Models. In: OEHLERS, D. J. (HRSG.); GRIFFITH, M. C. (HRSG.); SERACINO R. (HRSG.): *9th international Symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for concrete structures* (*FRPRCS*-9), Sydney : University of Adelaide, 2009

[193] SCHÄFER, H. G. ET AL.: Sachstandsbericht zum Verstärken von Betonbauteilen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 467, Berlin : Beuth, 1996

[194] SCHERER, J.: Glasgitterbewehrungen für Spritzverfahren. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 114 (1996), H. 36, S. 10-12

[195] SCHILDE, K.: Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und nachträglich aufgeklebten Kohlefaserlamellen am Zwischenrisselement. In: *Bauwerkserhaltung und Holzbau*, H. 1, Kassel : Universität Kassel, 2005, ISBN: 978-3-89958-149-2

[196] SCHLADITZ, F.; LORENZ, E.; JESSE, F.; CURBACH, M.: Strengthening of a Barrel-Shaped Roof using Textile Reinforced Concrete. In: *33rd Symposium of the International Association for Bridge and Structural Engineering* (*IABSE*), Bangkok, 2009, S. 416-417 – Book of Abstracts and CD-ROM – ISBN 978-3-85748-121-5

[197] SCHORN, H.; HEMPEL, R.; SCHIEKEL, M.; BUTLER, M.: Grundlagen für die Gefüge- und Verbundoptimierung der Matrices von textilbewehrten Betonen / Dauerhaftigkeit von AR-Glasfilamentgarnen für die Bewehrung von zementgebundenen Massen. In: CURBACH, M. (HRSG.): *SFB 528 Textile Bewehrungen zur Bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Zwischenbericht zur Dauerhaftigkeit und Dauerstandfestigkeit von AR-Glasbewehrung im Beton*, Technische Universität Dresden, 2003, S. 13-30

[198] SCHORN, H.; PUTERMANN, M.: Textile Glasfasergelege mit Polymerdispersionen als Bewehrung für Beton. *Bautechnik* 79 (2002), H. 10, S. 671-675

[199] SCHORN, H.; SCHIEKEL, M.; HEMPEL, R.: Dauerhaftigkeit textiler Glasfaserbewehrung im Beton. *Bauingenieur* 79 (2004), H. 2, S. 86-94

[200] SCHÜRMANN, H.: *Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden*. Heidelberg : Springer, 2007, ISBN 3-540-72189-4

[201] SEDLACEK, G.; GEßLER, A.; VÖLLING, B.; RETTWEILER, T.: Untersuchungen von punktförmigen Verbindungen für textilbewehrte Betonbauteile. *Bautechnik* 82 (2005), H. 3, S. 179-182

[202] SEIM, W.: *Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken*. Berlin : Ernst & Sohn, 2007

[203] SIA 166: *Klebebewehrungen.* Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zurich : SIA, 2004

[204] SIA 262: *Betonbau*. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zurich : SIA, 2003

[205] STEINER, W.: Strengthening of Structures with CFRP Strips. In: EL-BADRY, M. M. (HRSG.): *Second International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Montreal : CSCE Publication, 1996, S. 407-417

[206] STOCKMANN, P.: *Textile Strukturen zur Bewehrung zementgebundener Matrices*. Fakultät für Maschinenwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2002

[207] TAERWE, L.: FRP activities in Europe: survey of research and applications. In: *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures: Proceedings of the 3rd international symposium* (*FRPRCS*-3), Vol. 1. Sapporo, Tokio : Japan Concrete Institute, 1997, S. 59-74

[208] TÄLJSTEN B, CAROLIN A, NORDIN H. Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *Advances in Structural Engineering* 6 (2003), H. 3, S. 201-213

[209] TÄLJSTEN, B.: *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures: Design Guidelines*. Luleå, Schweden : Luleå Universisty of Technology, 2002, ISBN 91-89580-03-6

[210] TAYLOR, H. P. J.: *Investigation of the forces across cracks in reinforced concrete beams in shear by aggregate interlock*. Technical report – 42.447, Cement and Concrete Association, 1970

[211] THÜRLIMANN, B.: Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. *CEB-Bulletin No*. 126, Paris, Juni 1978, S. 16-38

[212] TORRET, R.; FERNÁNDEZ LUCO, L.: *State of the Art Report of RILEM Technical Committee 189-NEC: 'Non-Destructive Evaluation of the Penetrability and Thickness of the Concrete Cover'.* RILEM Report 40, 2007, ISBN 978-2-35158-054-7

[213] TRIANTAFILLOU, T. C.: Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI Structural Journal* 95 (1998), H. 2, S. 107-115

[214] TRIANTAFILLOU, T. C.; ANTONOPOULOS, C. P.: Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP. *Journal of Composites for Construction* 4 (2000), H. 4, S. 198-205

[215] TRIANTAFILLOU, T. C.; PAPANICOLAOU, C. G.: Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Materials and Structures* 39 (2006), H. 1, S. 93-103

[216] UJI, K.: Improving Shear Capacity of Existing Reinforced Concrete Members by Applying Carbon Fiber Sheets. *Transactions of the Japan Concrete Institute* 14 (1992), S. 253-266

[217] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: Compression response of cracked reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Enigeering* 119 (1993), H. 12, S. 3590-3610

[218] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: *Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses.* Publication 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982

[219] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjectet to Shear. *ACI Journal* 83 (1986), H. 2, S. 219-231

[220] WAGNER, H.: Ebene Blechwandträger mit sehr dünnem Stegblech. *Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschifffahrt* 20 (1929), H. 8, S. 200-315

[221] WAHHOUD, A.: Neue Gestaltungskonzepte zur Gewebeherstellung. *Melliand Textilberichte* 86 (2005), H. 7/8, S. 526-529

[222] WALRAVEN, J. C.: *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, 1980

[223] WALRAVEN, J. C.; GRUNEWALD, S.: Normung, Forschung und Anwendung des Stahlfaserbetons in den Niederlanden. In: *Stahlfaserbeton, ein unberechenbares Material?* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), TU Braunschweig, 2002 Heft 164, S. 47-62

[224] WEILAND, S.: *Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton.* Technische Universität Dresden, Dissertation, 2009

[225] WIBERG A.: Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fibre Composites. In: *TRITA-BKN,* Bull. 72, Stockholm : Royal Institute of Technology, 2003

[226] WIETEK, B.: *Stahlfaserbeton, Grundlagen und Praxisanwendung*. Wiesbaden : Vieweg + Teubner, 2010

[227] WINTERBERG, R.: Einfluß von Stahlfasern auf die Durchlässigkeit von Beton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 483, Berlin : Beuth, 1997

[228] WOLLBOLD, F.: *Über ein bildgebendes Ultraschallecho-Verfahren für die zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen.* Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2002

[229] WÖRNER, R.: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1994

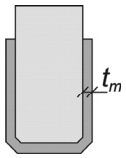
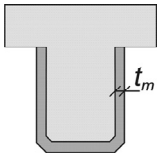
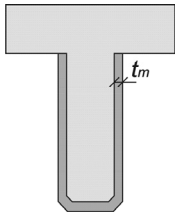
[230] WU, H.-C.; SUN, P.: Fiber reinforced cement based composite sheet for structural retrofit. In: CHEN J. F. (HRSG.); TENG J. C. (HRSG.): *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures* (*BBFS 2005*), Hong-Kong : The Hong Kong Polytechnic University, 2005, S. 343-348

[231] YOON, Y.-S.; COOK, W. D.; MITCHELL, D.: Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal* 93 (1996), H. 5, S. 576-684

[232] ZEHETMAIER, G.; ZILCH, K.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Heidelberg : Springer, 2. Auflage, 2010, ISBN 978-3-540-70638-0

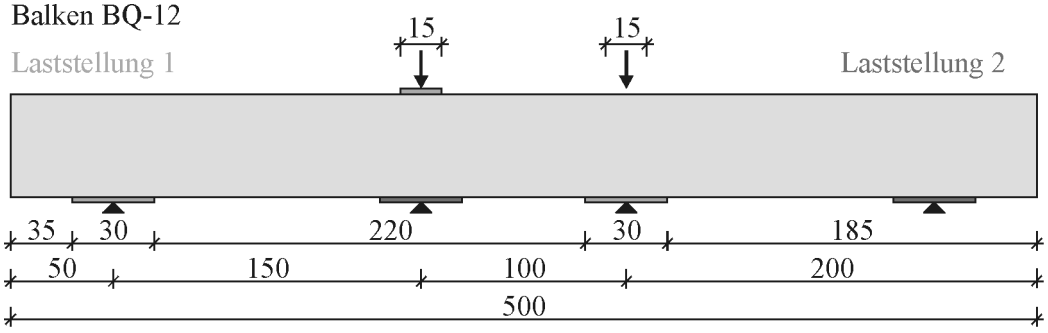
[233] ZILCH, K.; MAINZ, J.: Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Heft 528, Berlin : Beuth, 2002

[234] ZINK, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung.* Stuttgart Leipzig : Teubner, 2000

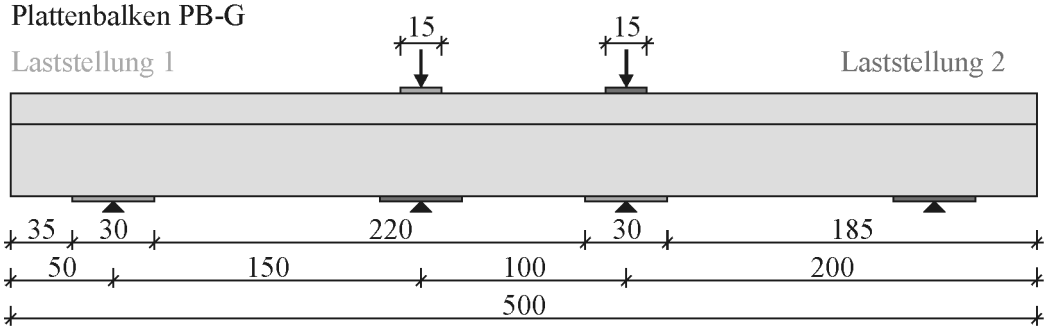
Balken-Nr.	Querschnitt	Altbeton				Feinbeton					Bruchlast
		$f_{cm,cube}^{28d}$ [N/mm²]	$f_{cm,cube}^{\text{Prüftag}}$ [N/mm²]	$E_{cm}^{\text{Prüftag}}$ [N/mm²]	$f_{ct,sp}^{\text{Prüftag}}$ [N/mm²]	$R_f^{\text{Prüftag}}$ [N/mm²]	$R_c^{\text{Prüftag}}$ [N/mm²]	Lagen	Fläche a_t [mm²/m]	t_m [mm]	ΣF [kN]
1-BQ-12/0(1)		54,3	61,2	34437	3,53	-	-	0	0,0	-	771,5
1-BQ-12/0(2)			60,9	29120	3,11	-	-	0	0,0	-	826,2
2-BQ-12/0(1)		27,0	38,2	27893	2,78	-	-	0	0,0	-	616,9
2-BQ-12/0(2)			38,6	26915	2,91	-	-	0	0,0	-	651,6
2-BQ-12/2(1)		31,5	37,0	28479	2,64	69,8	4,30	2	86,1	10,7	679,1
2-BQ-12/2(2)			40,6	28607	2,72	69,8	4,30	2	86,1	10,7	735,9
2-BQ-12/3(1)		28,1	37,0	27403	2,86	72,6	4,63	3	129,2	13,2	832,6
2-BQ-12/3(2)			39,0	29097	2,14	80,0	5,23	3	129,2	13,2	846,7
1-PB-G/0(1)		52,7	59,7	35248	3,29	-	-	0	0,0	-	926,9
1-PB-G/0(2)			57,9	33901	3,62	-	-	0	0,0	-	956,0
2-PB-G/0(1)		28,6	32,7	27588	2,26	-	-	0	0,0	-	813,5
2-PB-G/0(2)			34,8	27620	2,54	-	-	0	0,0	-	859,1
2-PB-G/2(1)		26,5	34,3	26510	2,65	81,7	4,55	2	86,1	9,9	854,9
2-PB-G/2(2)			37,4	27112	2,34	80,9	4,94	2	86,1	9,9	855,0
2-PB-G/3(1)		25,7	43,3	25228	2,27	74,9	4,33	3	129,2	15,2	841,8
2-PB-G/3(2)			38,4	25296	2,54	75,3	4,54	3	129,2	15,2	846,8
2-PB-G/4(1)		37,1	43,8	29715	2,86	83,9	5,43	4	172,2	15,3	907,3
2-PB-G/4(2)			47,2	32764	2,80	78,4	5,84	4	172,2	15,3	918,8
1-PB-S/0(1)		49,2	46,8	32981	2,98	-	-	0	0,0	-	699,8
1-PB-S/0(2)			46,8	32981	2,98	-	-	0	0,0	-	704,1
2-PB-S/0(1)		34,5	42,0	31558	2,73	-	-	0	0,0	-	615,3
2-PB-S/0(2)			38,9	30776	2,82	-	-	0	0,0	-	661,3
2-PB-S/3(1)		28,2	35,8	28304	2,79	70,6	5,29	3	129,2	11,2	745,1
2-PB-S/3(2)			38,1	26975	2,65	69,8	3,91	3	129,2	11,2	763,7
2-PB-S/4(1)		27,8	35,6	28266	2,30	63,7	5,12	4	172,2	17,4	808,2
2-PB-S/4(2)			35,6	28266	2,30	63,7	5,12	4	172,2	17,4	809,3

A.1 Lagerung der Probekörper

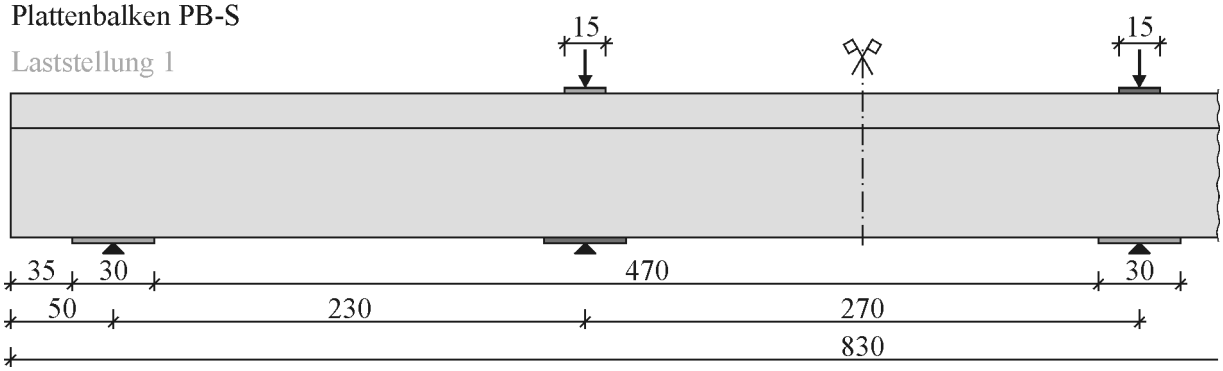
Balken BQ-12



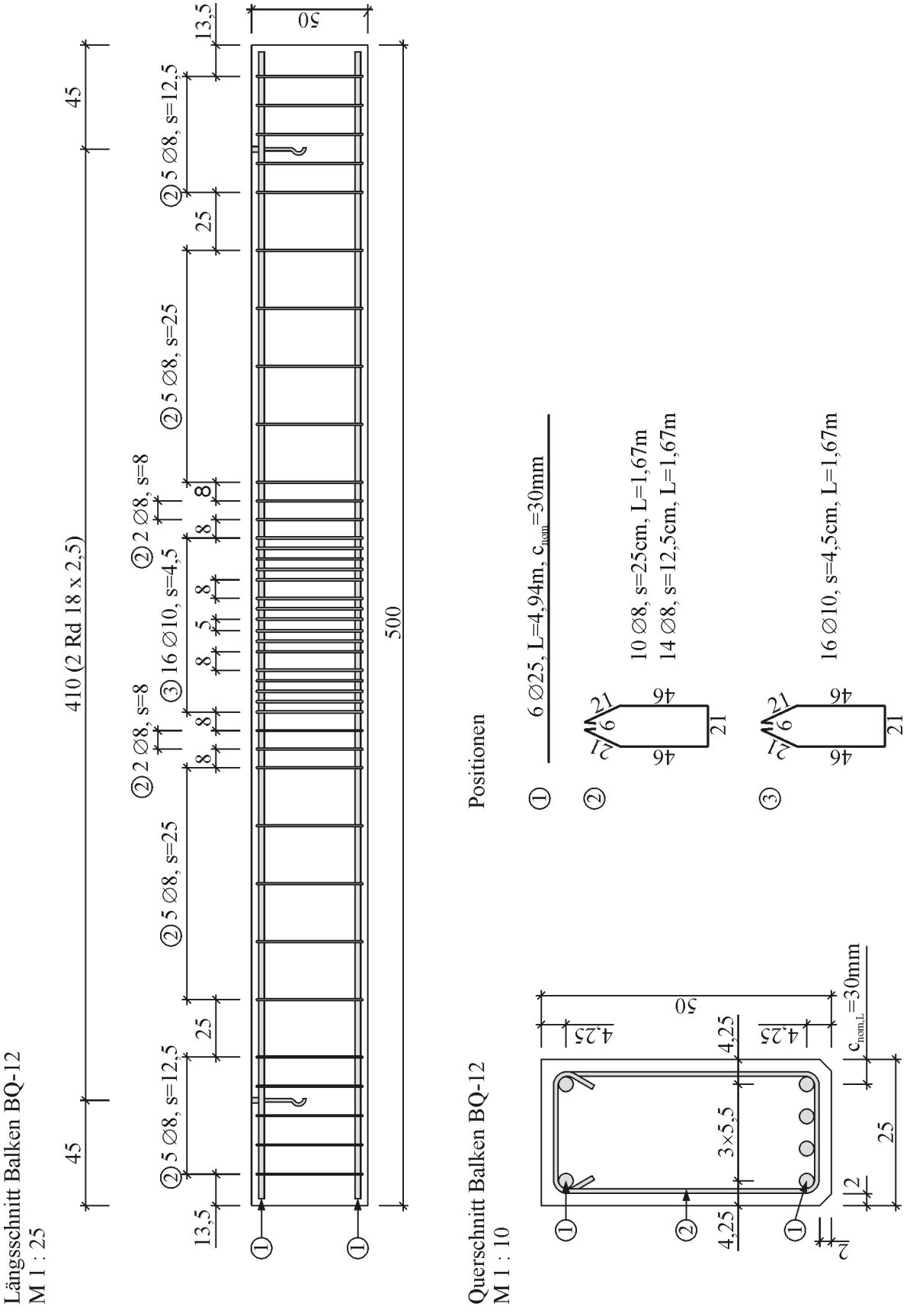
Plattenbalken PB-G



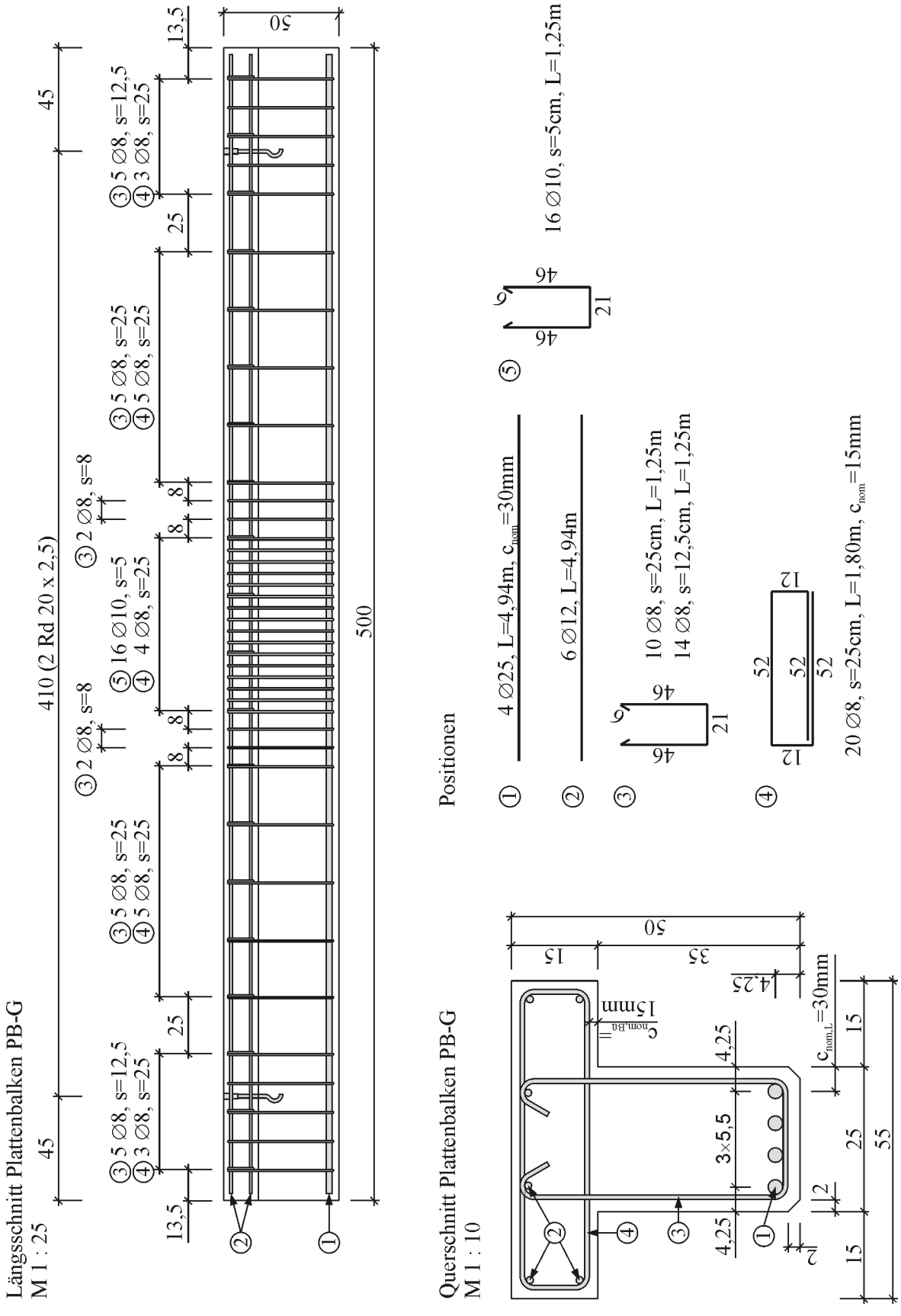
Plattenbalken PB-S



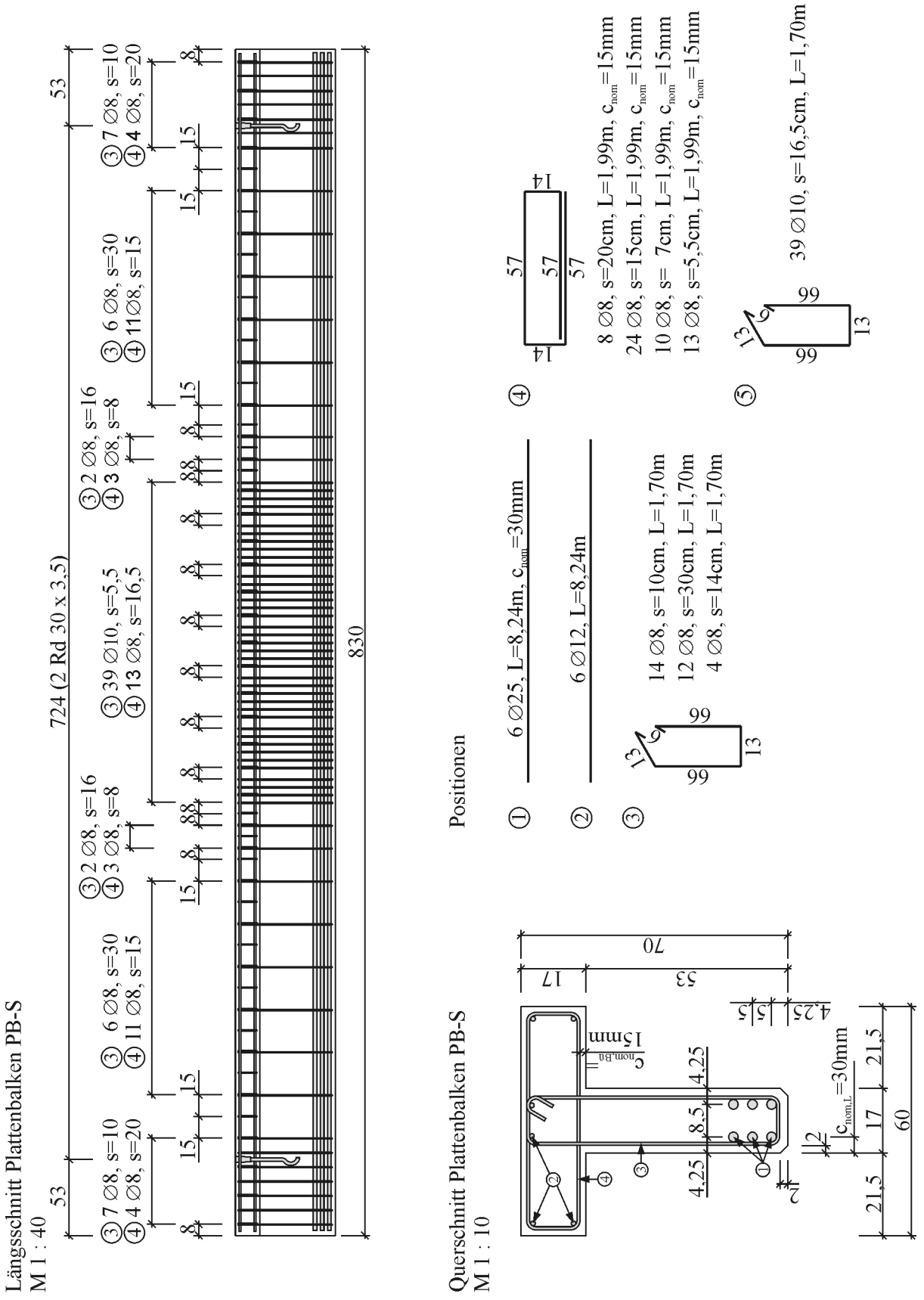
A.2 Bewehrungsplan der Balken BQ-12



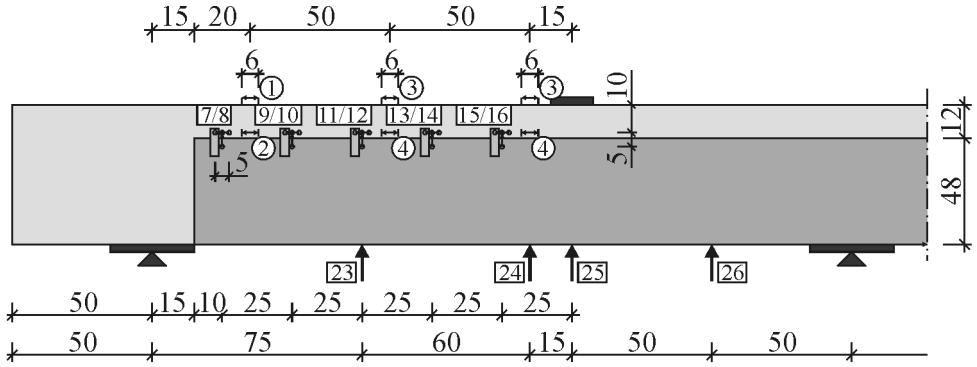
A.3 Bewehrungsplan der Plattenbalken PB-G



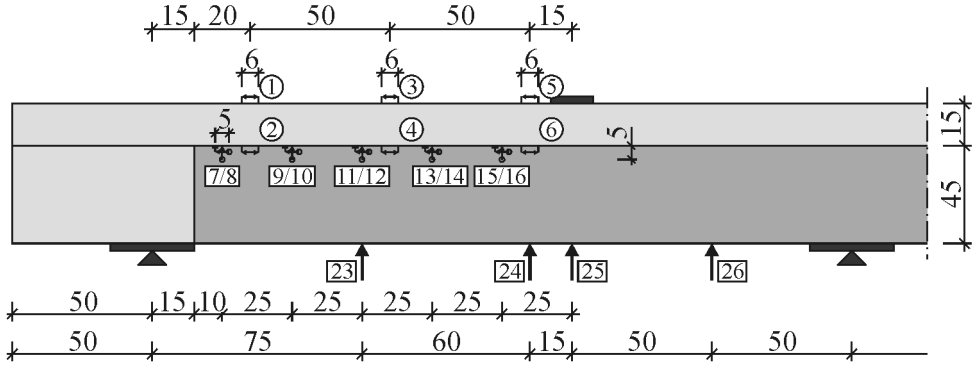
A.4 Bewehrungsplan der Plattenbalken PB-S



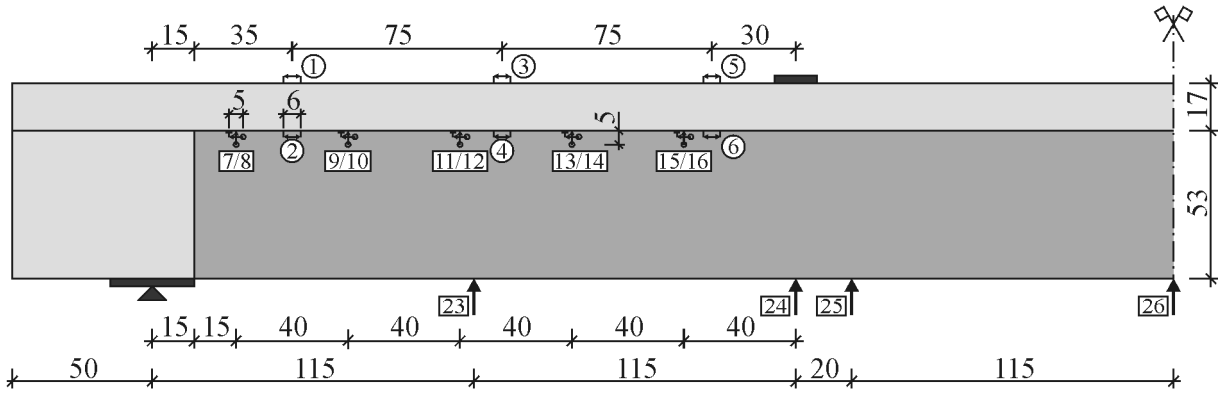
A.5 Messstellenplan der Probekörper



a) Balken (BQ-12)



b) gedrungene Plattenbalken (PB-G)



c) schlanke Plattenbalken (PB-S)

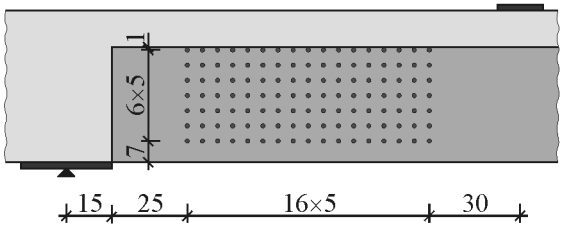
Art der Messstelle

①–⑥ Dehnmessstreifen (DMS)

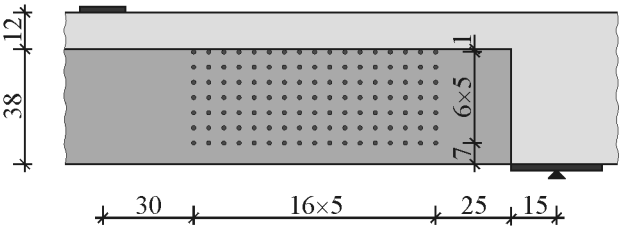
7–26 induktive Wegaufnehmer (IWA)

A.6 Lageplan Photogrammetriemessfeld

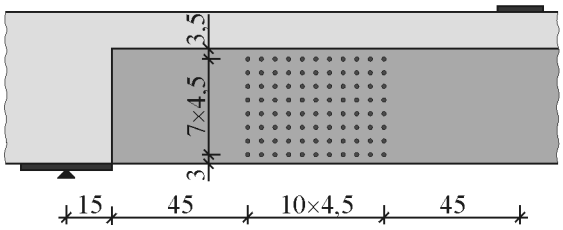
1-BQ-12/0(2)

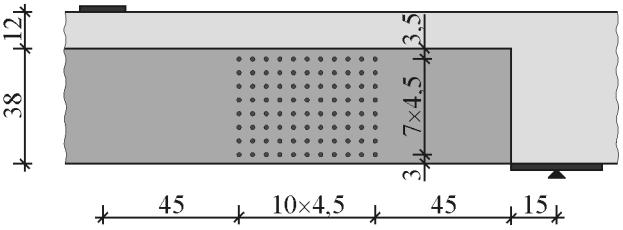


1-BQ-12/0(1)

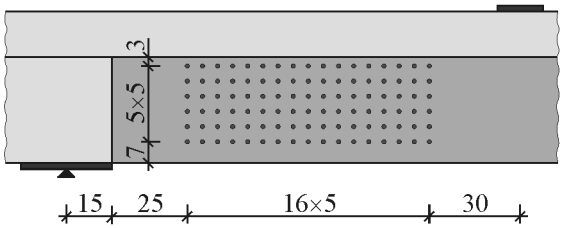


2-BQ-12

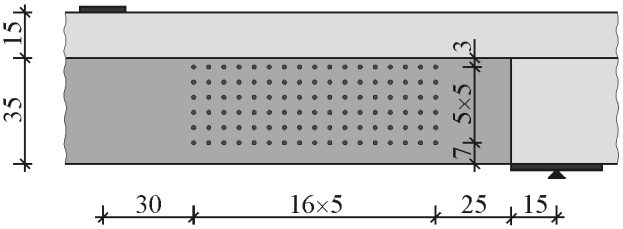




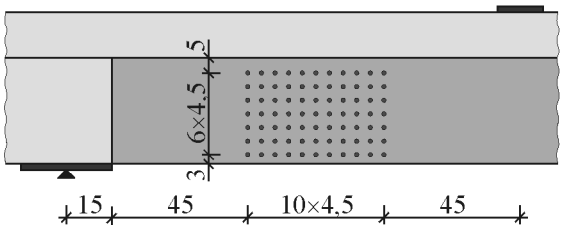
1-PB-G/0(2)

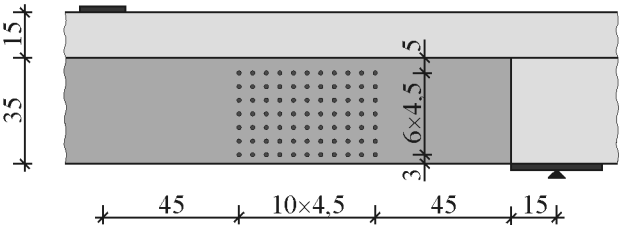


1-PB-G/0(1)

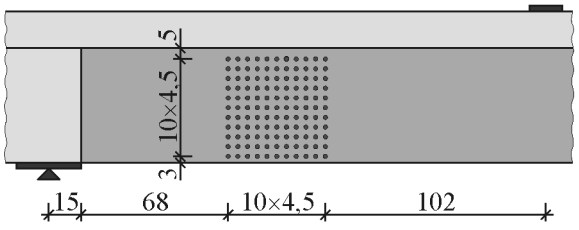


2-PB-G

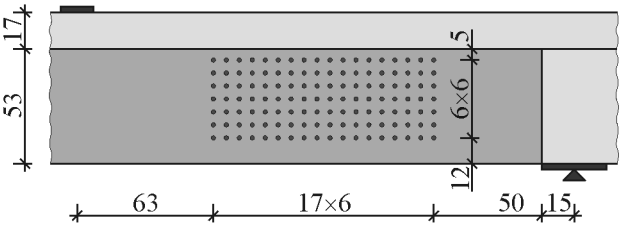




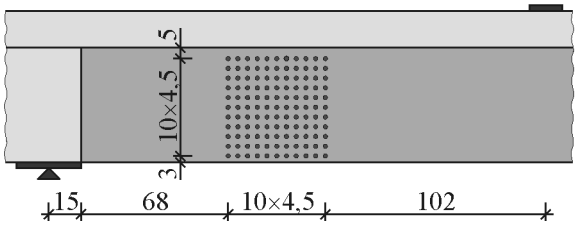
1-PB-S/0(2)

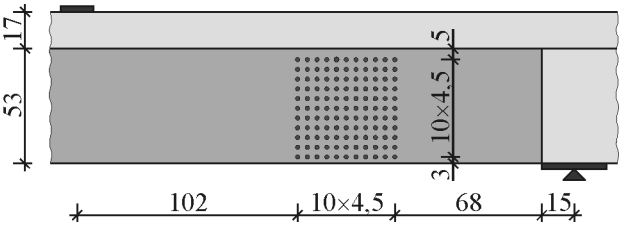


1-PB-S/0(1)



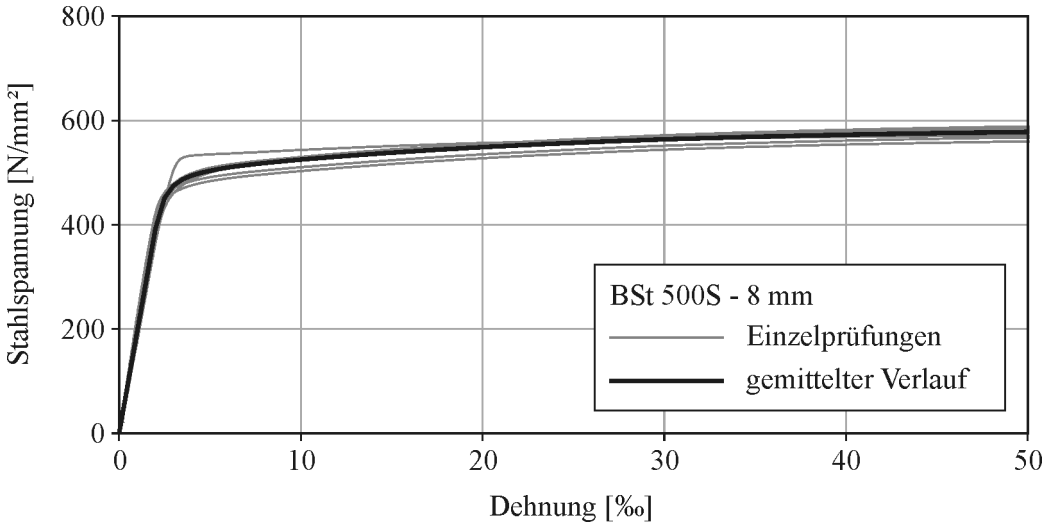
2-PB-S

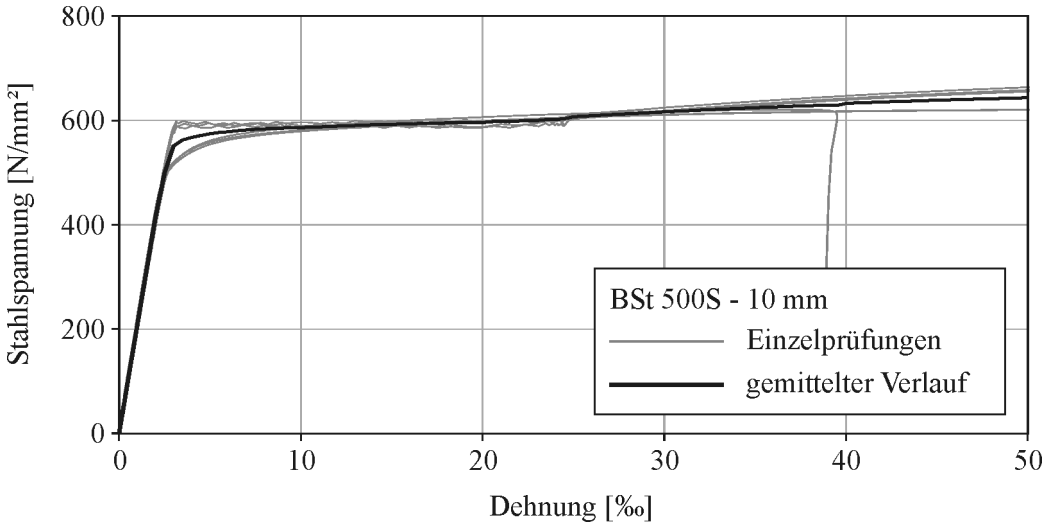


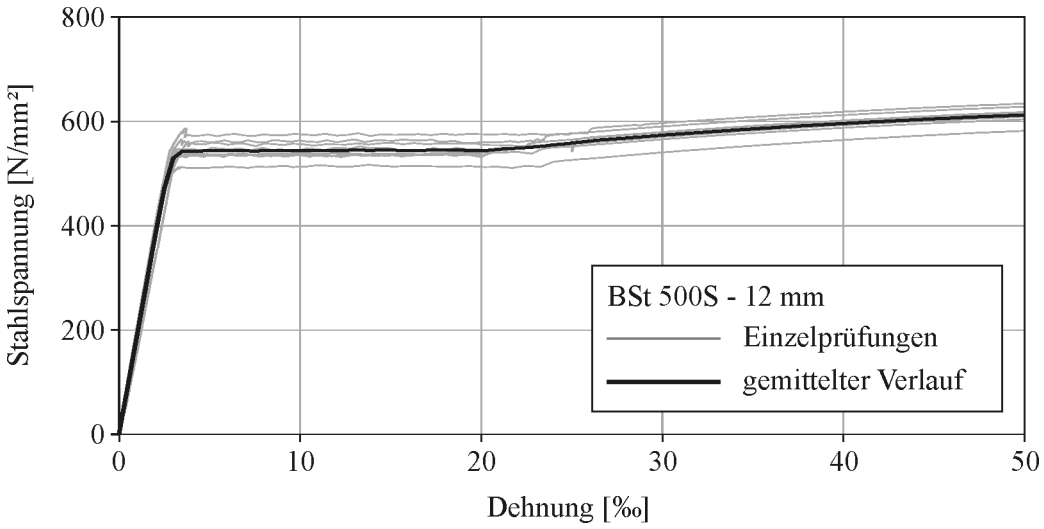


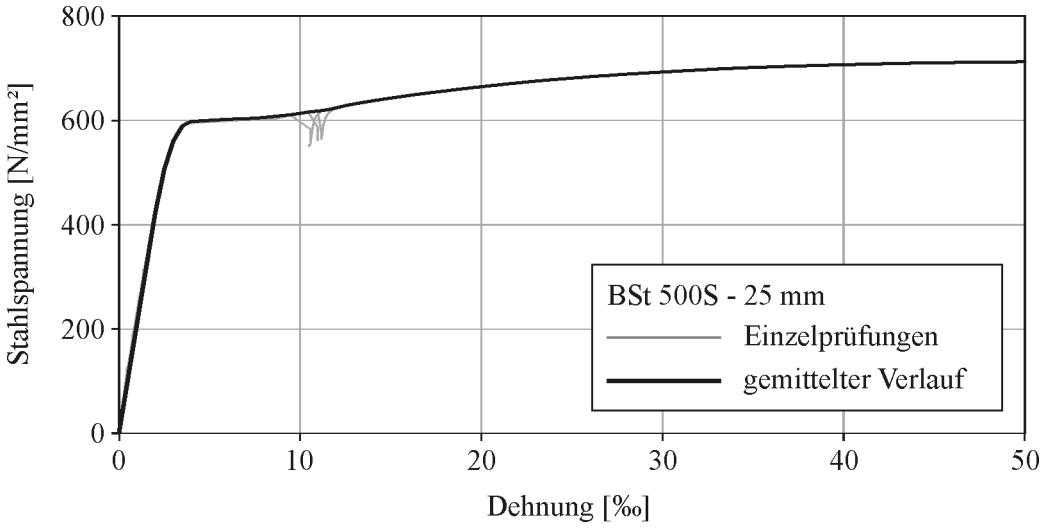
B Übersicht der Materialeigenschaften

B.1 Spannungs-Dehnungs-Linien der Stahlprüfung

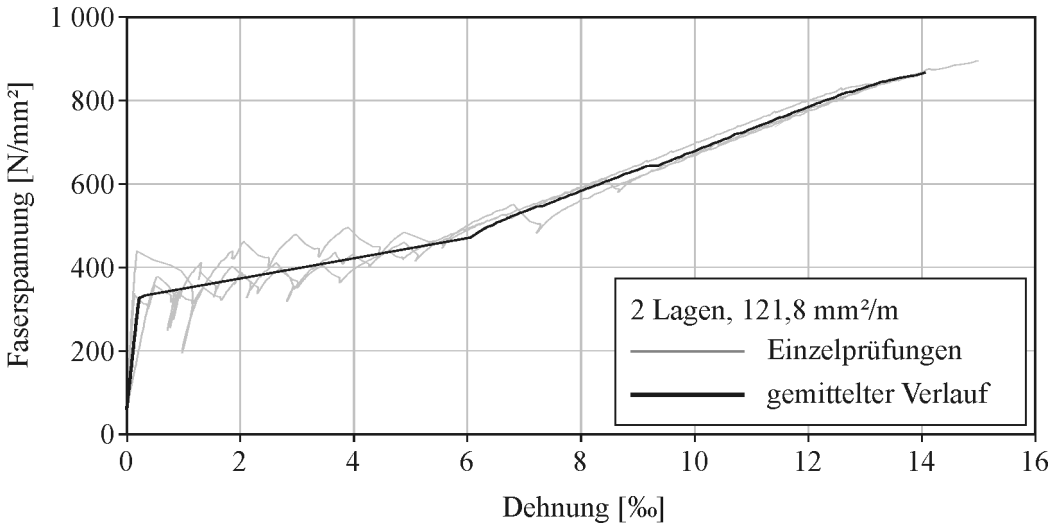


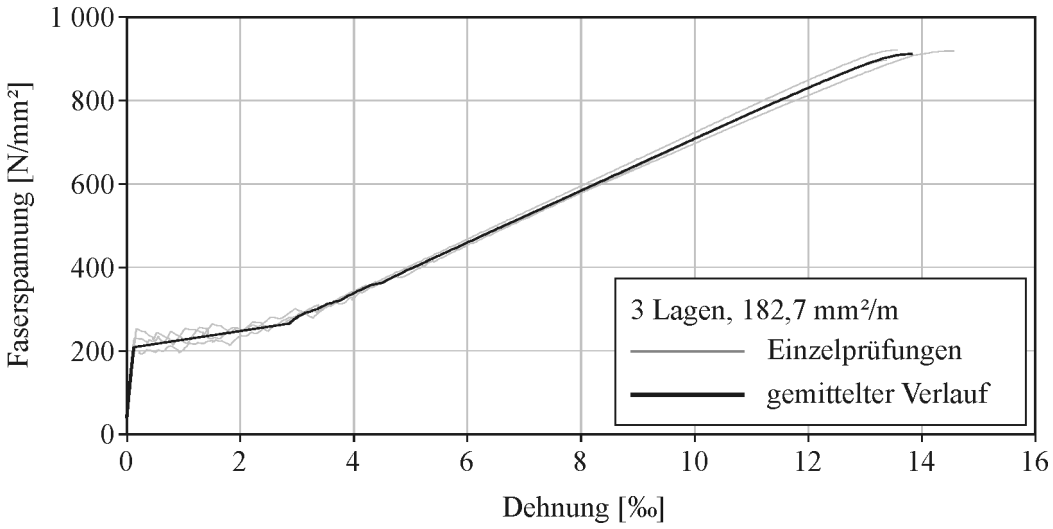


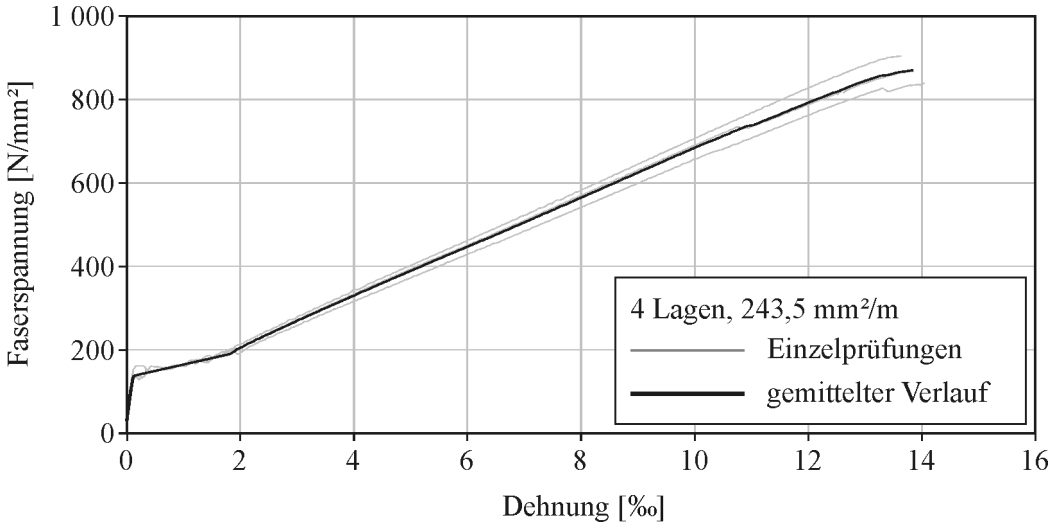

800
600
400
200
0
Stahlspannung [N/mm²]
0
10
20
30
40
50
Dehnung [‰]
BSt 500S - 12 mm
Einzelprüfungen
gemittelter Verlauf


800
600
400
200
0
Stahlspannung [N/mm²]
0
10
20
30
40
50
Dehnung [‰]
BSt 500S - 25 mm
Einzelprüfungen
gemittelter Verlauf

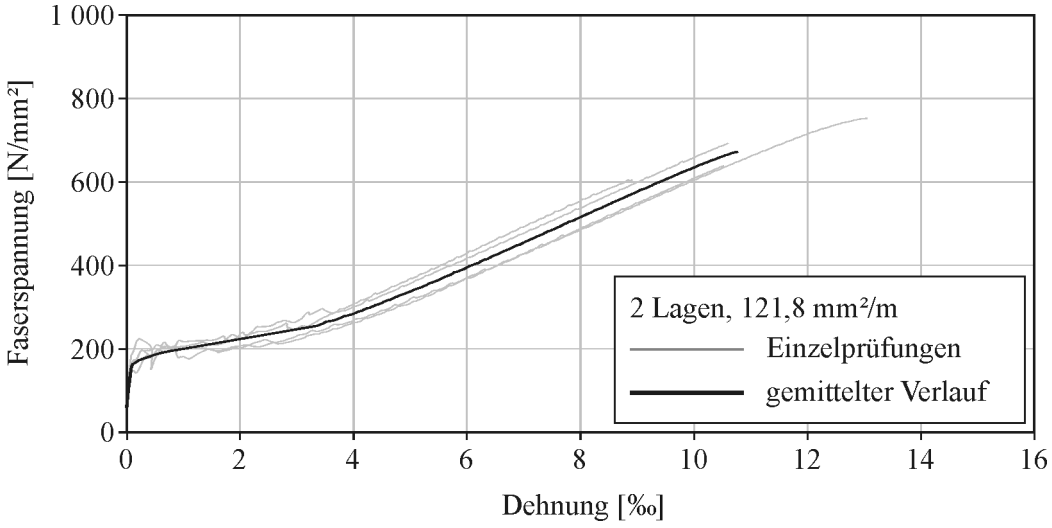
B.2 Spannungs-Dehnungs-Linien der Dehnkörper (Laborherstellung)

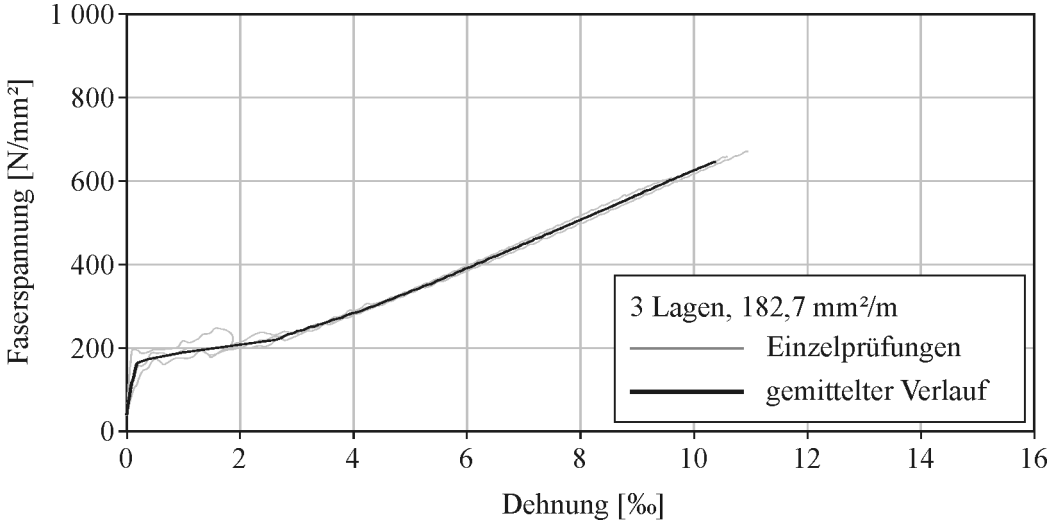


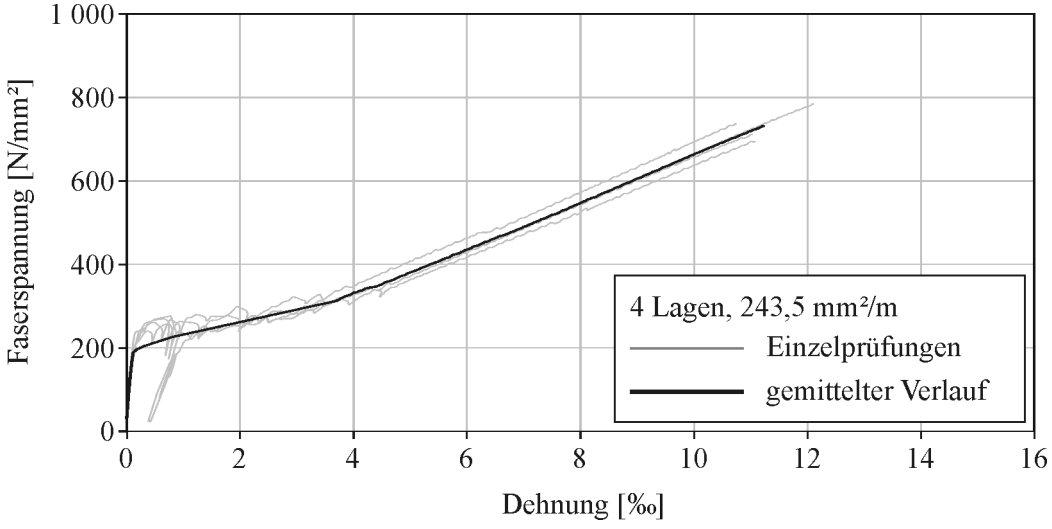


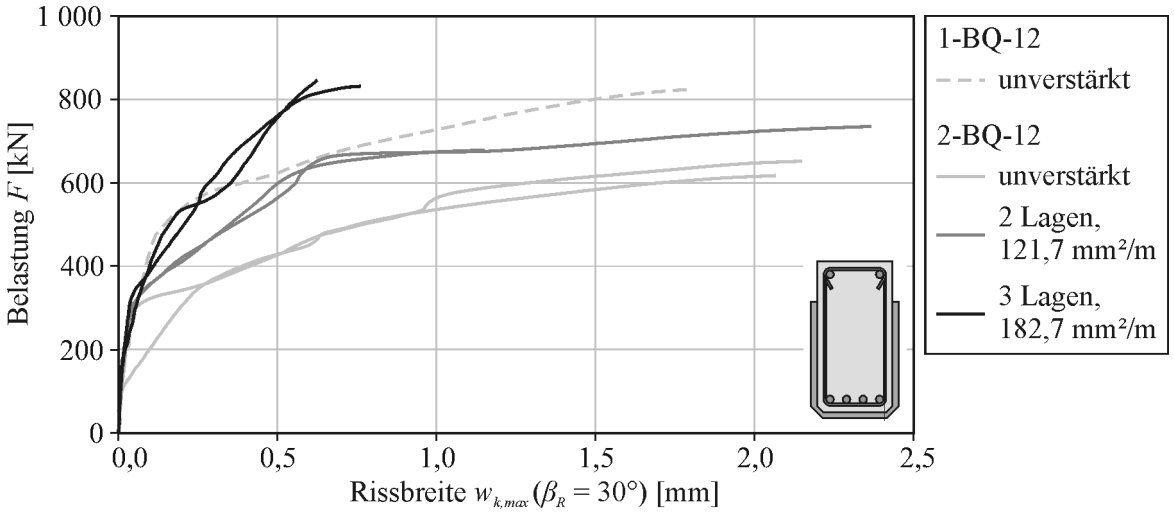


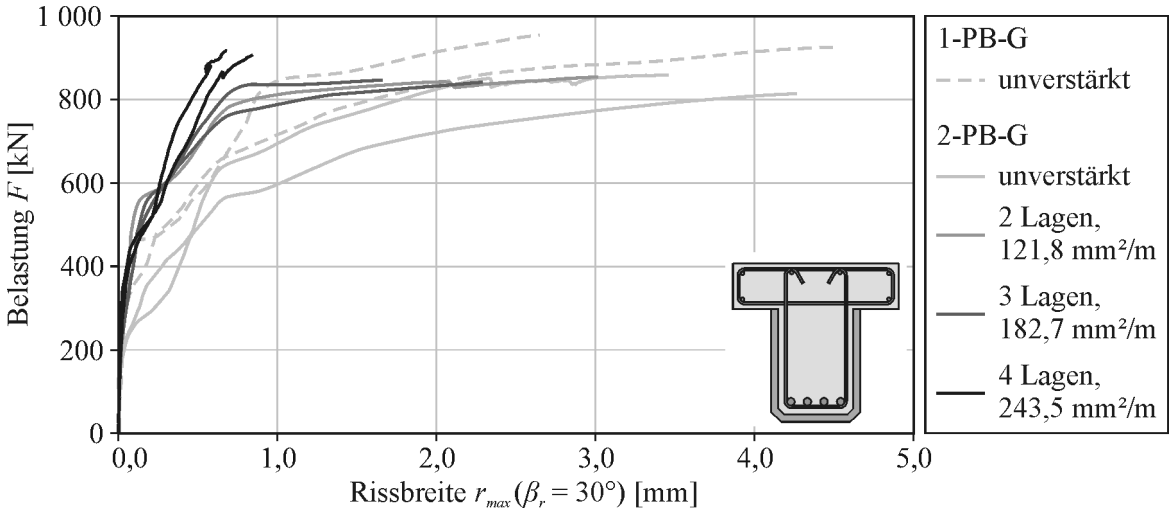
B.3 Spannungs-Dehnungs-Linien der Dehnkörper (Praxisherstellung)

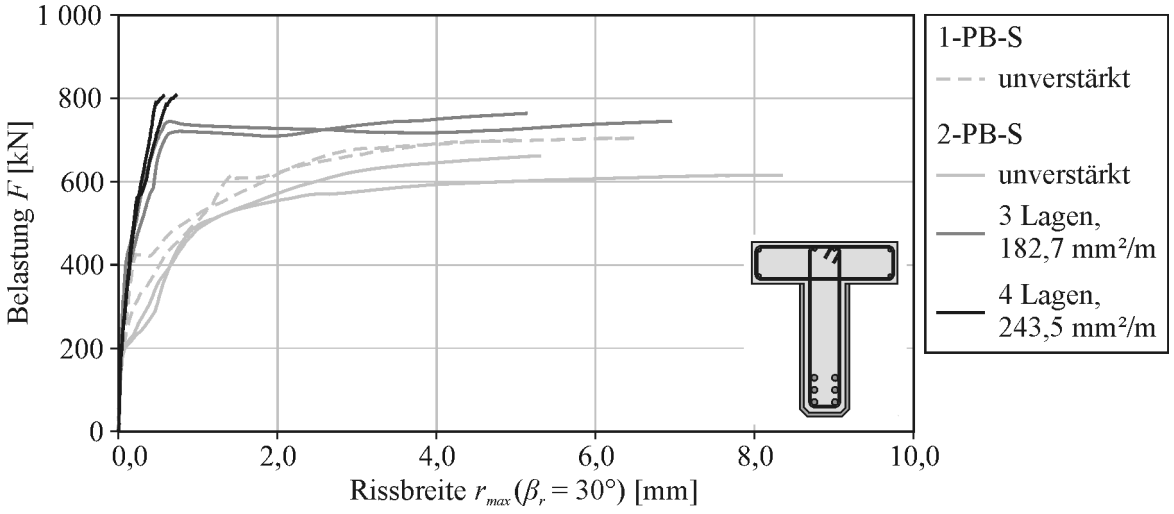






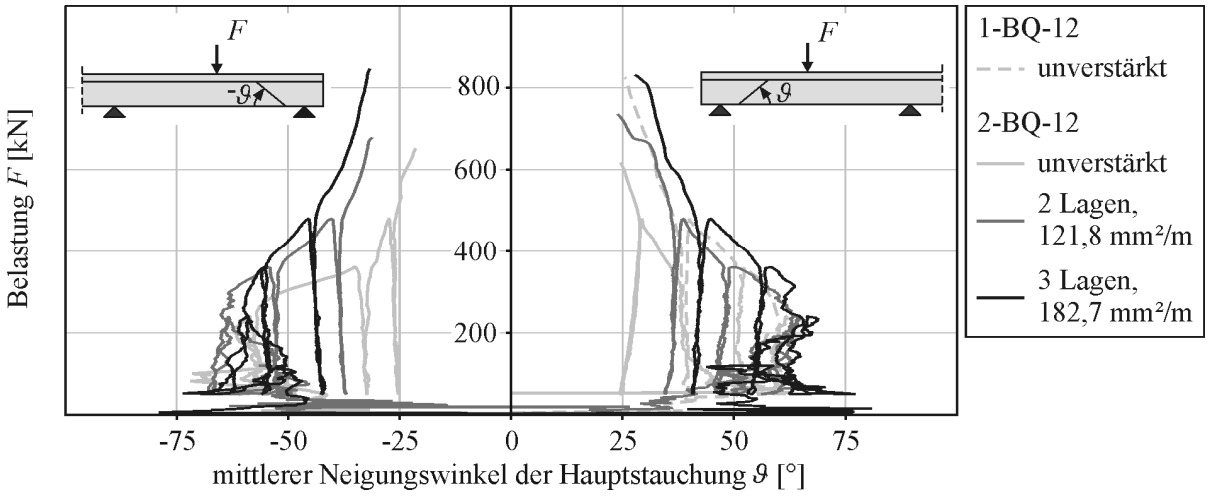

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
Rissbreite $w_{k,max}(\beta_R = 30°)$ [mm]
1-BQ-12
unverstärkt
2-BQ-12
unverstärkt
2 Lagen, 121,7 mm²/m
3 Lagen, 182,7 mm²/m

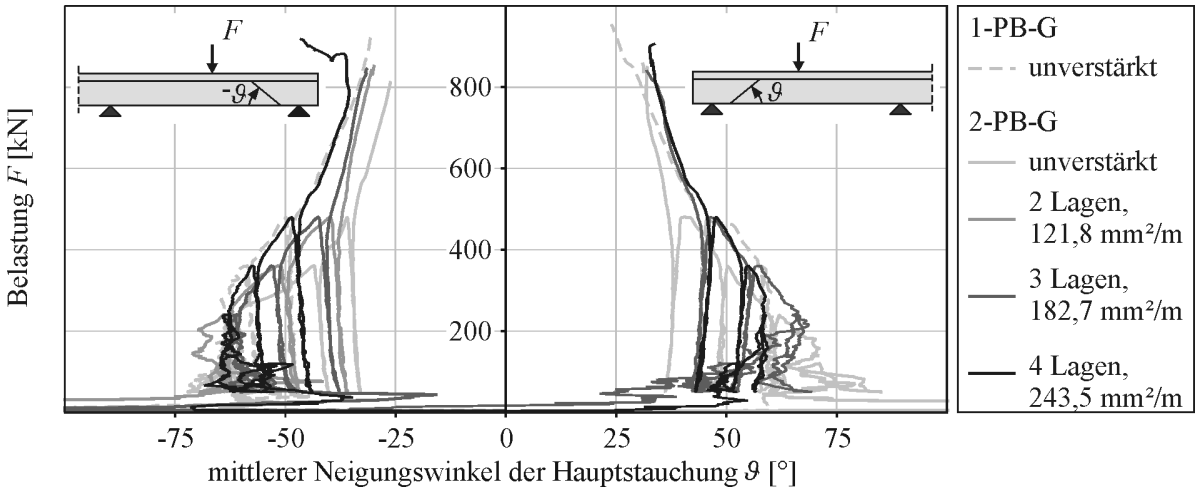

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Rissbreite $r_{max}(\beta_r = 30°)$ [mm]
1-PB-G
unverstärkt
2-PB-G
unverstärkt
2 Lagen, 121,8 mm²/m
3 Lagen, 182,7 mm²/m
4 Lagen, 243,5 mm²/m

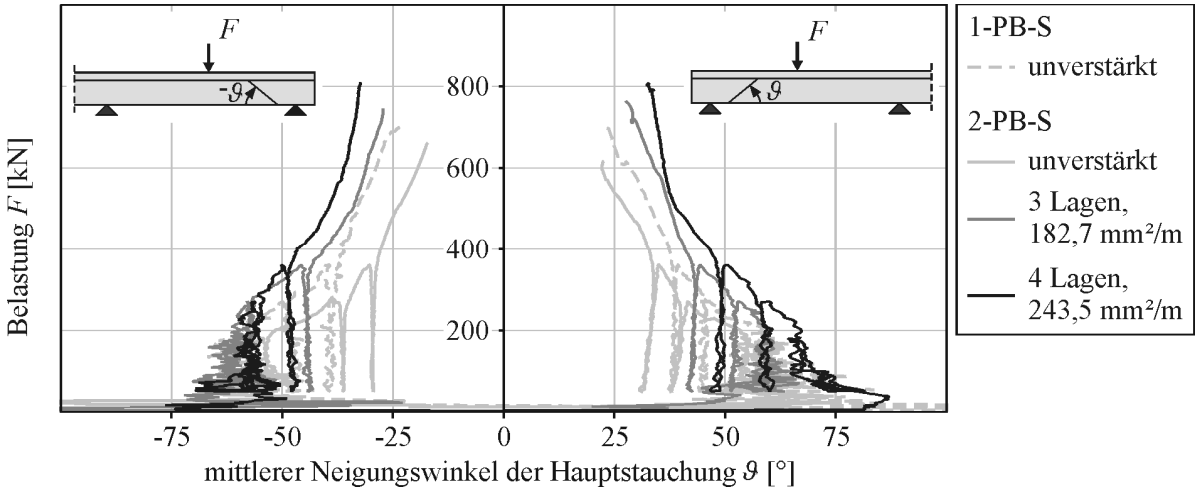

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
2,0
4,0
6,0
8,0
10,0
Rissbreite $r_{max}(\beta_r = 30°)$ [mm]
1-PB-S
unverstärkt
2-PB-S
unverstärkt
3 Lagen, 182,7 mm²/m
4 Lagen, 243,5 mm²/m

D Neigungswinkel der Hauptstauchung

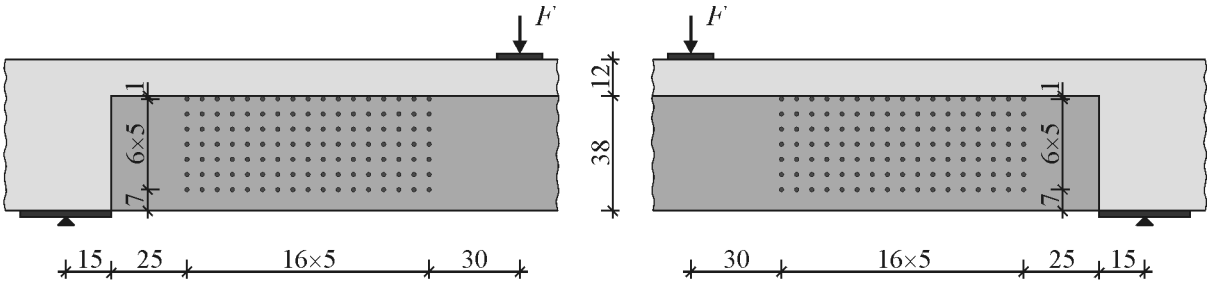
D.1 Mittlere Neigung im gesamten Messfeld

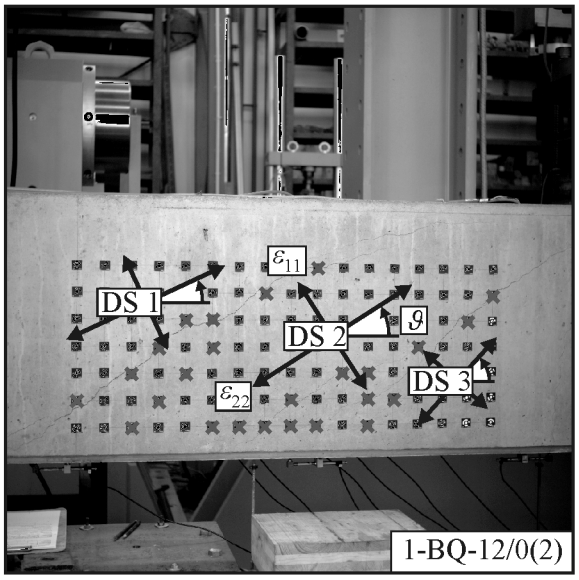


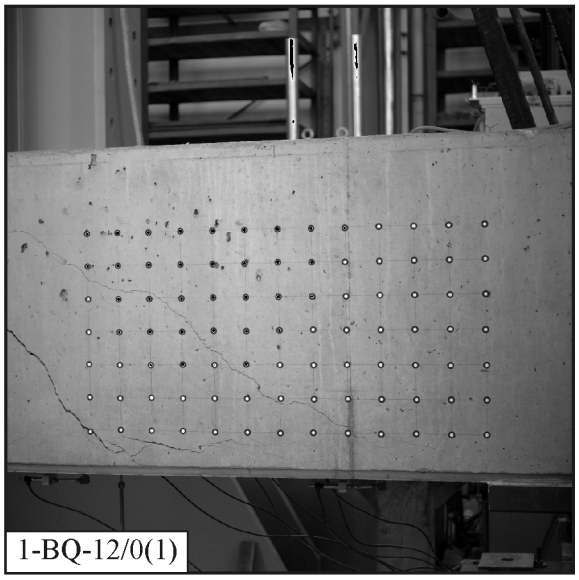


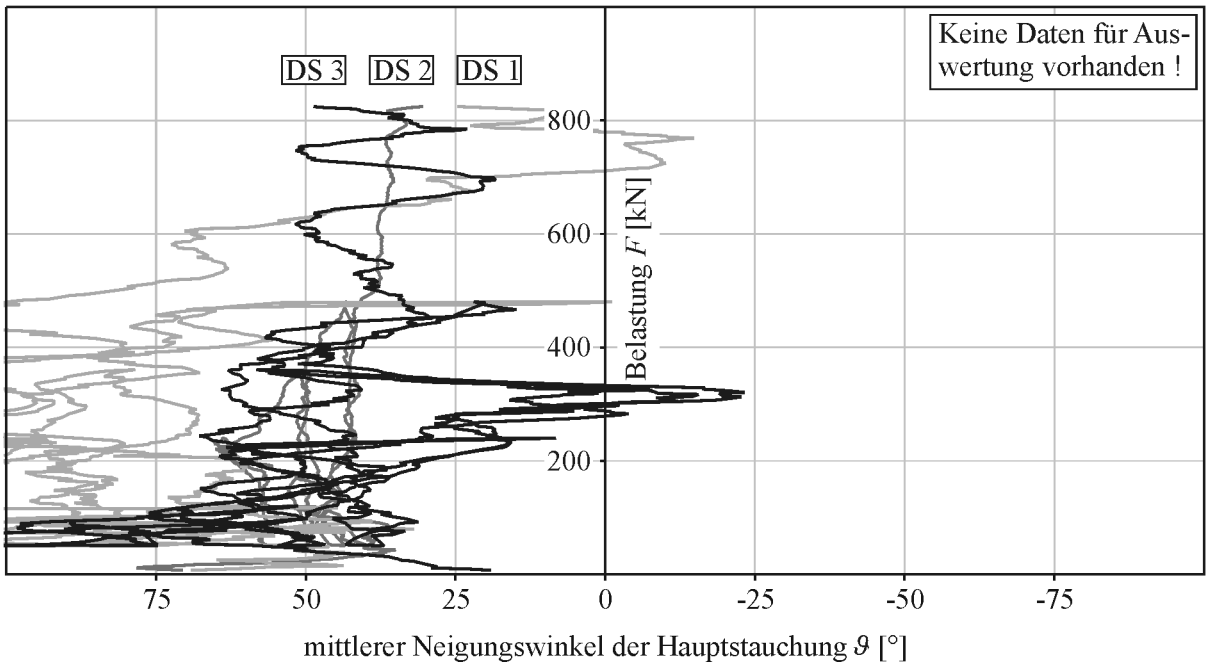


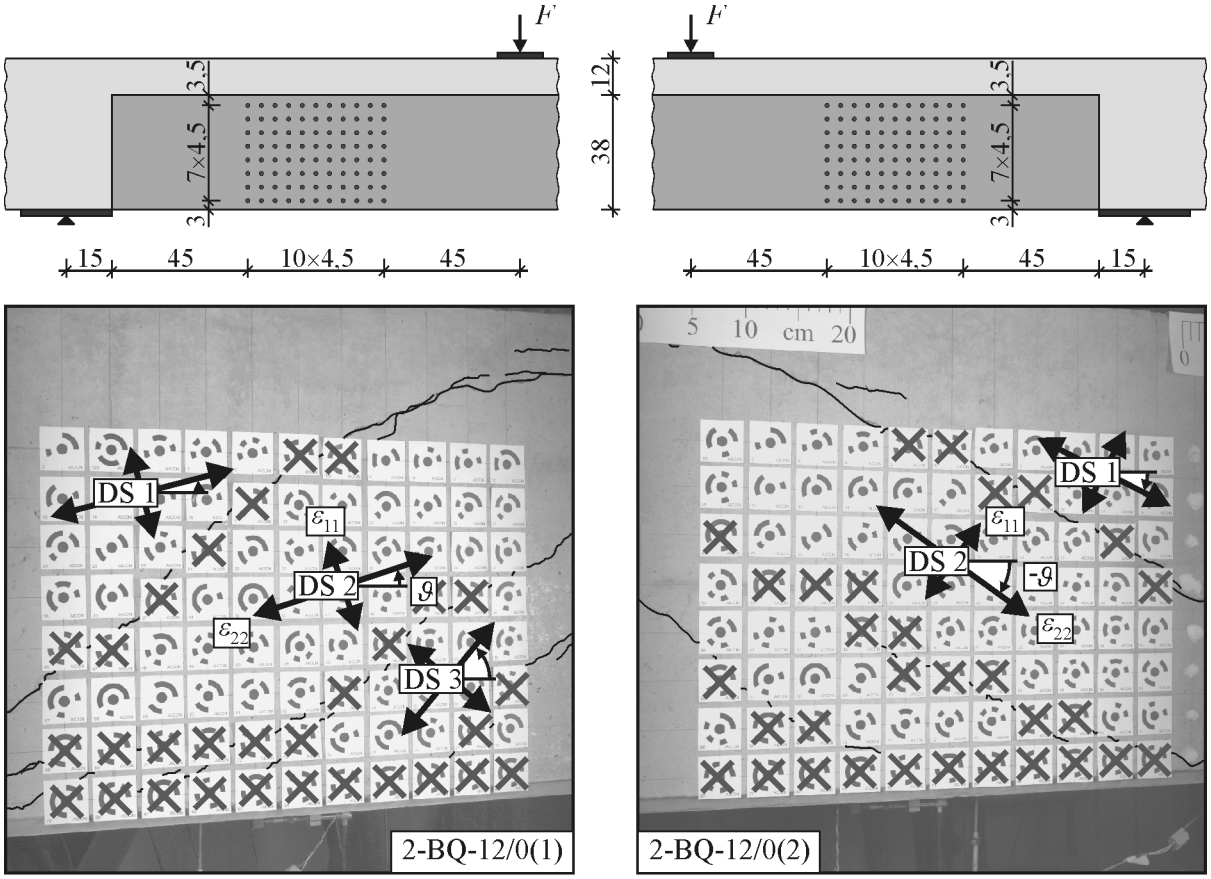
D.2 Mittlere Neigung der Druckstreben

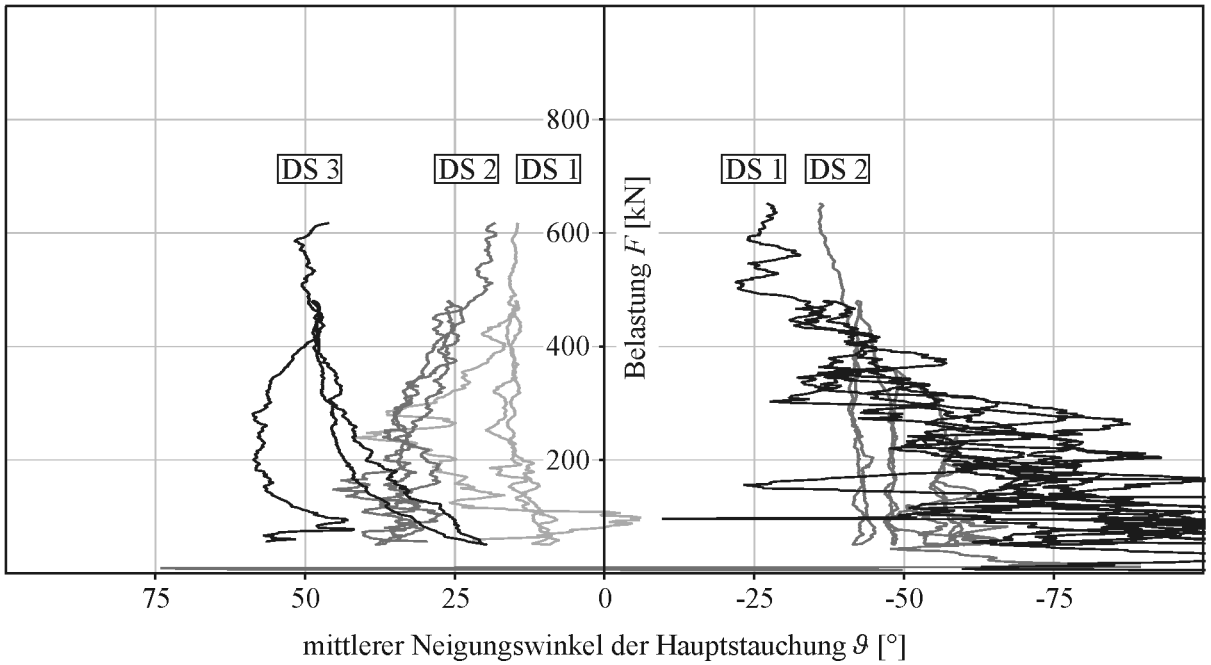


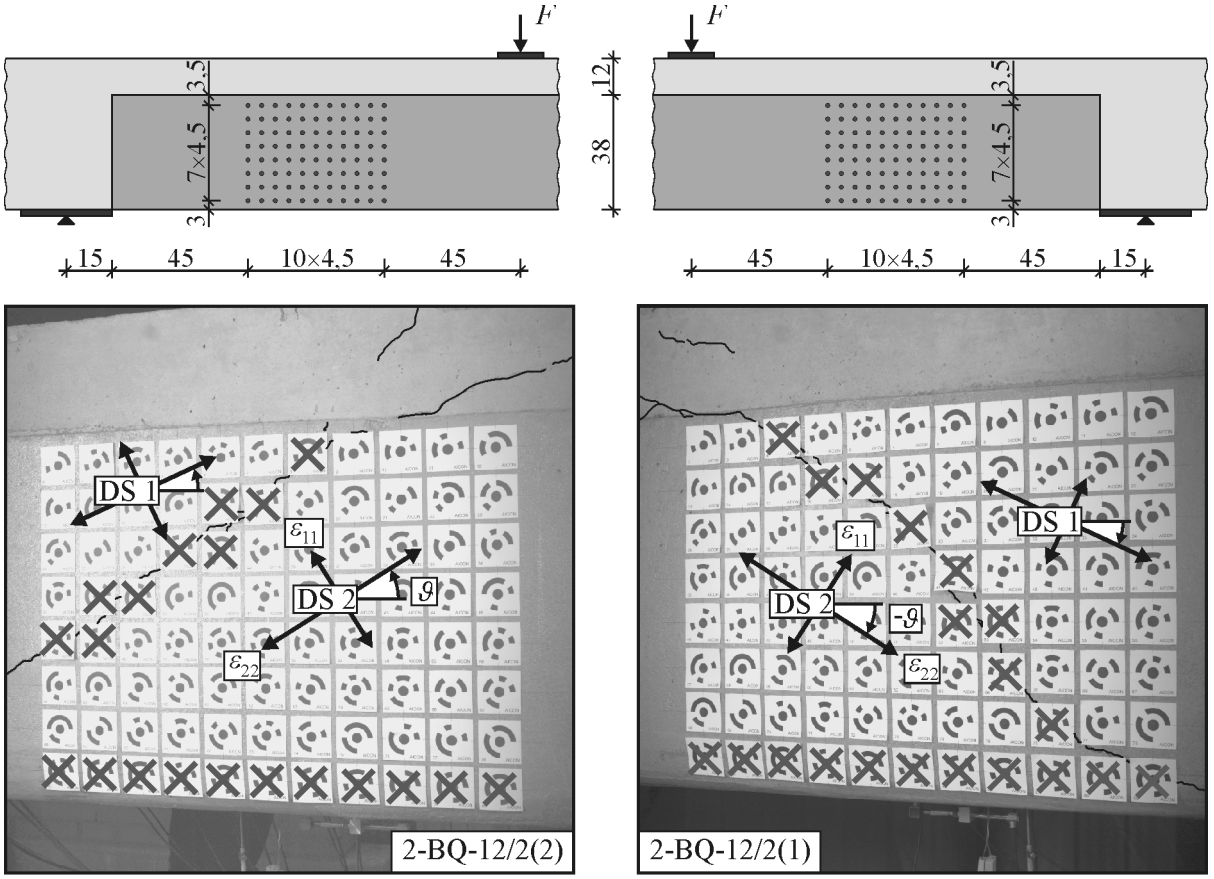


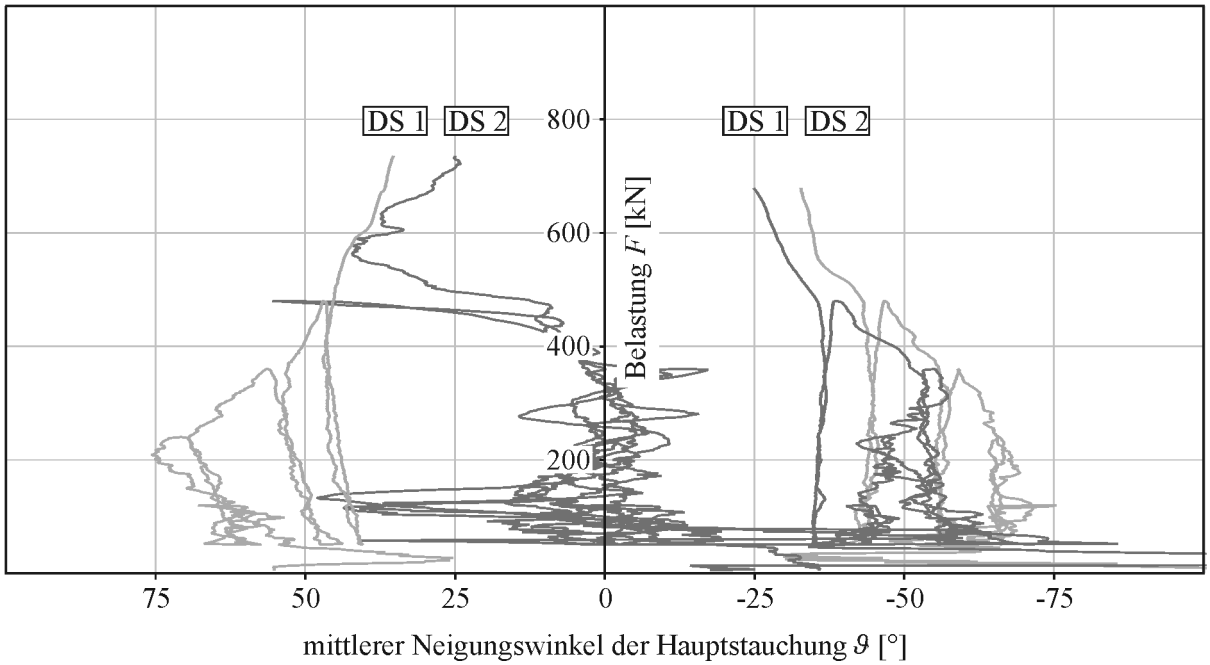


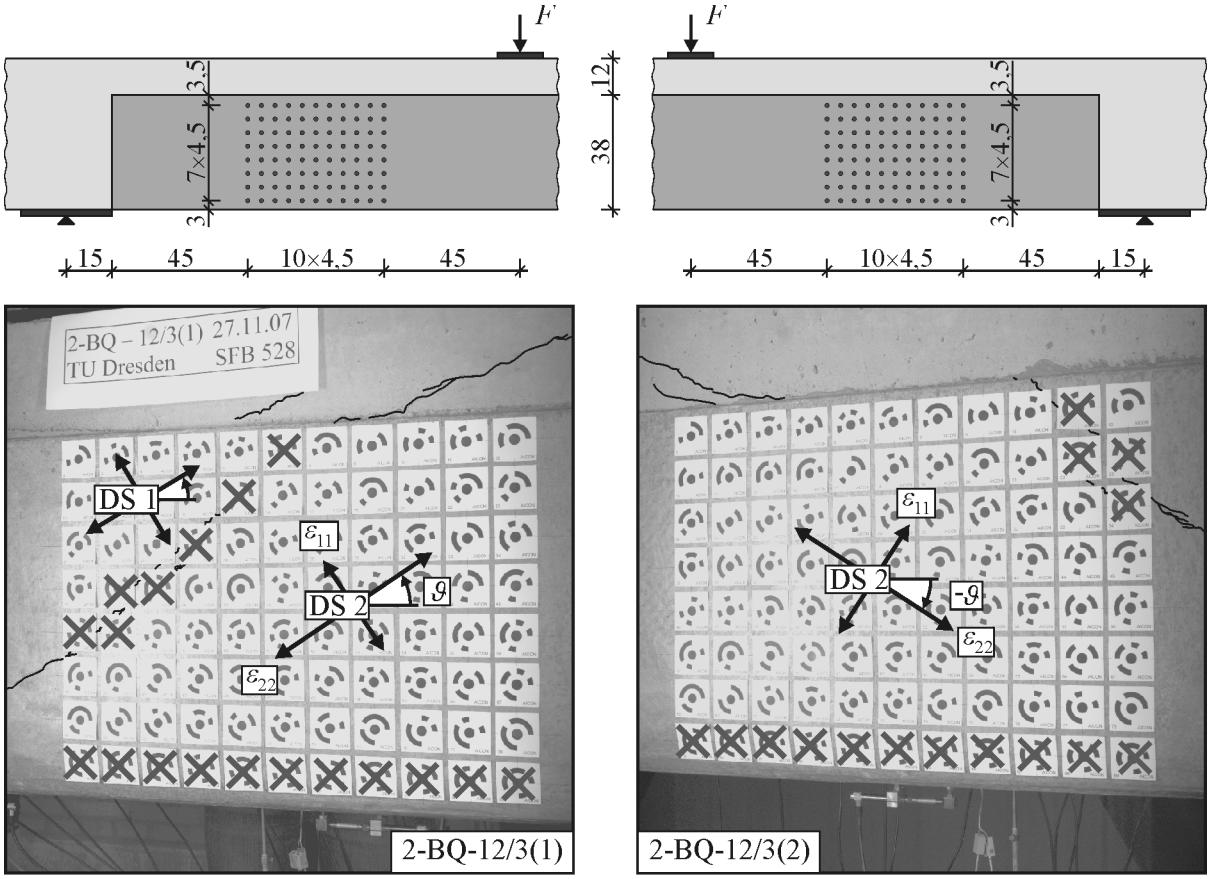


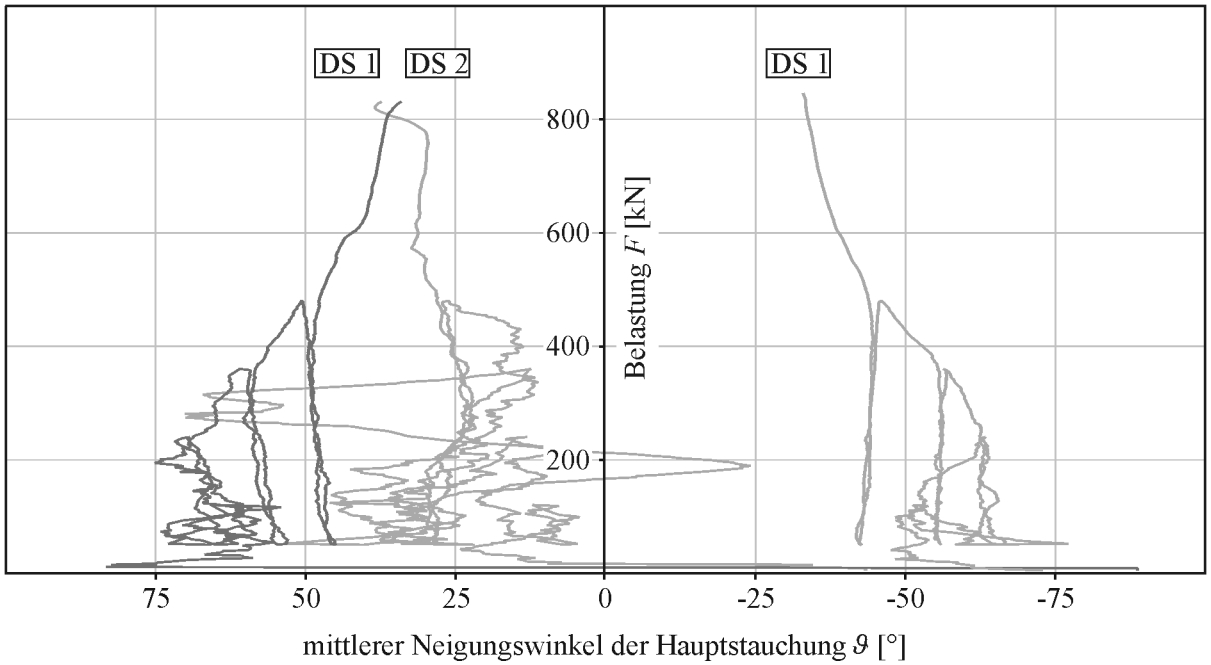

F
3,5
7×4,5
3
12
38
15
45
10×4,5
45
DS 1
ε_{11}
DS 2
ϑ
ε_{22}
DS 3
2-BQ-12/0(1)
5
10
cm
20
-ϑ
2-BQ-12/0(2)

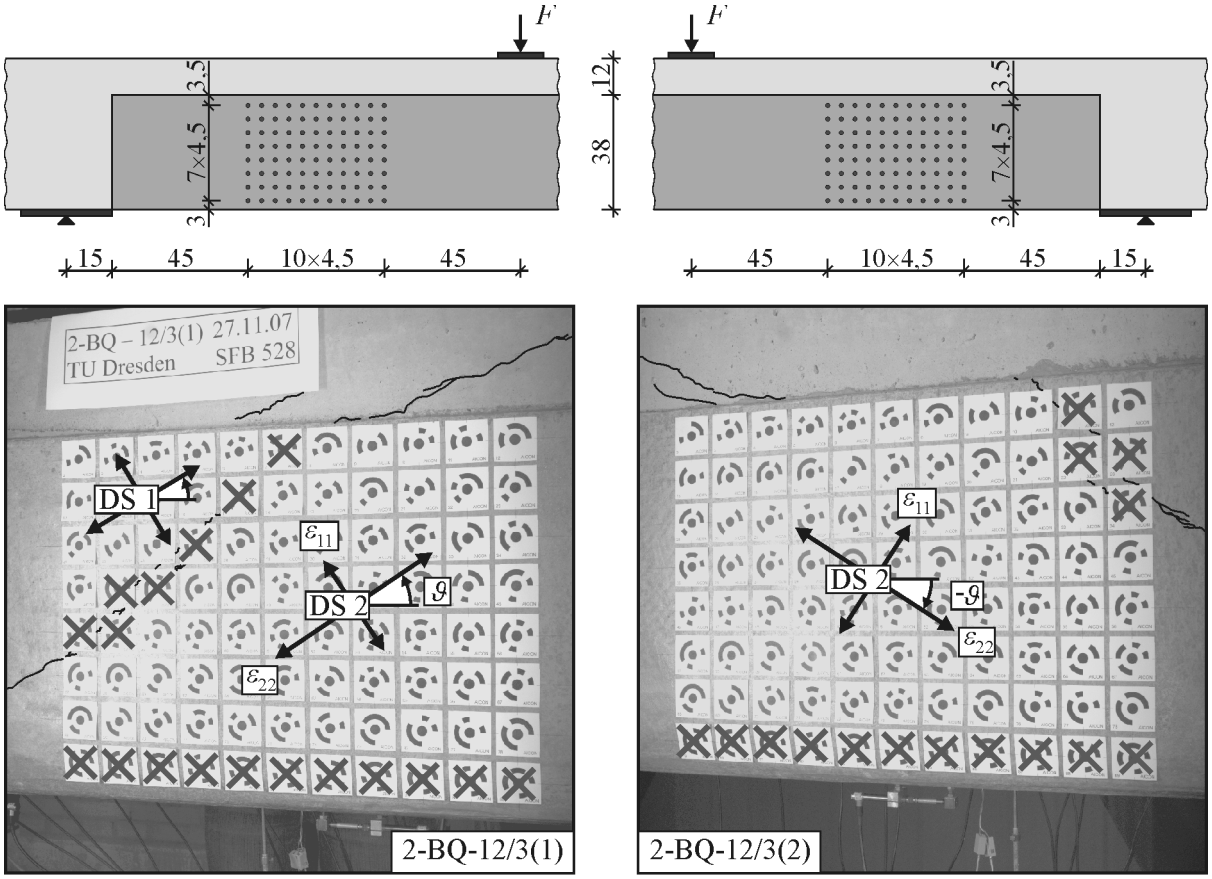

800
600
400
200
DS 3
DS 2
DS 1
DS 1
DS 2
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

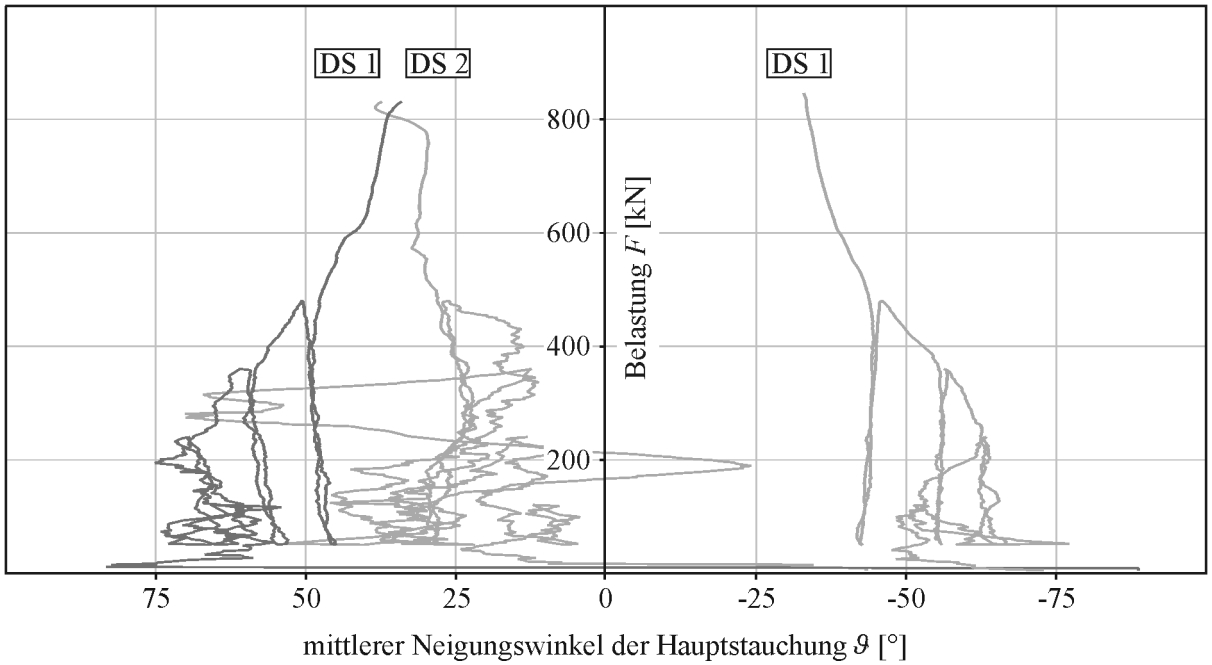

F
3,5
7×4,5
3
15
45
10×4,5
45
12
38
F
3,5
7×4,5
3
45
10×4,5
45
15
DS 1
ε_{11}
DS 2
ϑ
ε_{22}
2-BQ-12/2(2)
DS 1
ε_{11}
DS 2
$-\vartheta$
ε_{22}
2-BQ-12/2(1)

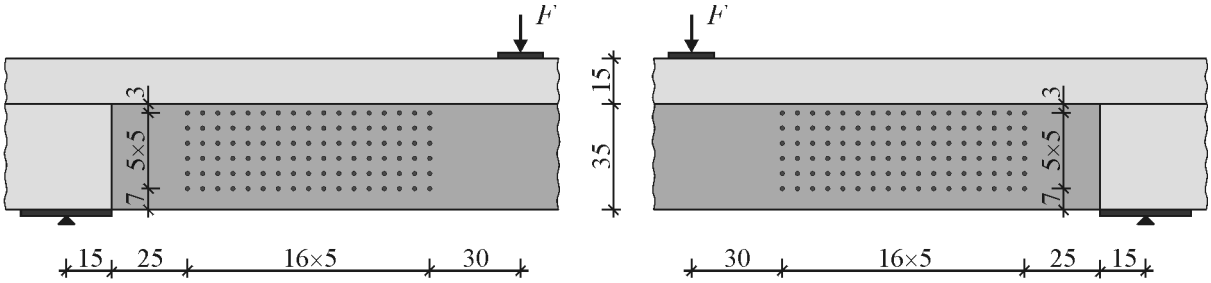

DS 1
DS 2
DS 1
DS 2
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

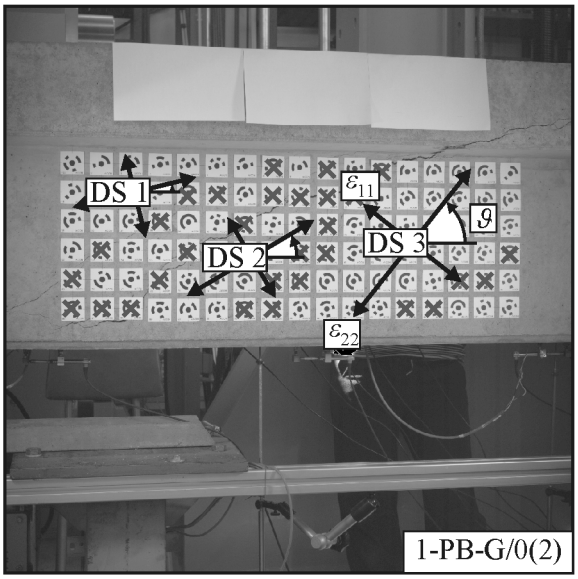

F
3,5
7×4,5
3
12
38
15
45
10×4,5
45
2-BQ – 12/3(1) 27.11.07
TU Dresden SFB 528
DS 1
DS 2
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
-ϑ
2-BQ-12/3(1)
2-BQ-12/3(2)

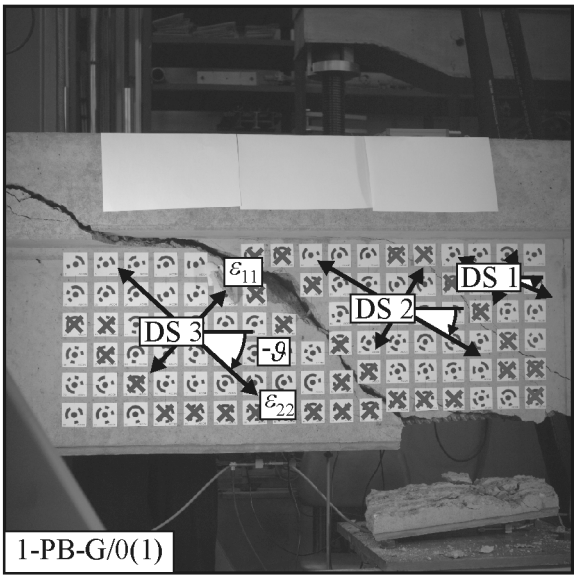

DS 1
DS 2
DS 1
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

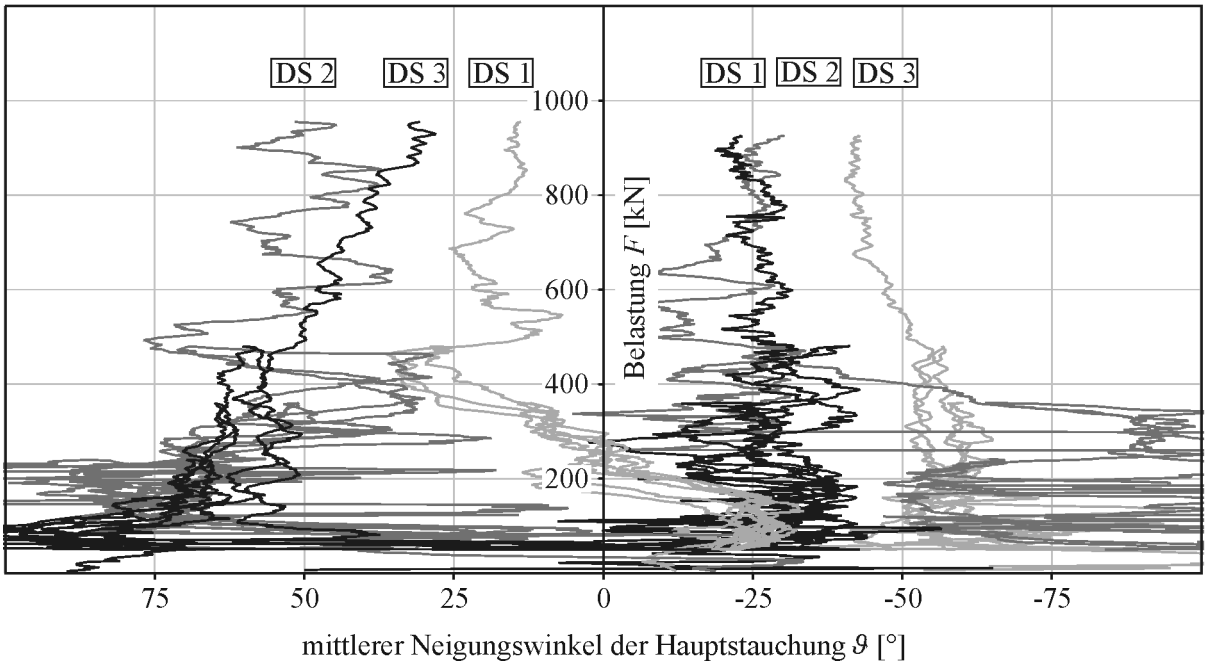

F
3,5
7×4,5
3
15
45
10×4,5
45
12
38
2-BQ – 12/3(1) 27.11.07
TU Dresden SFB 528
DS 1
DS 2
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
-ϑ
2-BQ-12/3(1)
2-BQ-12/3(2)

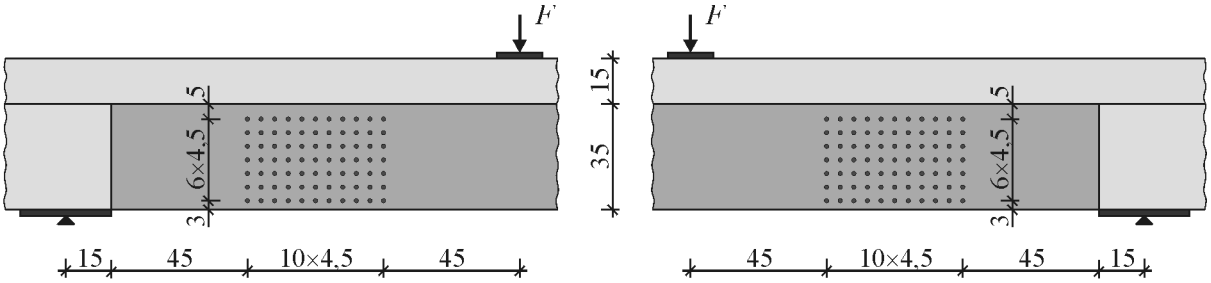

DS 1
DS 2
DS 1
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

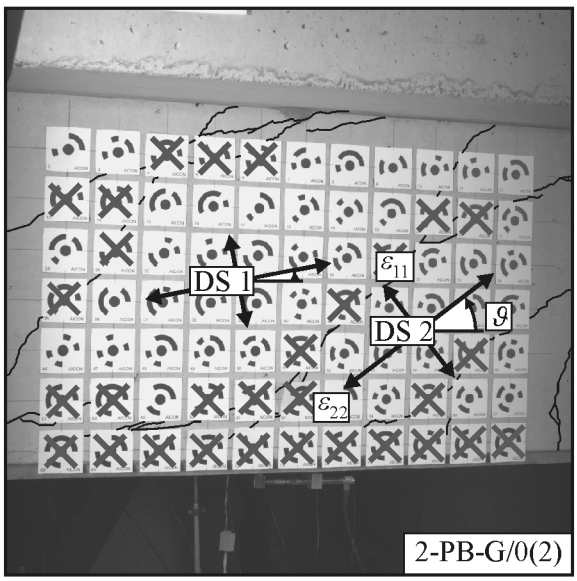

F
3
5×5
7
15
25
16×5
30
15
35
F
3
5×5
7
30
16×5
25
15

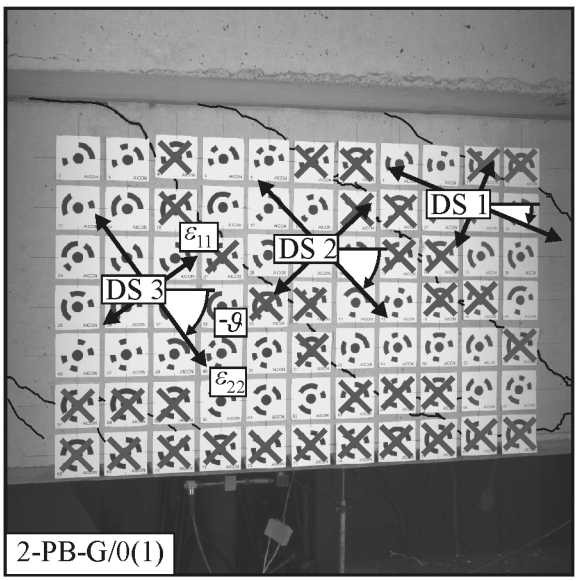

DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
1-PB-G/0(2)

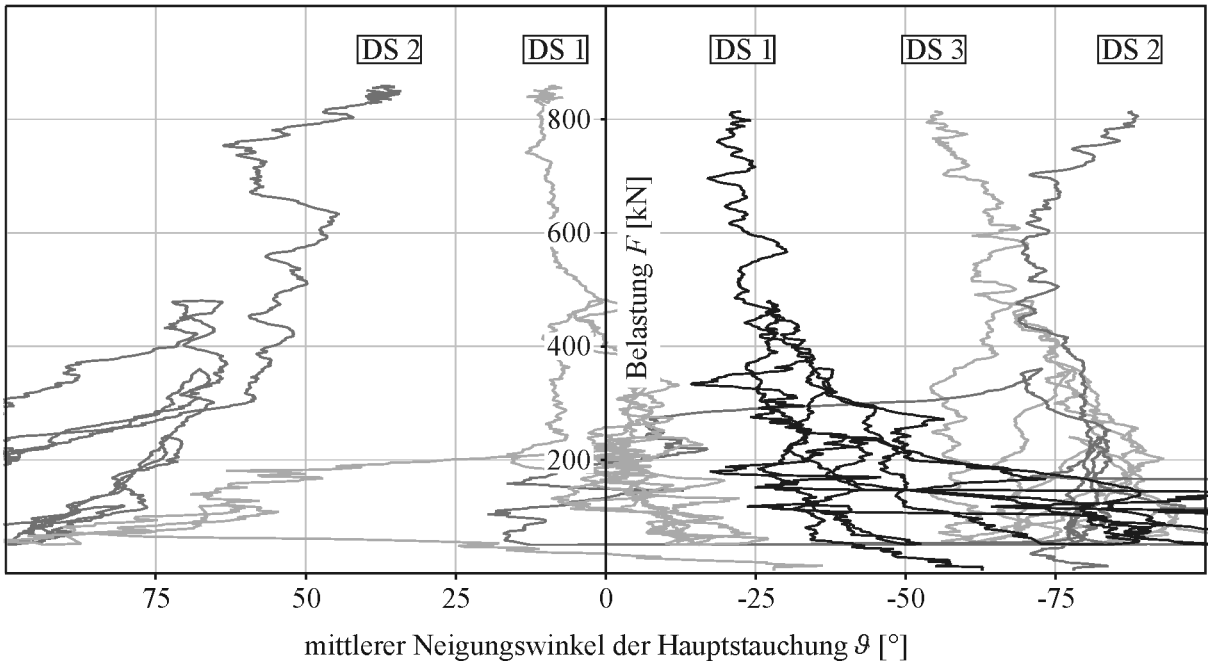

DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
$-\vartheta$
1-PB-G/0(1)

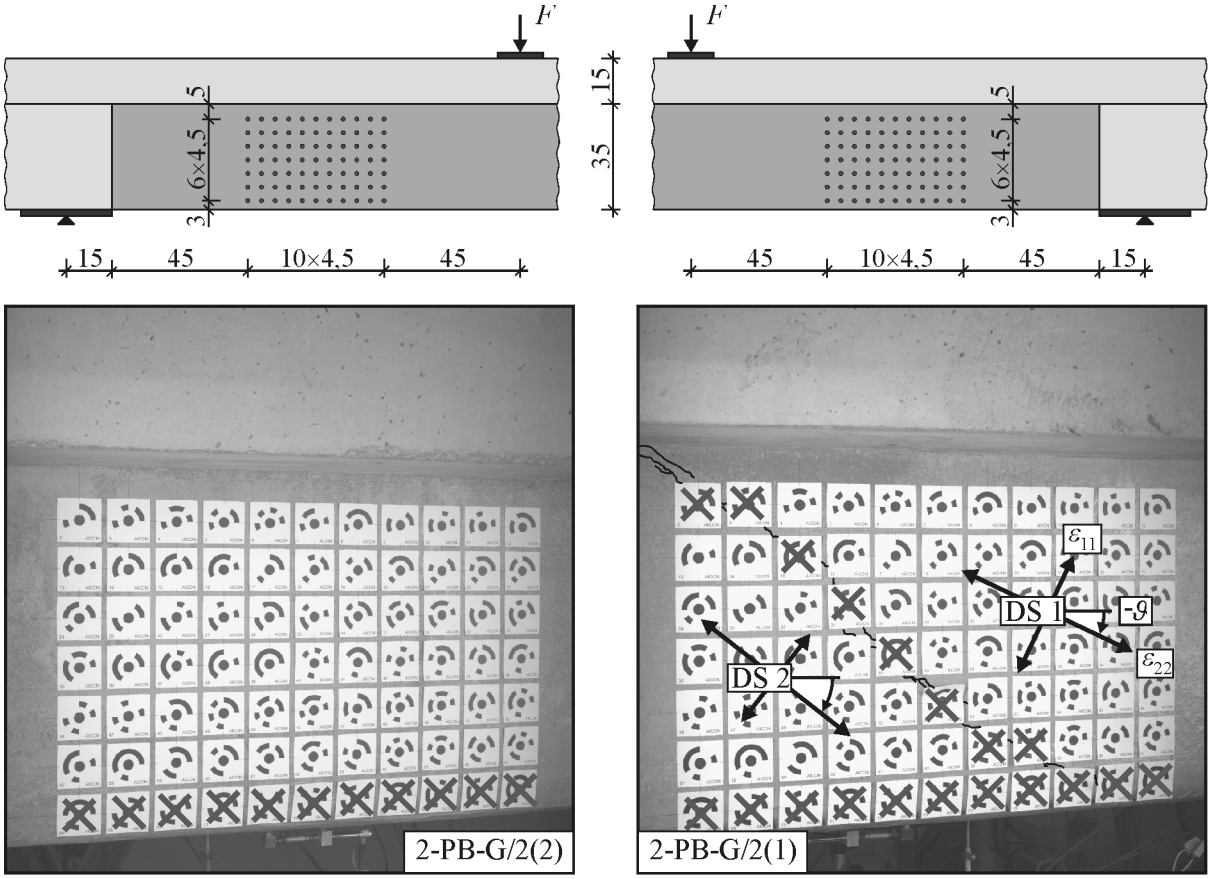

DS 2
DS 3
DS 1
DS 1
DS 2
DS 3
1000
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

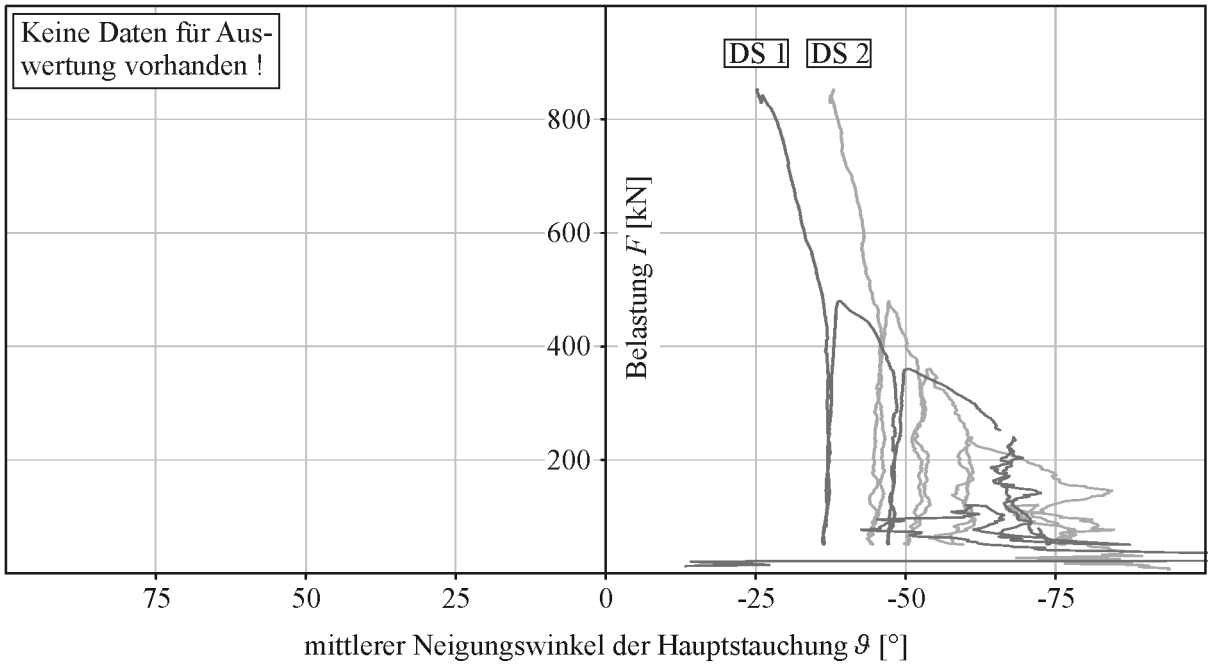

F
F
15
35
5
6×4,5
3
15
45
10×4,5
45
5
6×4,5
3
45
10×4,5
45
15

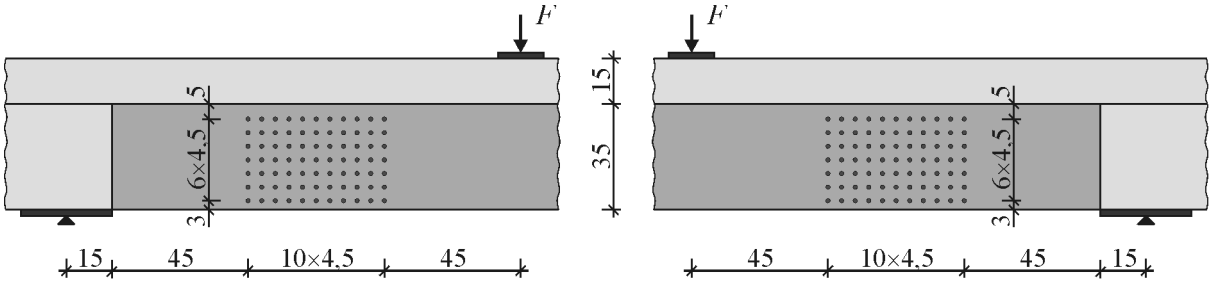

DS 1
DS 2
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
2-PB-G/0(2)

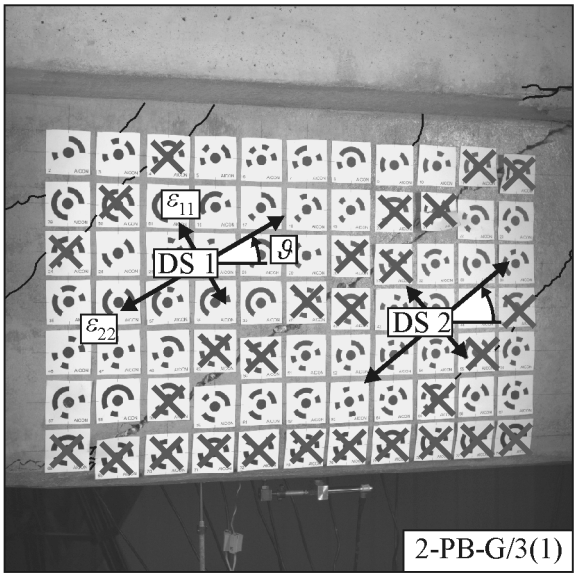

DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
$-\vartheta$
2-PB-G/0(1)

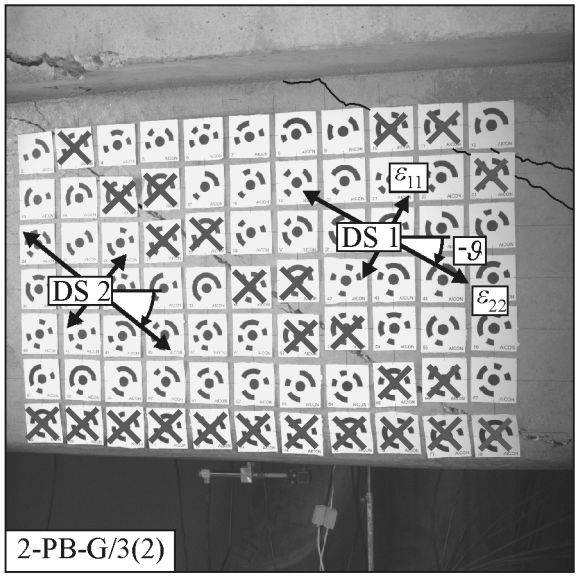

DS 2
DS 1
DS 1
DS 3
DS 2
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

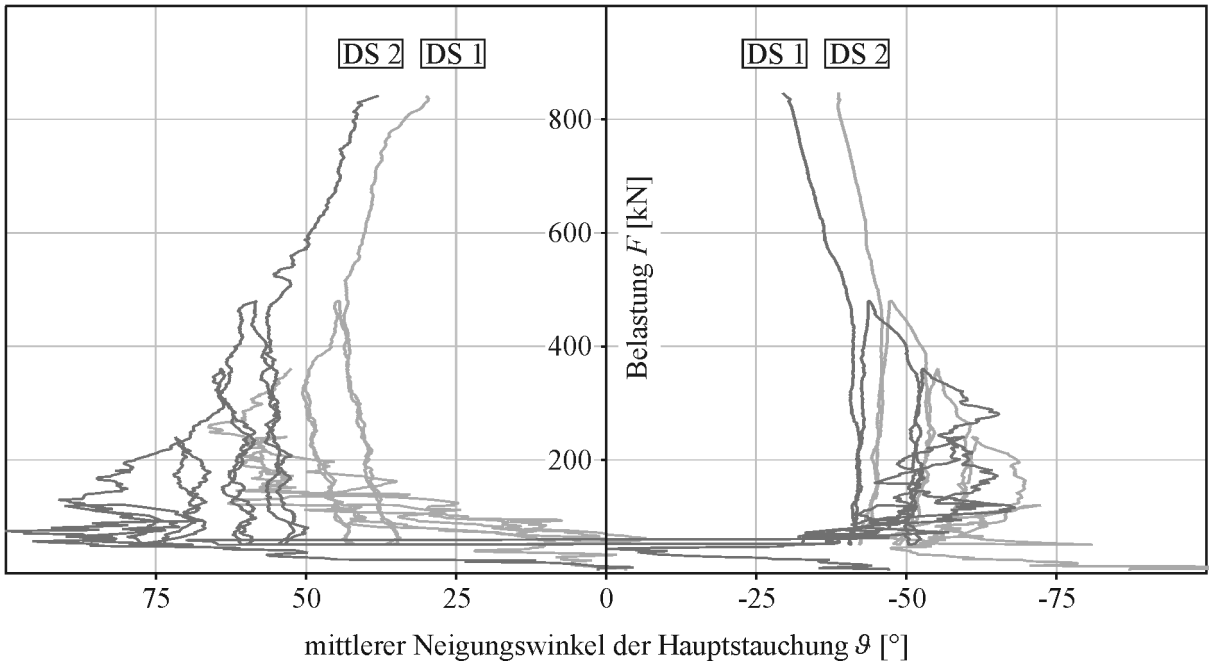

F
F
15
35
15
5
6×4,5
5
3
3
15
45
10×4,5
45
45
10×4,5
45
15
2-PB-G/2(2)
2-PB-G/2(1)
DS 1
DS 2
-ϑ
ε11
ε22

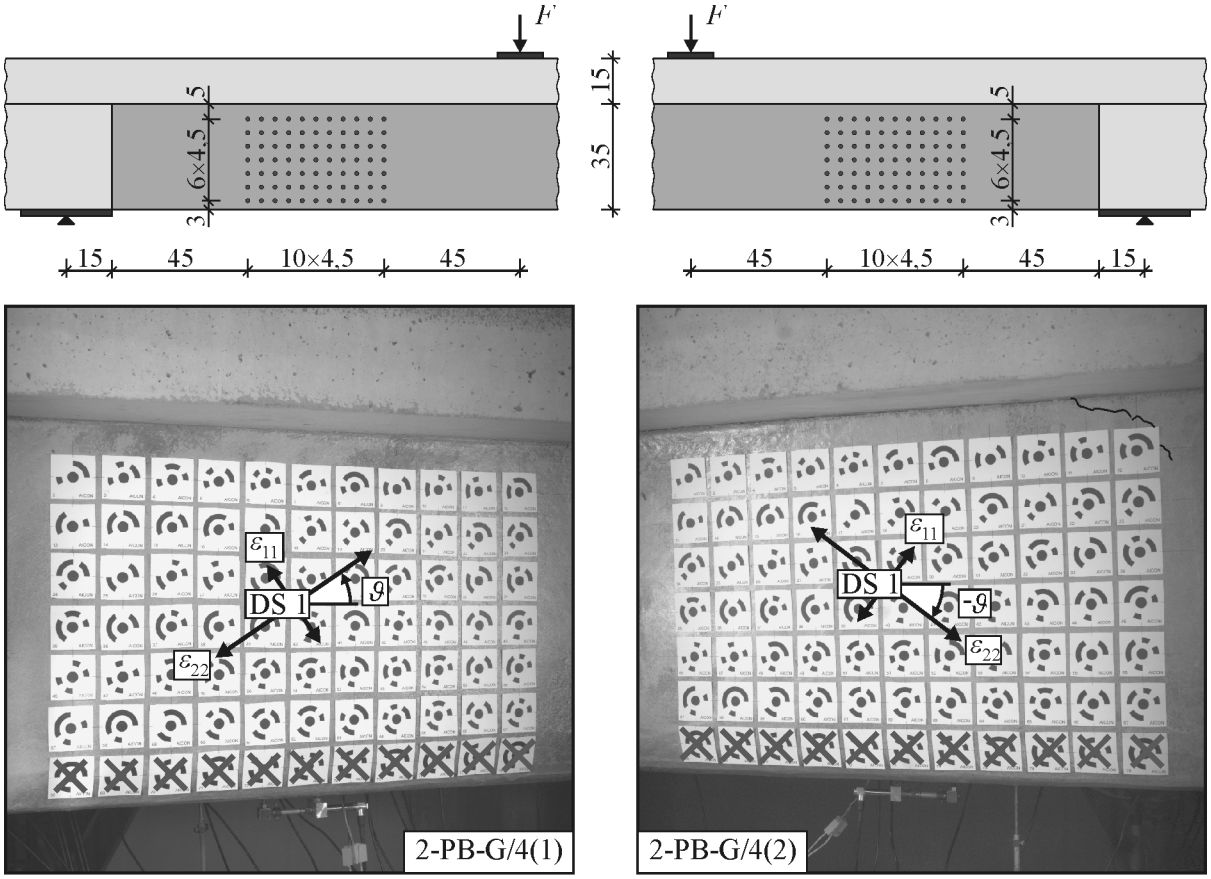

Keine Daten für Auswertung vorhanden !
DS 1
DS 2
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

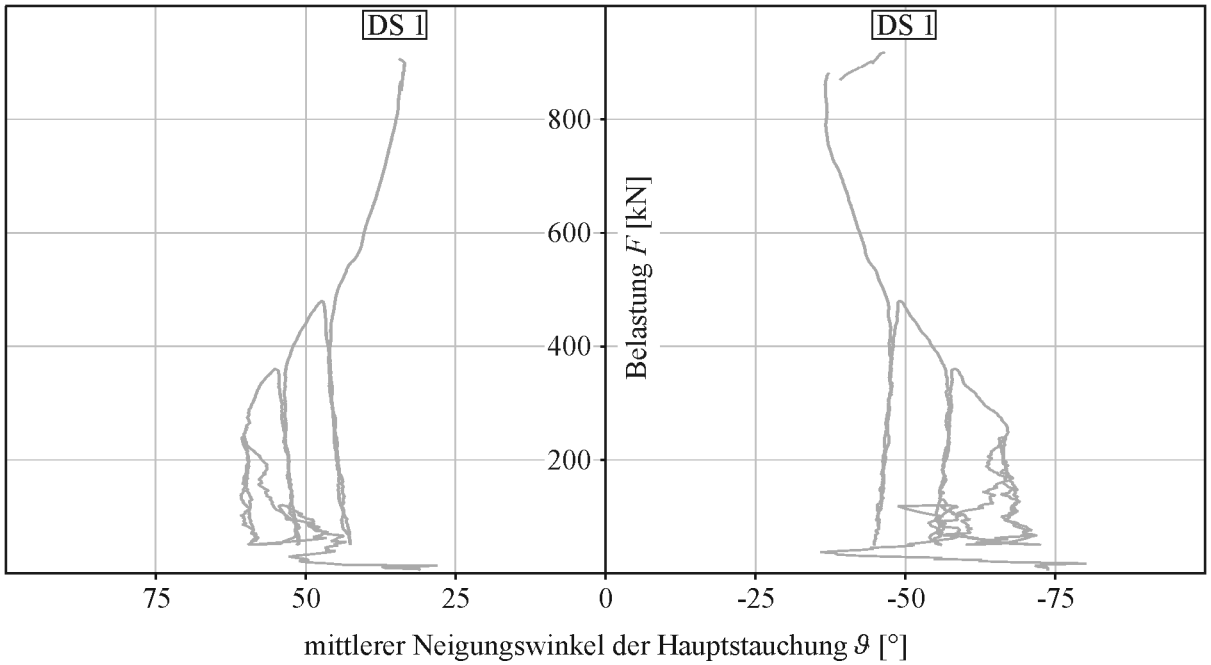

F
F
15
35
5
6×4,5
3
15
45
10×4,5
45
5
6×4,5
3
45
10×4,5
45
15

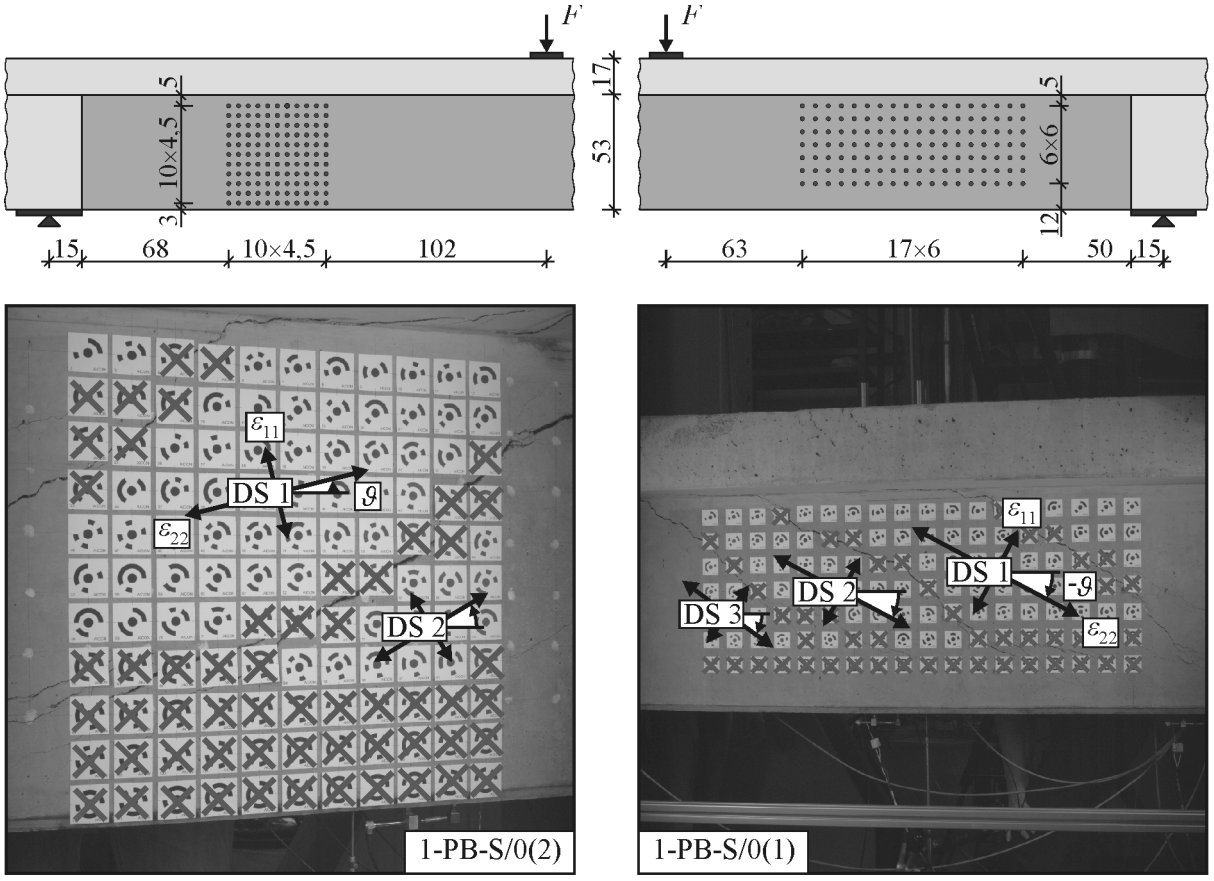

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
DS 2
2-PB-G/3(1)

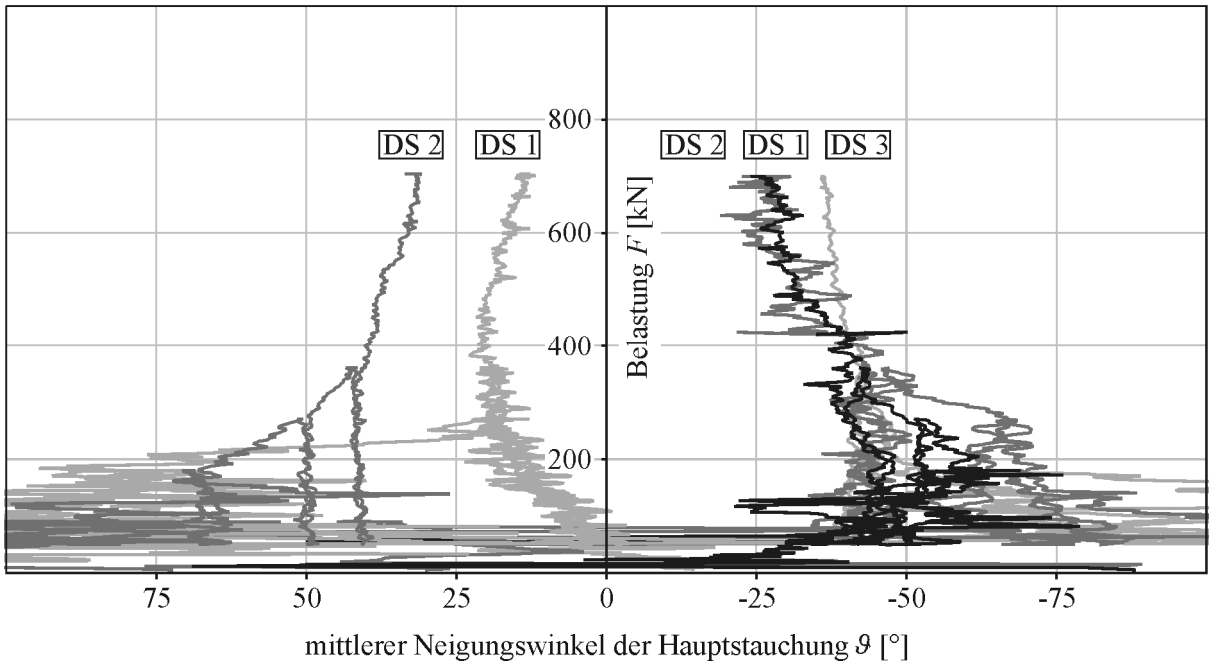

ε_{11}
DS 1
$-\vartheta$
DS 2
ε_{22}
2-PB-G/3(2)

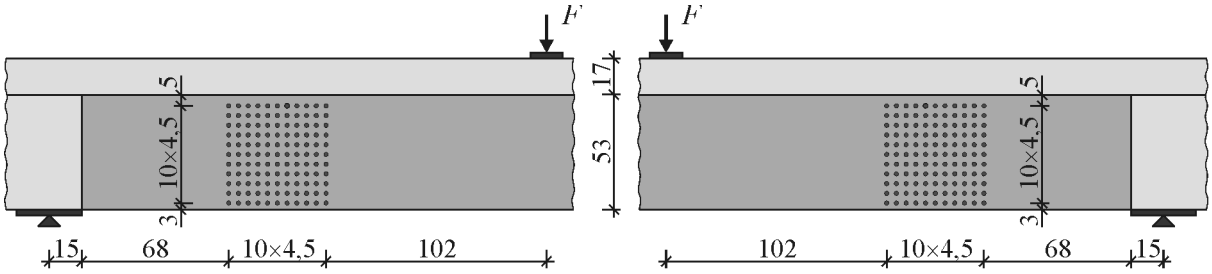

DS 2
DS 1
DS 1
DS 2
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

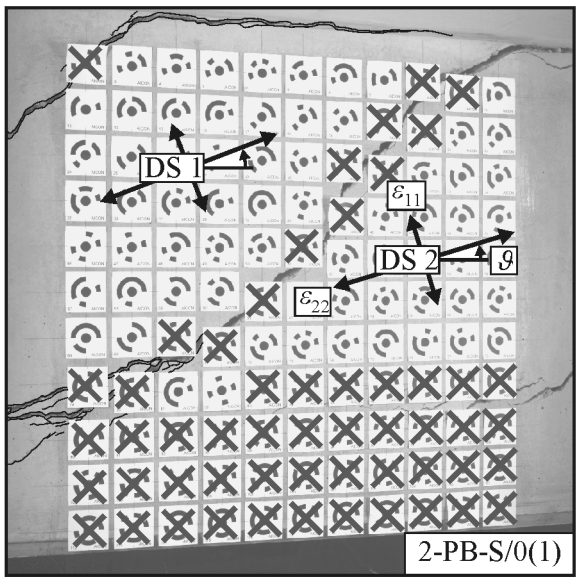

F
F
15
35
15
5
6×4,5
5
3
3
15
45
10×4,5
45
45
10×4,5
45
15
ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
2-PB-G/4(1)
ε_{11}
DS 1
-ϑ
ε_{22}
2-PB-G/4(2)

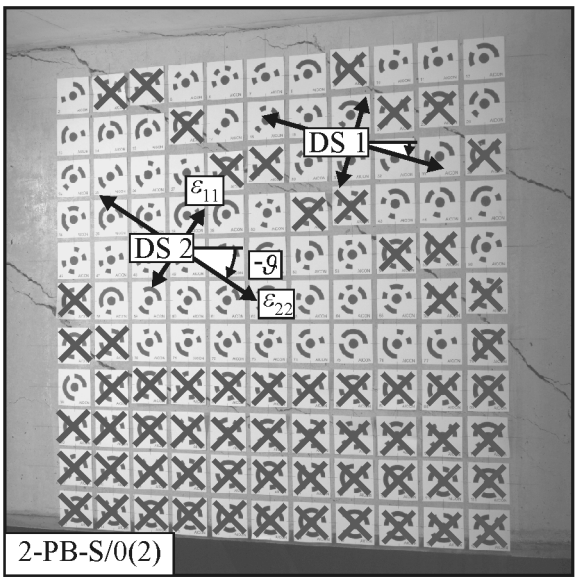

DS 1
DS 1
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

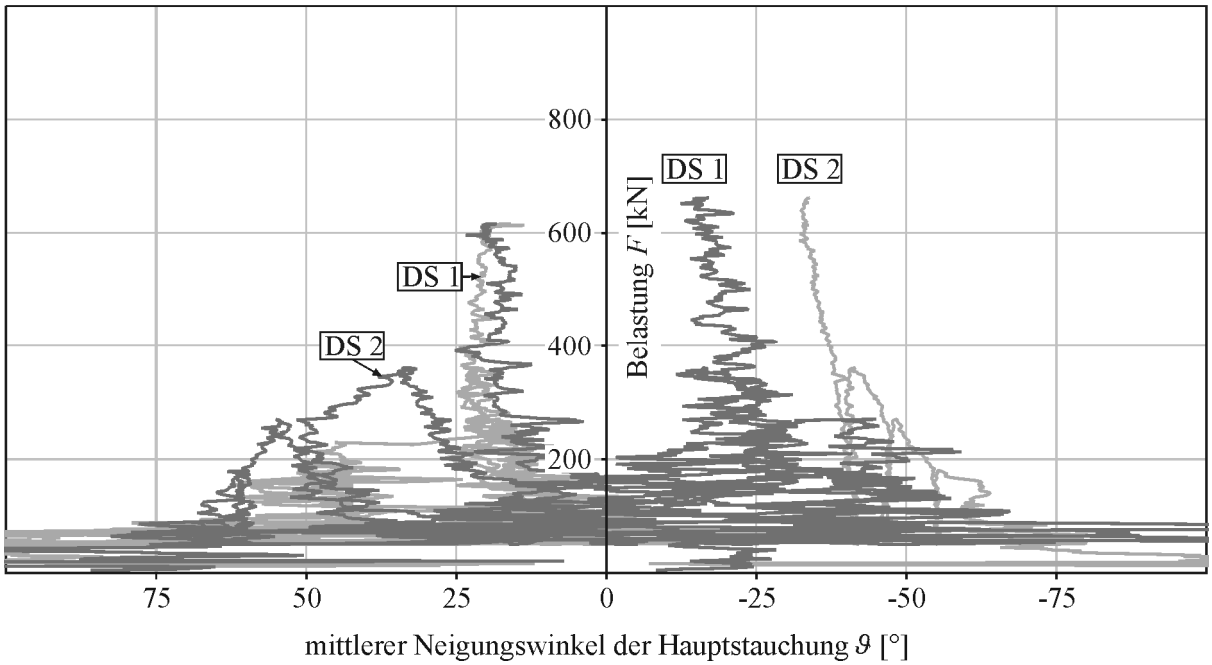

F
F
5
10×4,5
3
17
53
5
6×6
12
15
68
10×4,5
102
63
17×6
50
15
ε11
DS 1
ϑ
ε22
DS 2
1-PB-S/0(2)
ε11
DS 1
-ϑ
DS 2
DS 3
ε22
1-PB-S/0(1)

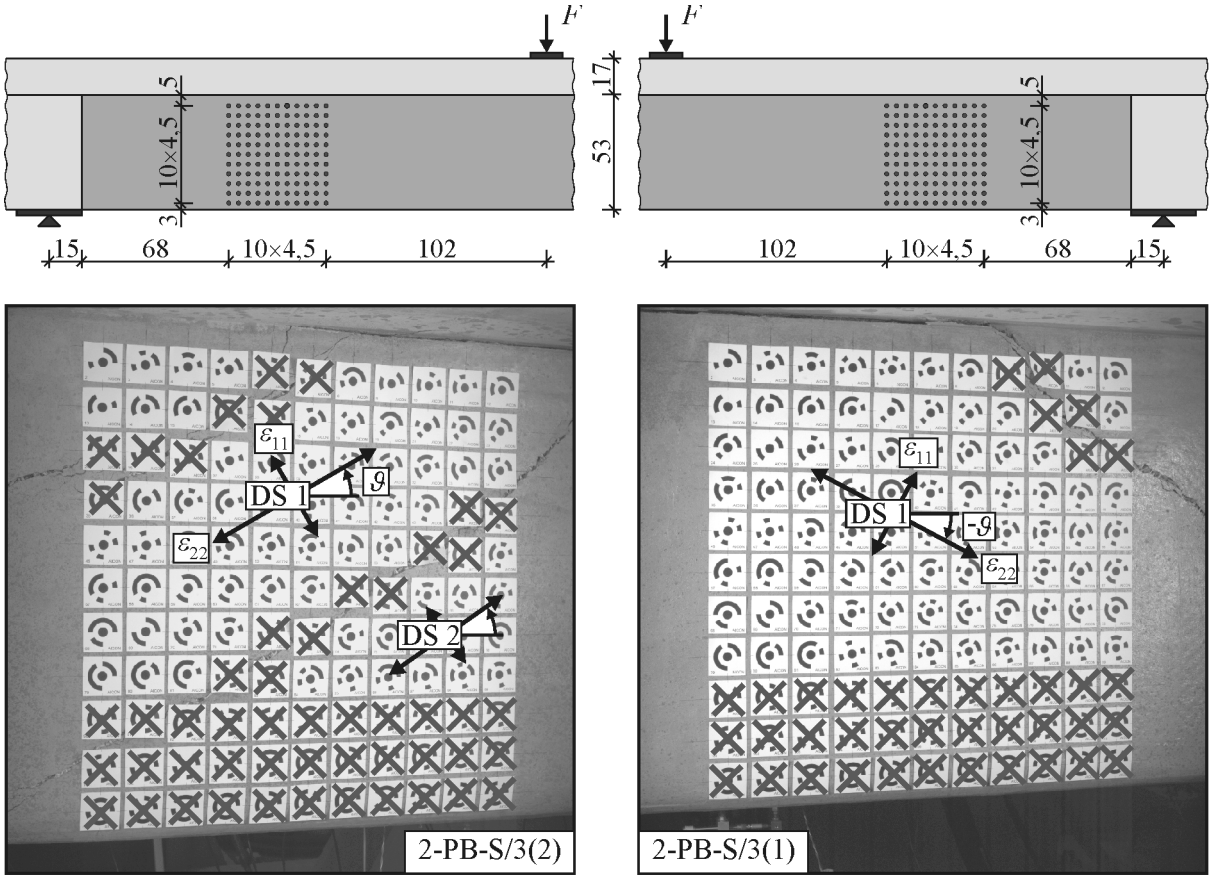

DS 2
DS 1
DS 2
DS 1
DS 3
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

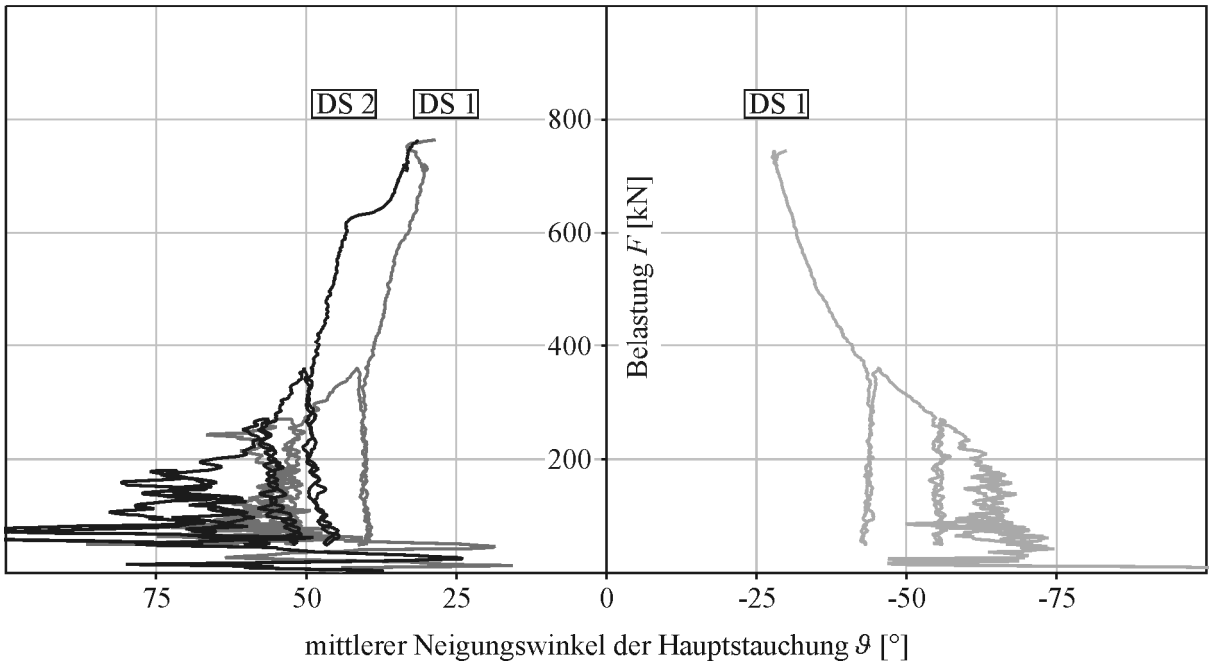

F
F
5
10×4,5
3
17
53
15
68
10×4,5
102
102
10×4,5
68
15

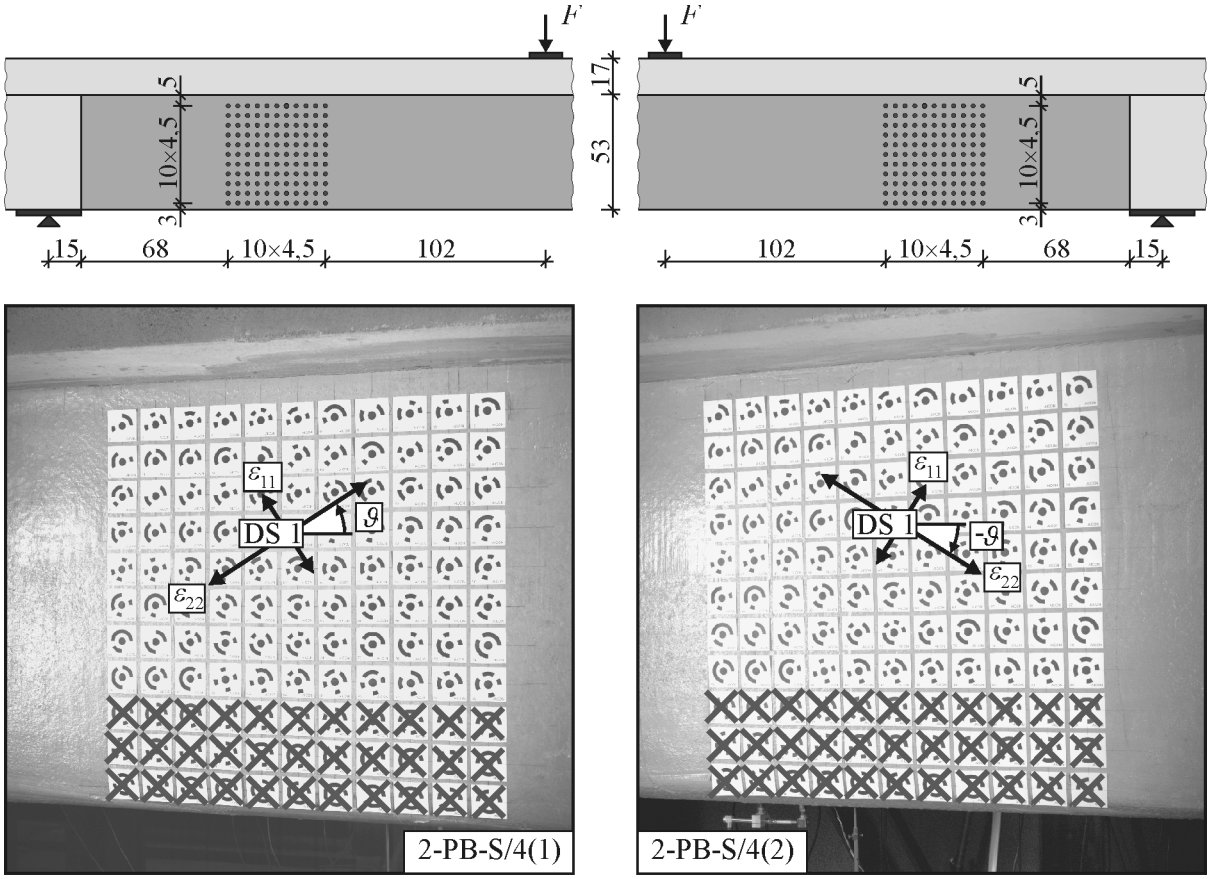

DS 1
ε_{11}
DS 2
ϑ
ε_{22}
2-PB-S/0(1)

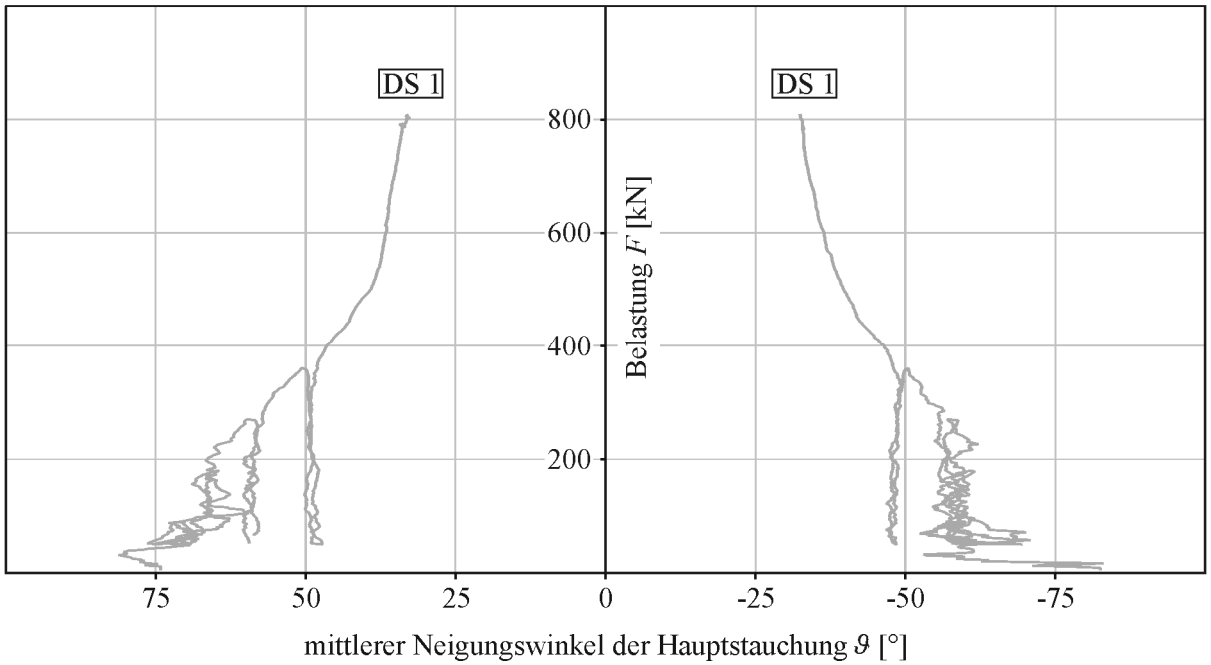

DS 1
ε_{11}
DS 2
$-\vartheta$
ε_{22}
2-PB-S/0(2)


800
600
400
200
Belastung F [kN]
DS 1
DS 2
DS 1
DS 2
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

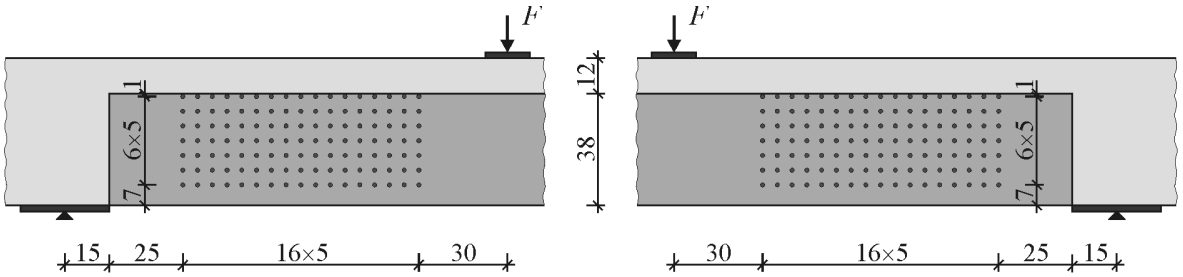

F
F
5
10×4,5
3
17
53
15
68
10×4,5
102
102
10×4,5
68
15
ε11
DS 1
ϑ
ε22
DS 2
2-PB-S/3(2)
ε11
DS 1
-ϑ
ε22
2-PB-S/3(1)

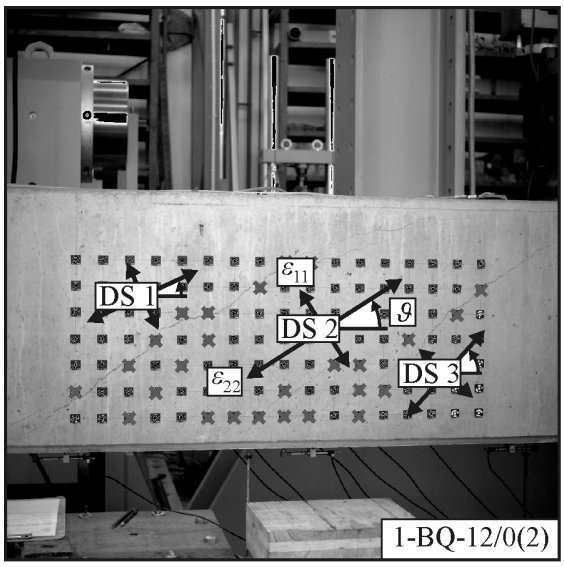

DS 2
DS 1
DS 1
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

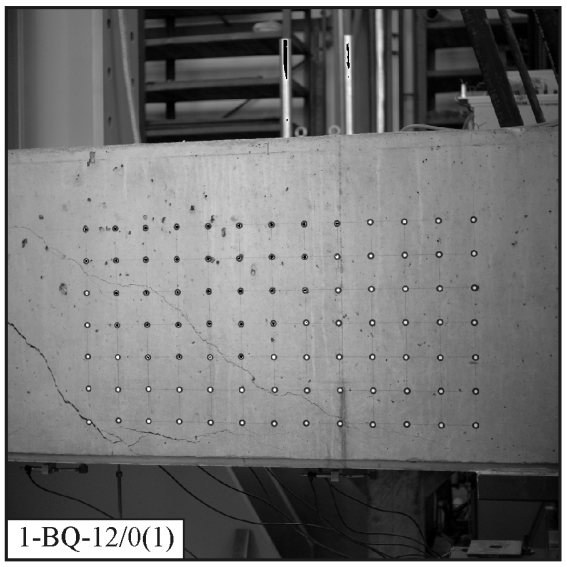

F
F
5
10×4,5
3
17
53
15
68
10×4,5
102
102
10×4,5
68
15
ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
2-PB-S/4(1)
ε_{11}
DS 1
-ϑ
ε_{22}
2-PB-S/4(2)

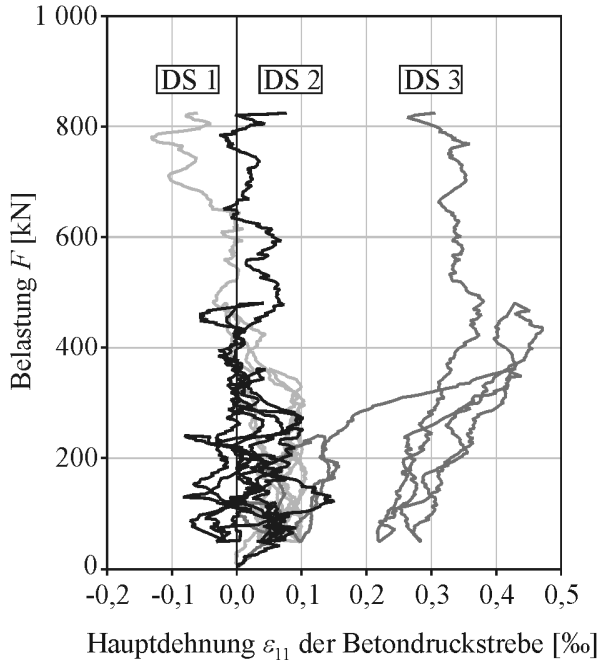

DS 1
DS 1
800
600
400
200
Belastung F [kN]
75
50
25
0
-25
-50
-75
mittlerer Neigungswinkel der Hauptstauchung ϑ [°]

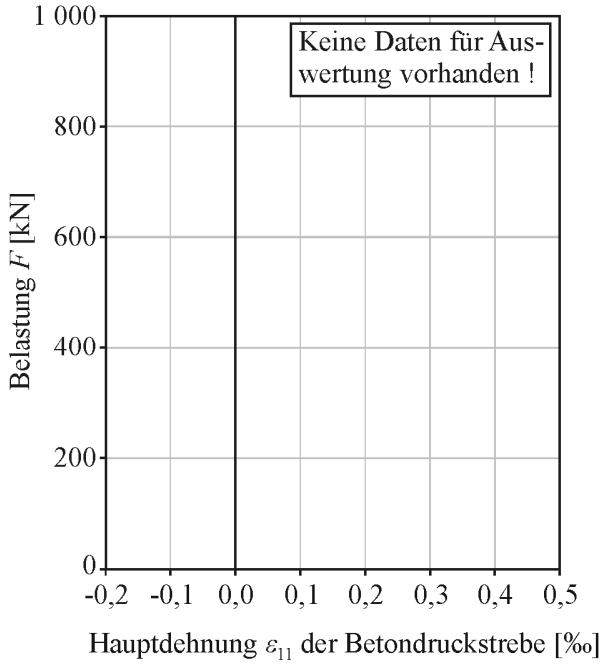
E Hauptdehnung innerhalb der Druckstreben

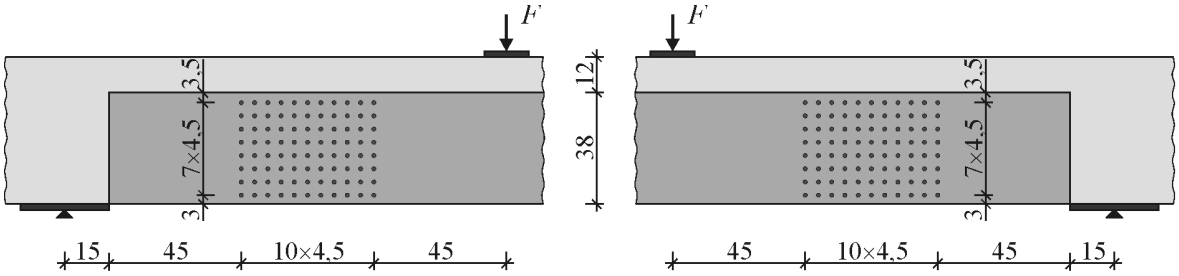


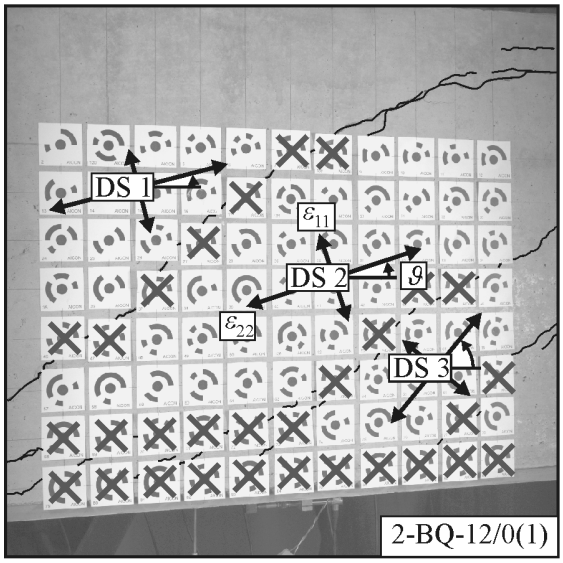


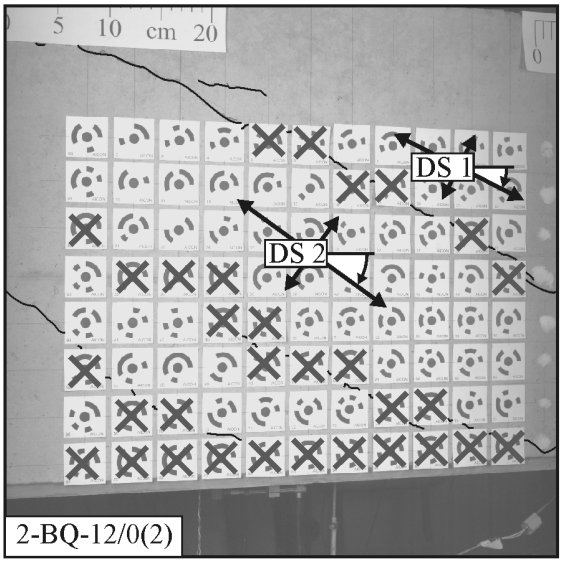


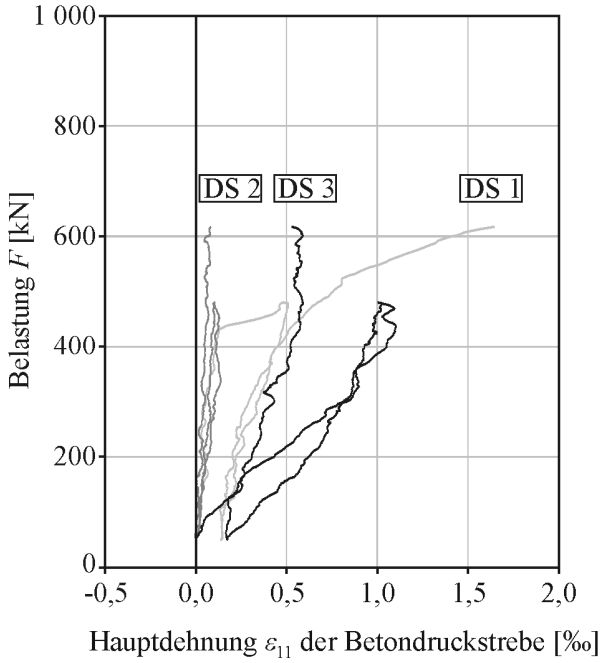


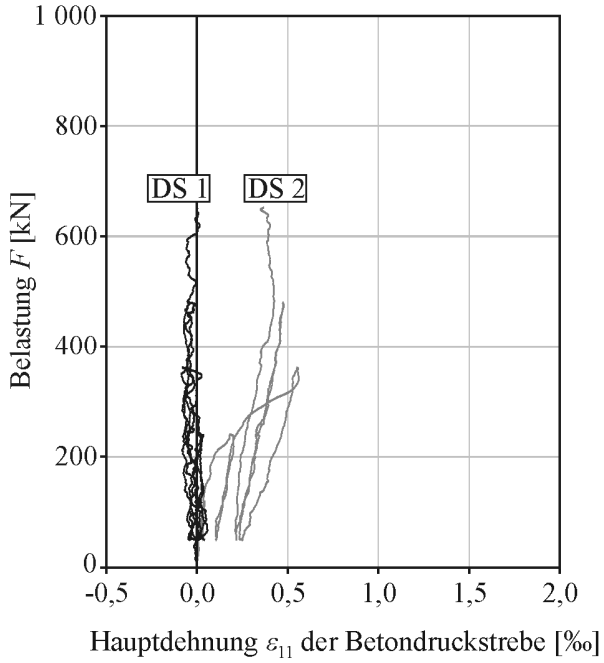


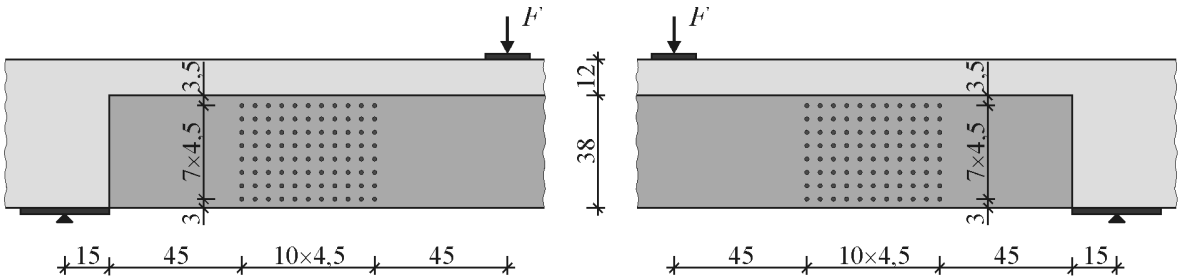

F
3,5
7×4,5
3
38
12
15
45
10×4,5
45

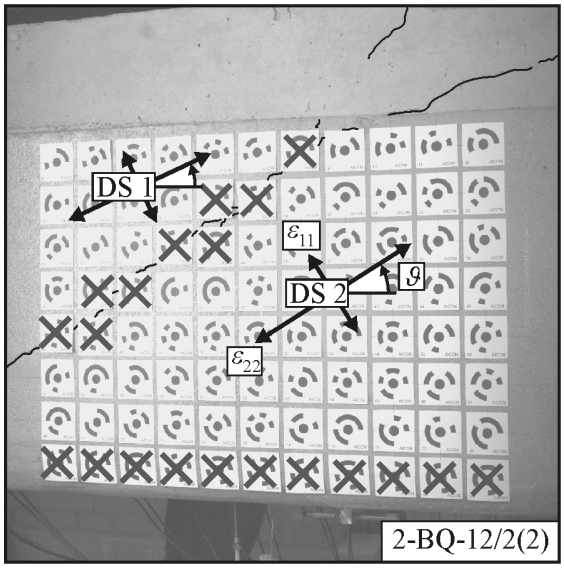

DS 1
ε_{11}
DS 2
ϑ
ε_{22}
DS 3
2-BQ-12/0(1)

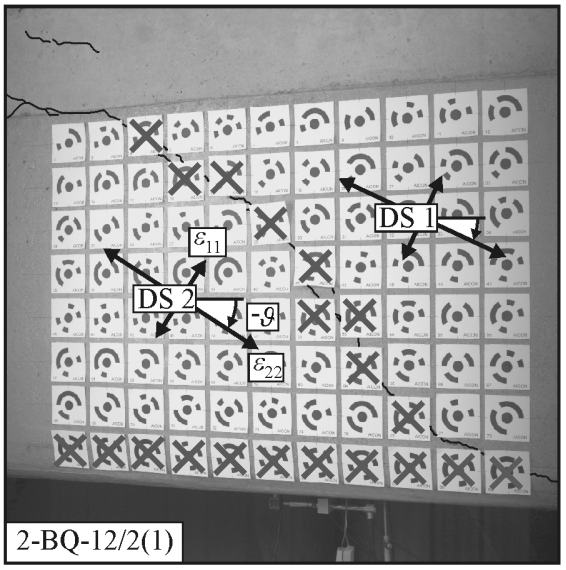

5
10
cm
20
DS 1
DS 2
2-BQ-12/0(2)

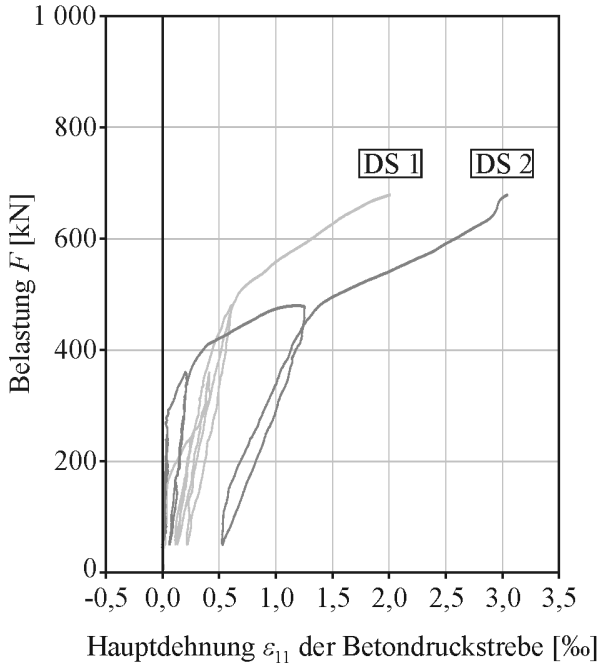

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 2
DS 3
DS 1
-0,5
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

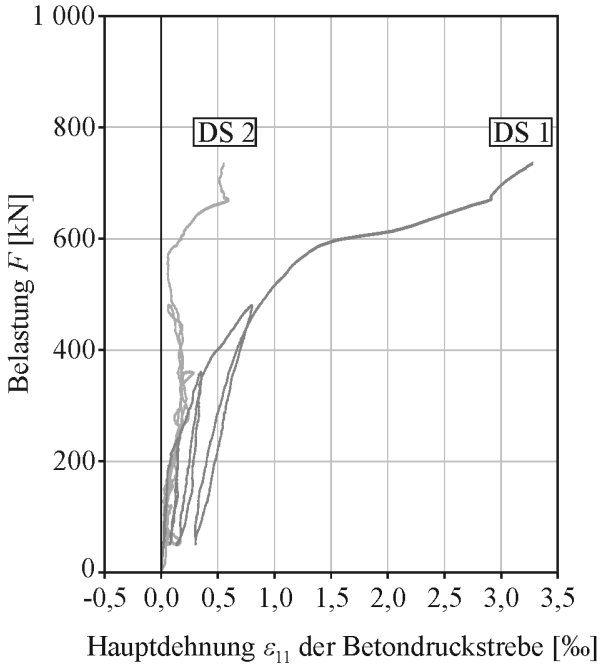

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 1
DS 2
-0,5
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

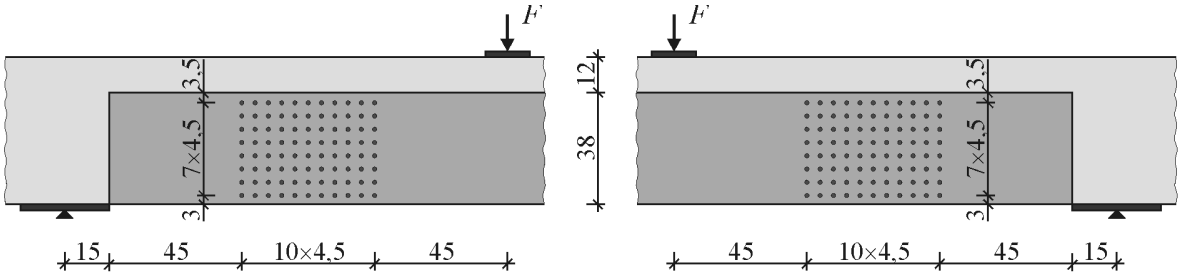

F
3,5
7×4,5
3
15
45
10×4,5
45
12
38
F
3,5
7×4,5
3
45
10×4,5
45
15

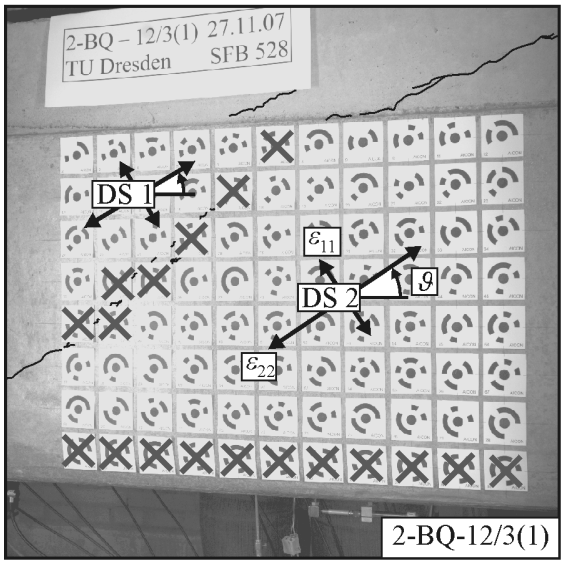

DS 1
ε11
DS 2
ϑ
ε22
2-BQ-12/2(2)

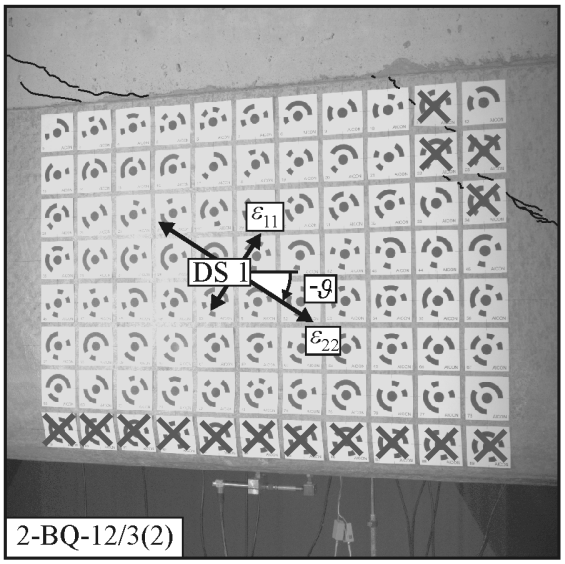

DS 1
ε11
DS 2
-ϑ
ε22
2-BQ-12/2(1)

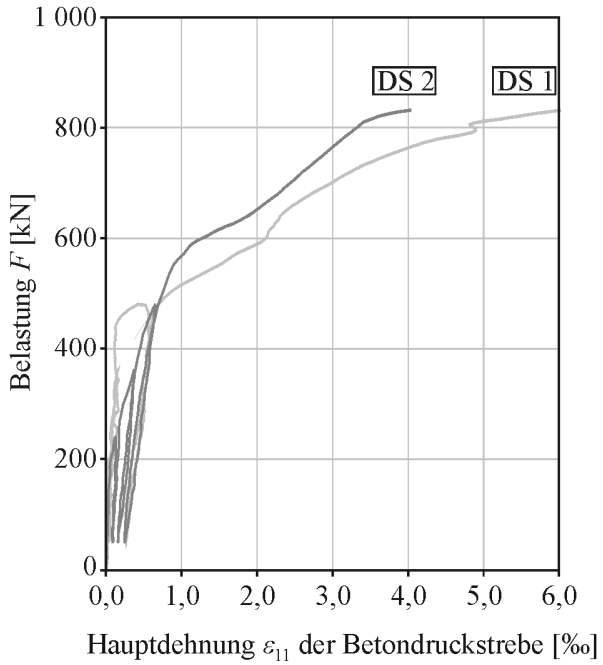

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 1
DS 2
-0,5 0,0 0,5 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 3,5
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]

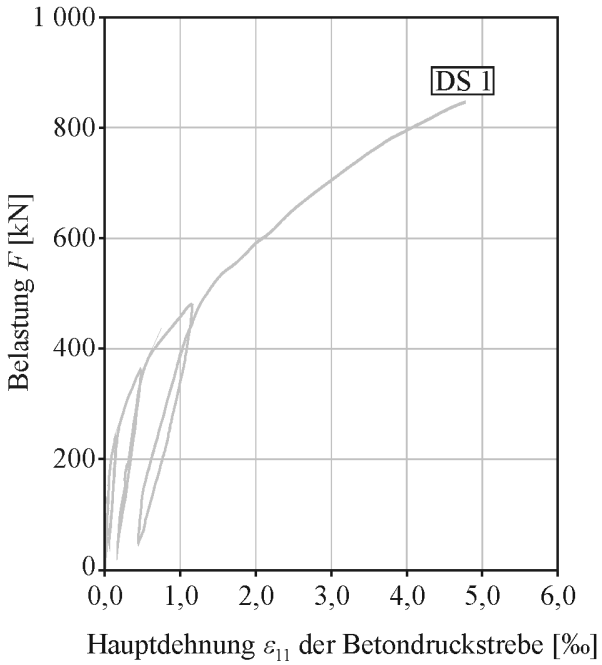

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 2
DS 1
-0,5 0,0 0,5 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 3,5
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]

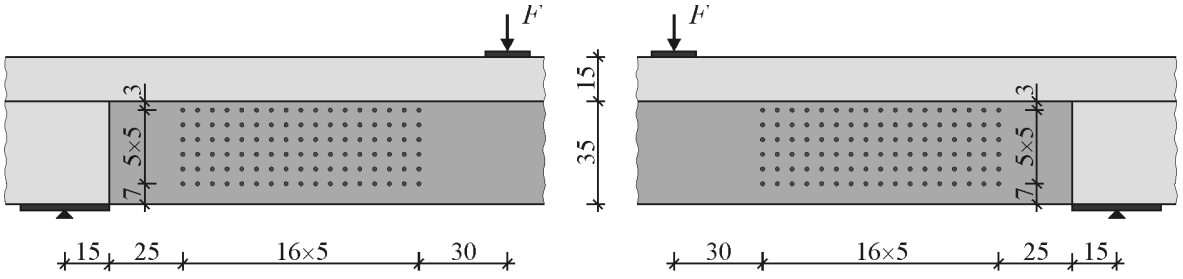

F
3,5
7×4,5
3
12
38
15
45
10×4,5
45
F
3,5
7×4,5
3
45
10×4,5
45
15

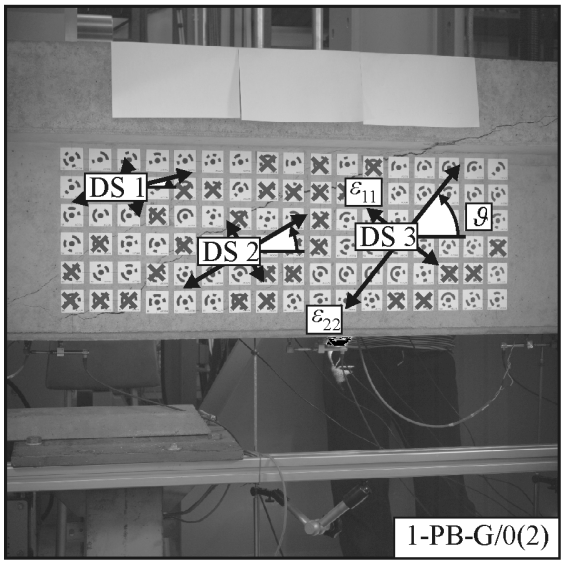

2-BQ – 12/3(1) 27.11.07
TU Dresden
SFB 528
DS 1
ε11
DS 2
ϑ
ε22
2-BQ-12/3(1)

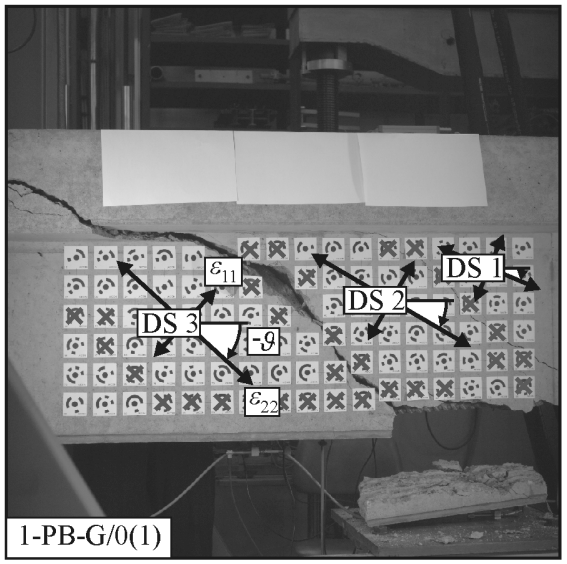

ε11
DS 1
-ϑ
ε22
2-BQ-12/3(2)

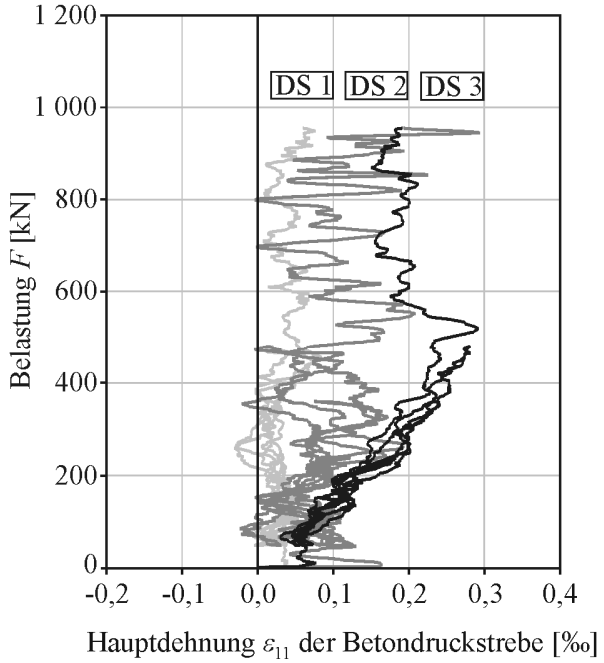

1 000
800
600
400
200
0
DS 2
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]

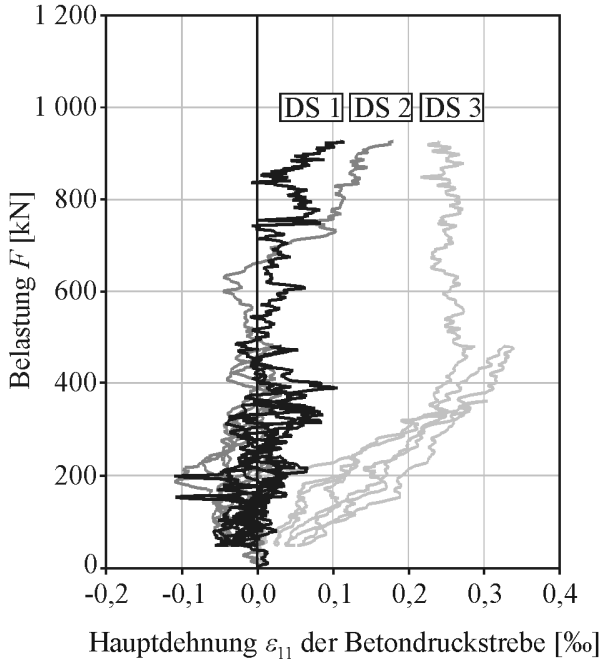

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]

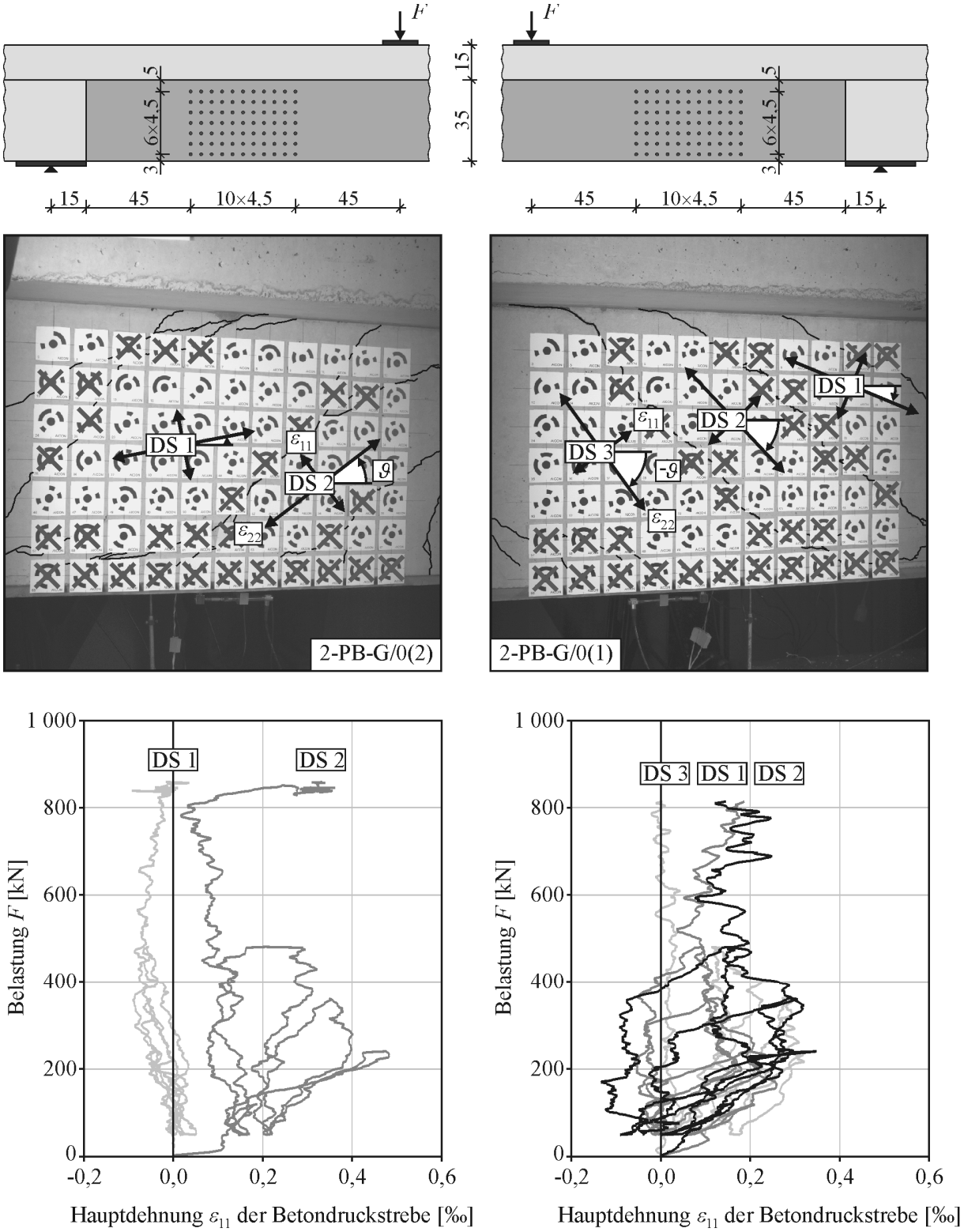

F
3
5×5
7
15
35
15
25
16×5
30
F
3
5×5
7
30
16×5
25
15

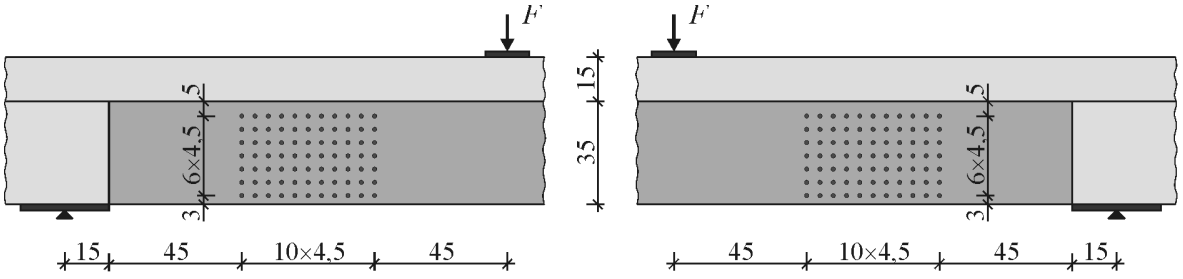

DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
1-PB-G/0(2)

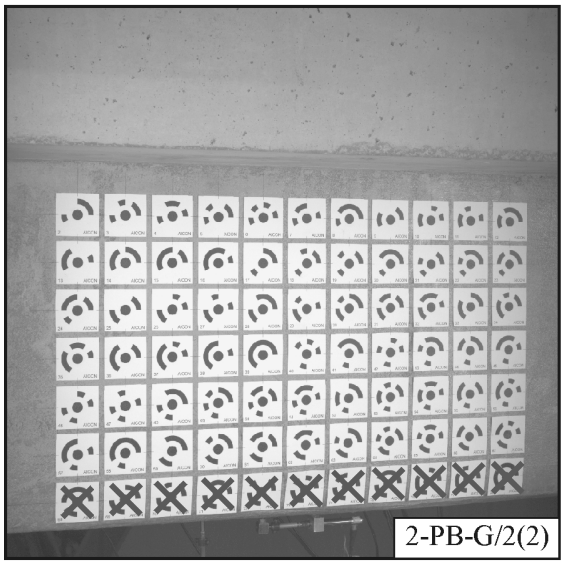

DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
$-\vartheta$
1-PB-G/0(1)

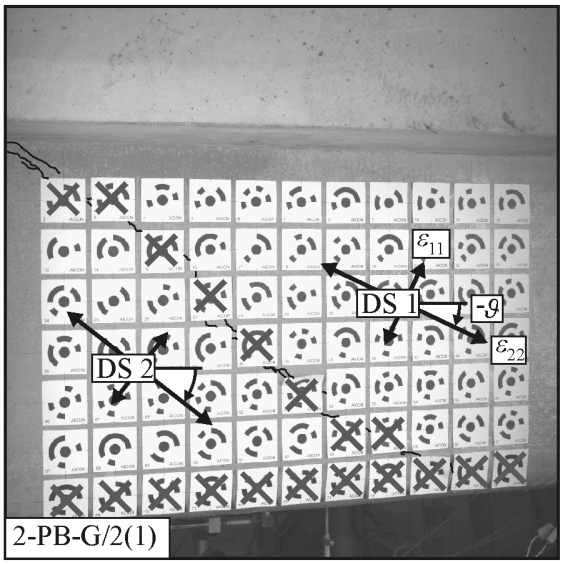

1 200
1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
DS 3
Belastung F [kN]
-0,2
-0,1
0,0
0,1
0,2
0,3
0,4
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

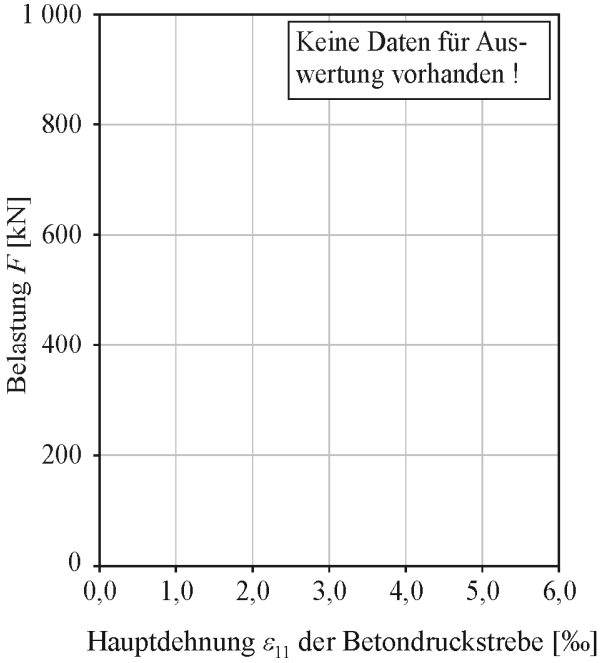

1 200
1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
DS 3
Belastung F [kN]
-0,2
-0,1
0,0
0,1
0,2
0,3
0,4
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

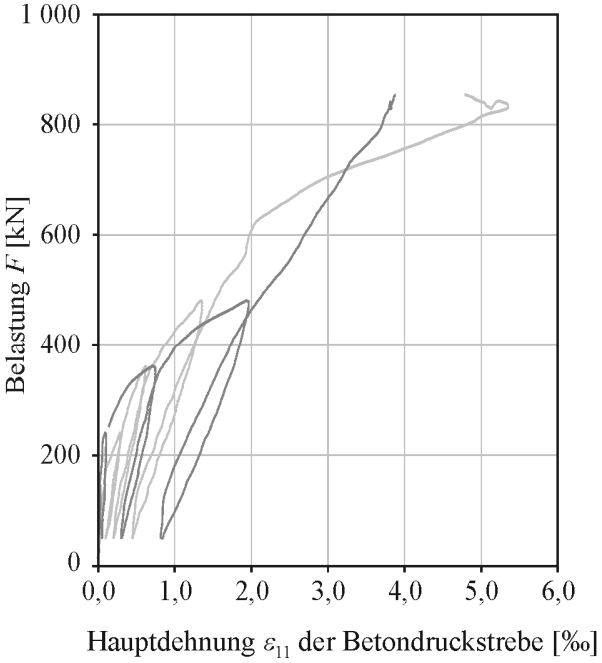

F
15
45
10×4,5
45
3
6×4,5
5
35
15
DS 1
DS 2
DS 3
ε_{11}
ε_{22}
ϑ
$-\vartheta$
2-PB-G/0(2)
2-PB-G/0(1)
1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,2
0,0
0,2
0,4
0,6
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

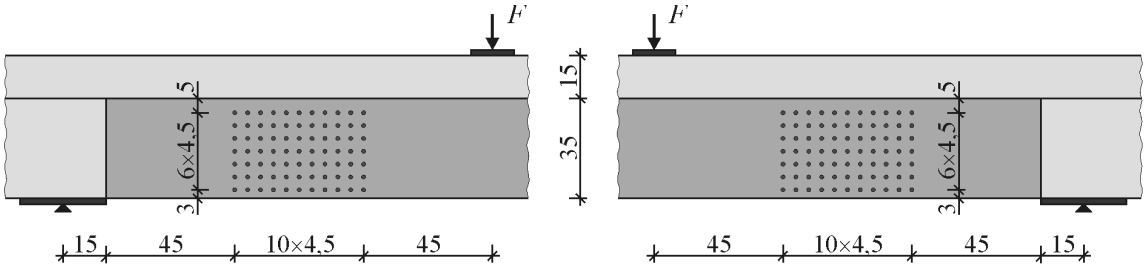

F
F
15
35
5
6×4,5
3
15
45
10×4,5
45
5
6×4,5
3
45
10×4,5
45
15

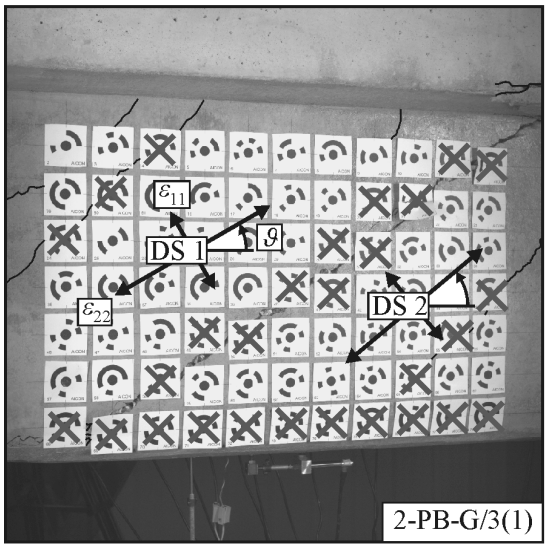

2-PB-G/2(2)

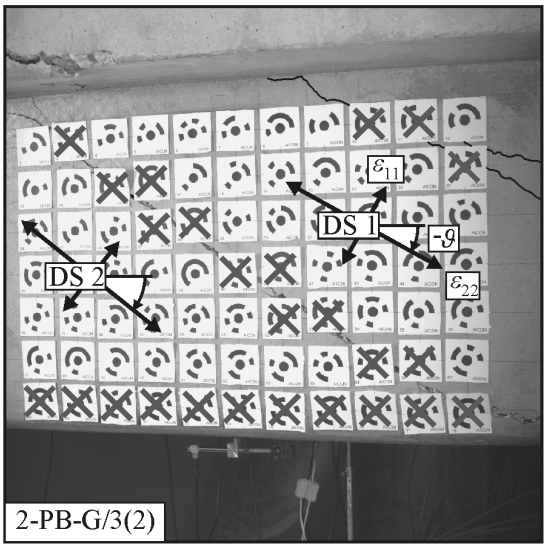

ε_{11}
DS 1
$-\vartheta$
ε_{22}
DS 2
2-PB-G/2(1)

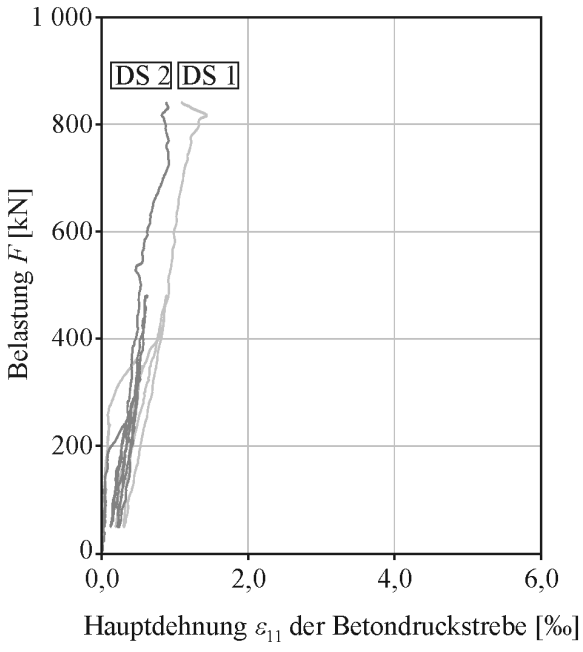

Keine Daten für Auswertung vorhanden !
Belastung F [kN]
1 000
800
600
400
200
0
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

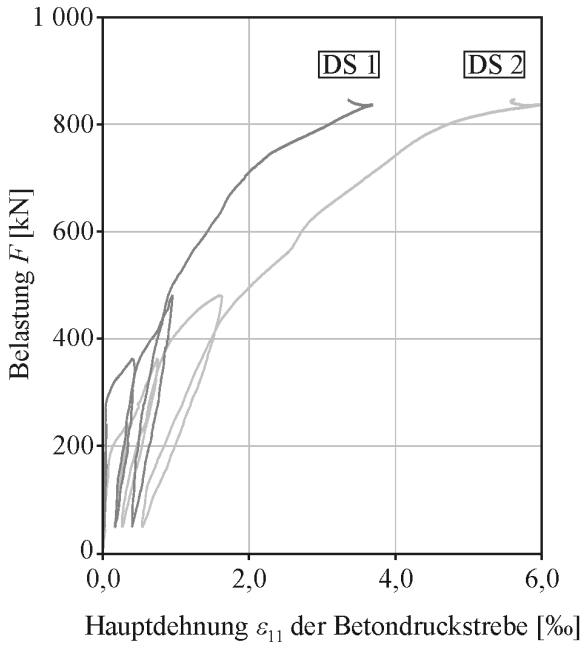

Belastung F [kN]
1 000
800
600
400
200
0
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

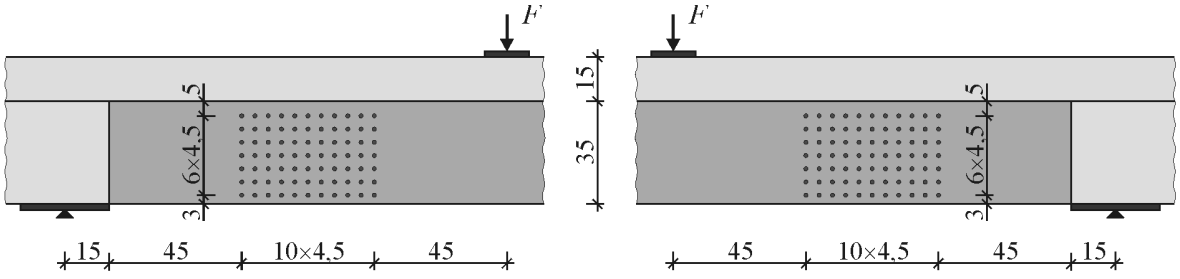

F
F
15
35
15
5
6×4,5
5
3
15
45
10×4,5
45
45
10×4,5
45
15

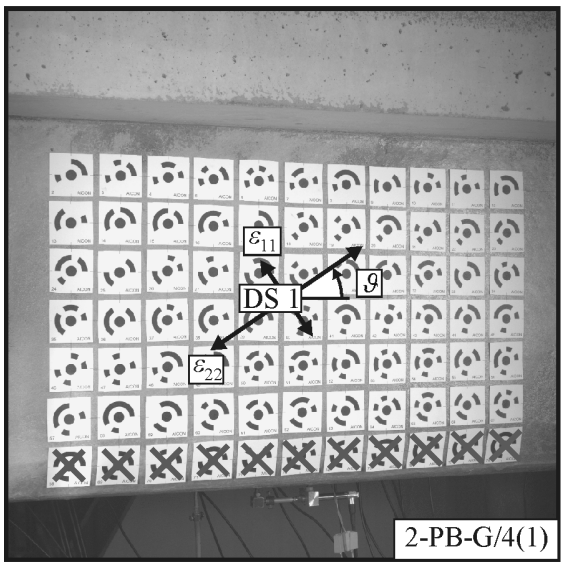

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
DS 2
2-PB-G/3(1)

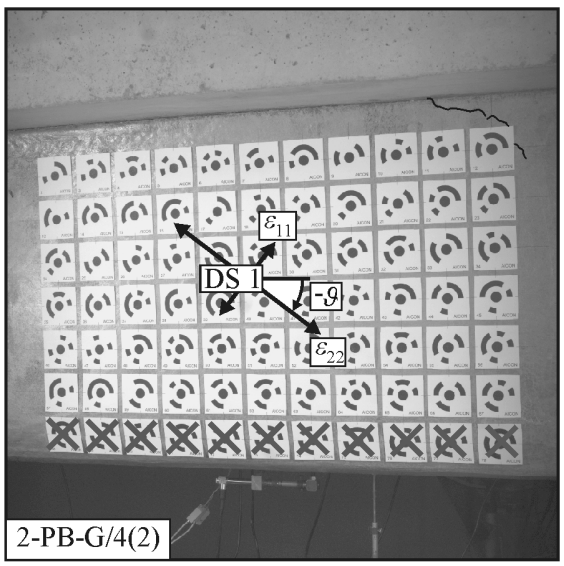

ε_{11}
DS 1
-ϑ
DS 2
ε_{22}
2-PB-G/3(2)

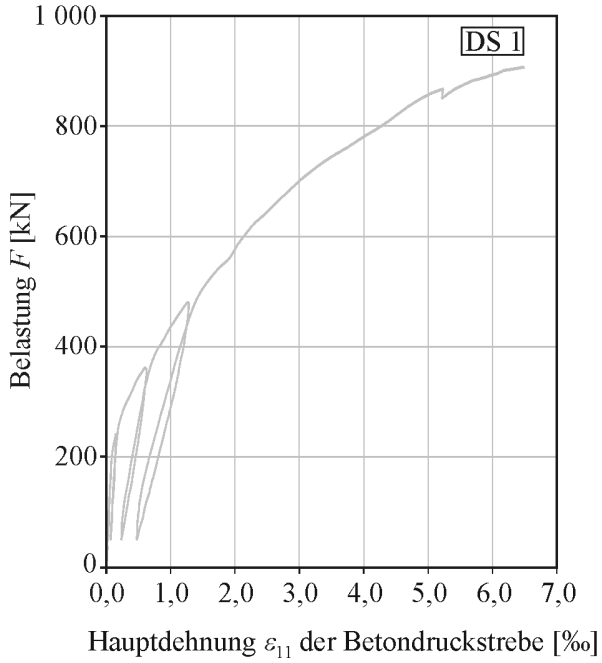

1 000
800
600
400
200
0
DS 2
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
2,0
4,0
6,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

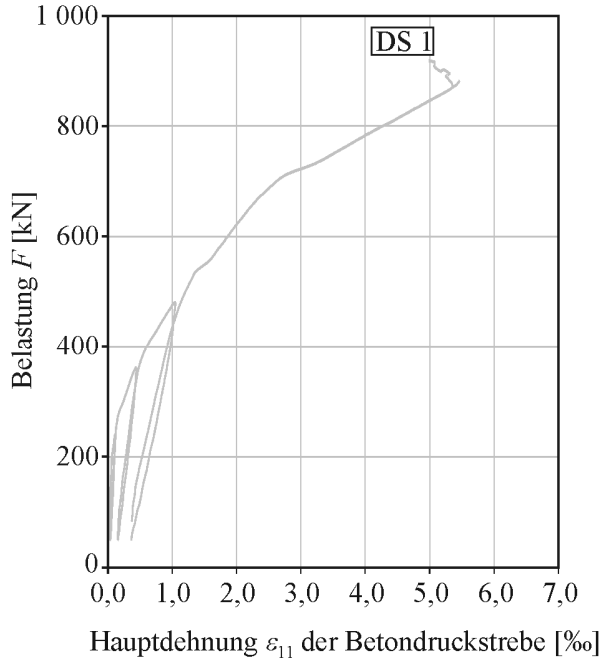

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
Belastung F [kN]
0,0
2,0
4,0
6,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

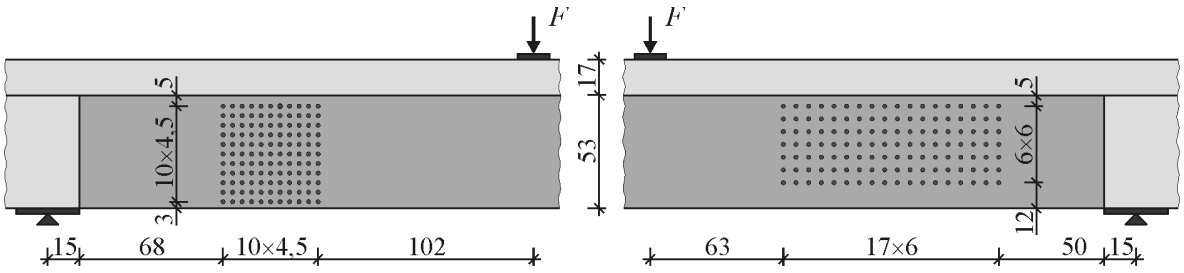

F
15
35
5
6×4,5
3
15
45
10×4,5
45

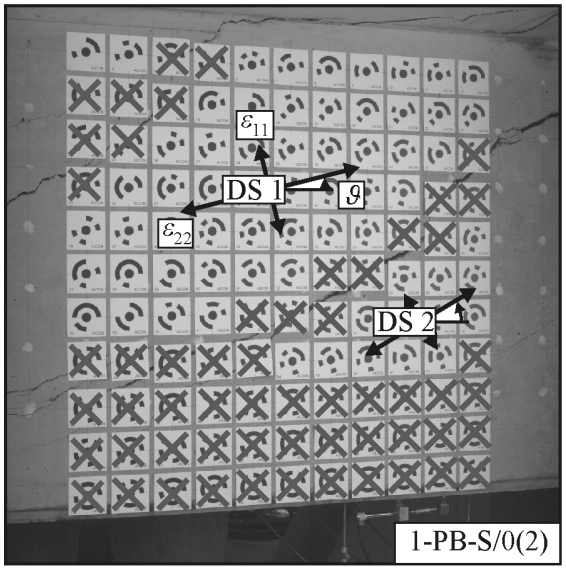

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
2-PB-G/4(1)

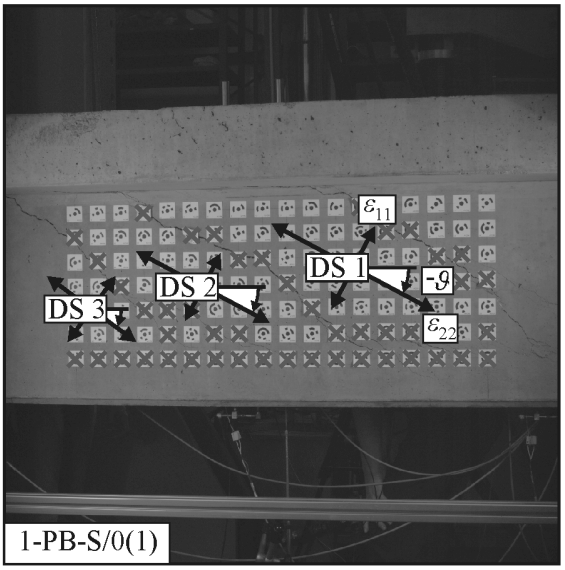

ε_{11}
DS 1
$-\vartheta$
ε_{22}
2-PB-G/4(2)

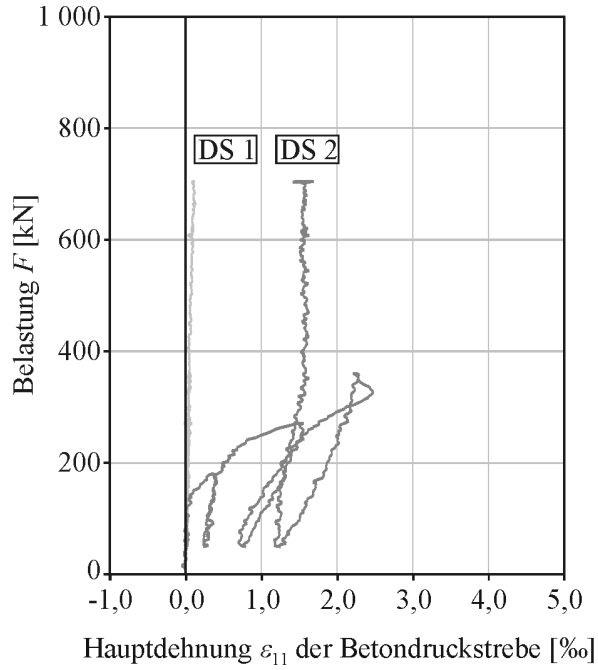

DS 1
1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

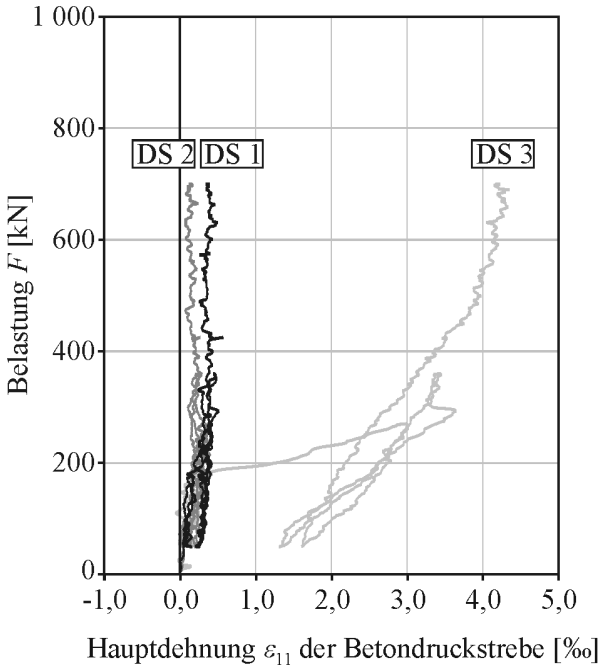

DS 1
1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

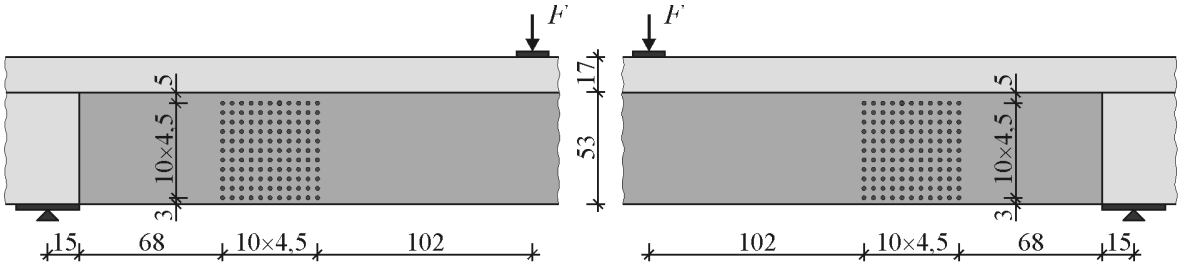

F
F
5
10×4,5
3
17
53
5
6×6
12
15
68
10×4,5
102
63
17×6
50
15

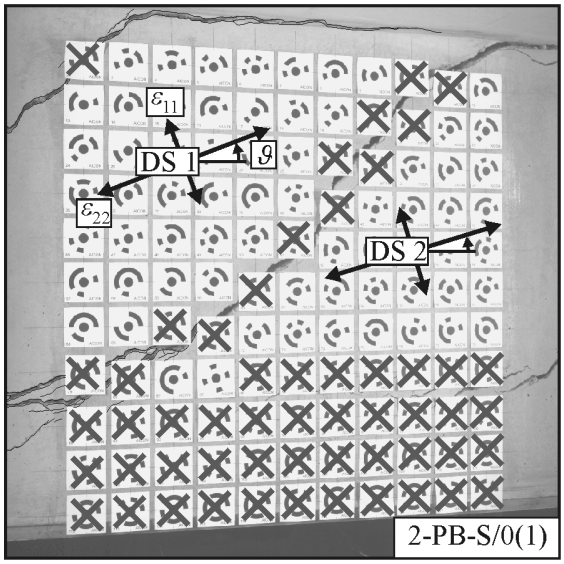

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
DS 2
1-PB-S/0(2)

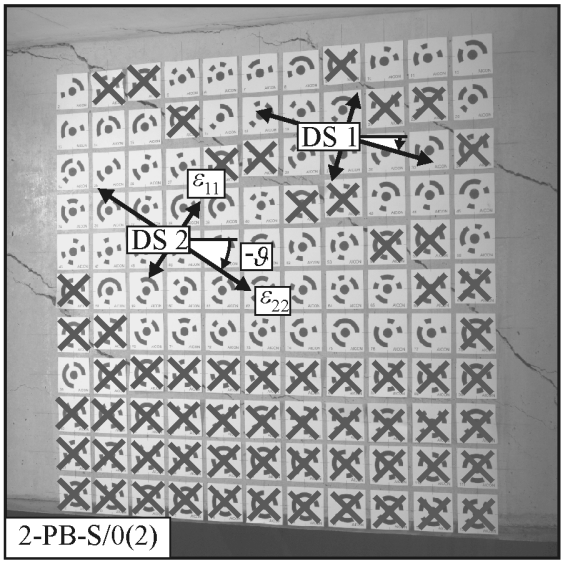

ε_{11}
DS 1
-ϑ
DS 2
DS 3
ε_{22}
1-PB-S/0(1)

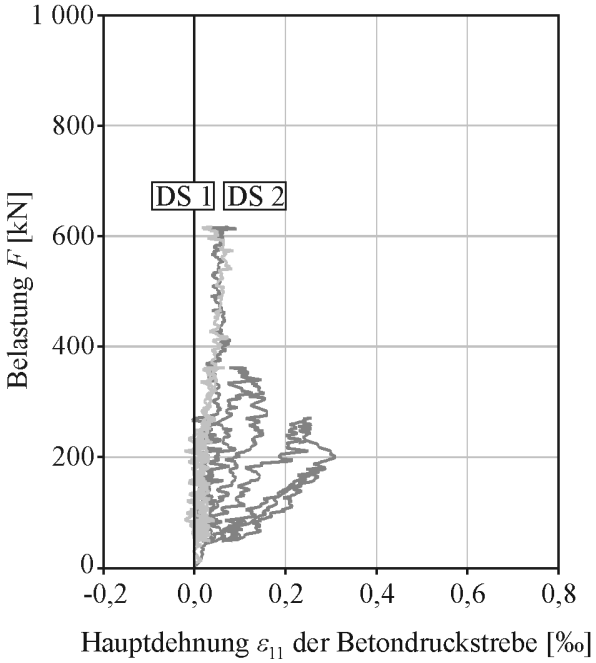

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 1
DS 2
-1,0
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

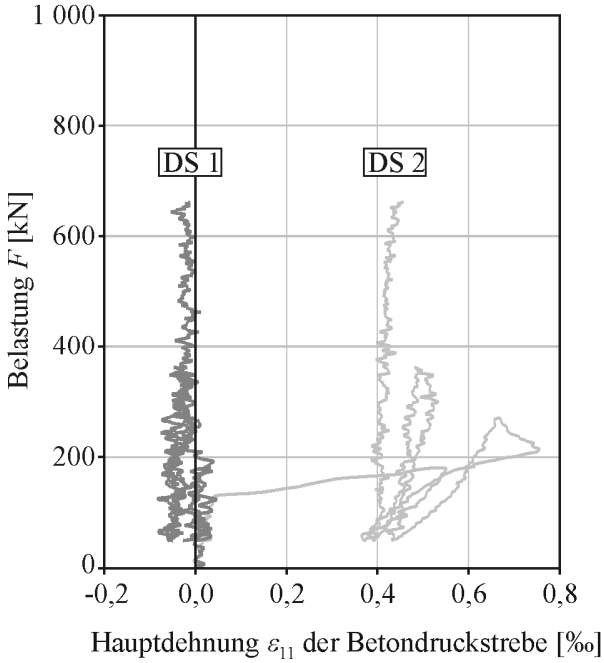

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
DS 2
DS 1
DS 3
-1,0
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

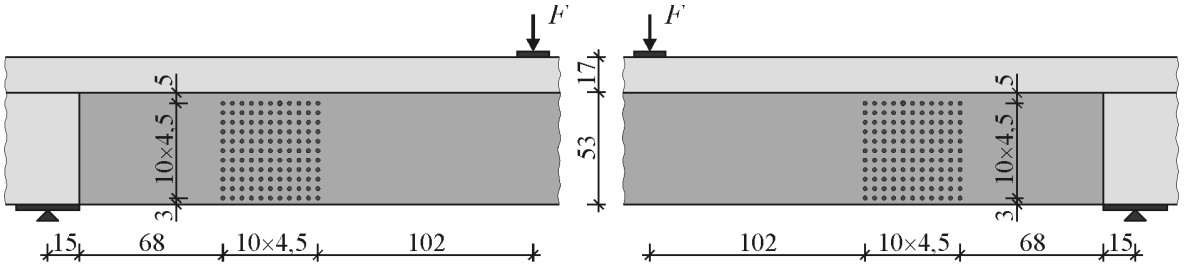

F
F
17
53
5
10×4,5
3
15
68
10×4,5
102
102
10×4,5
68
15

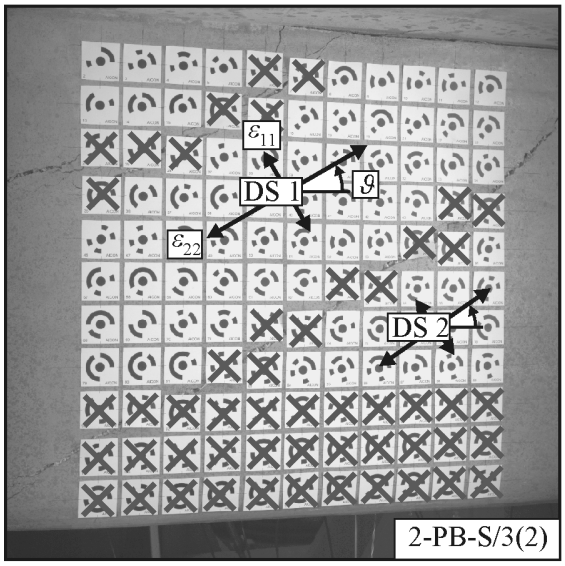

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
DS 2
2-PB-S/0(1)

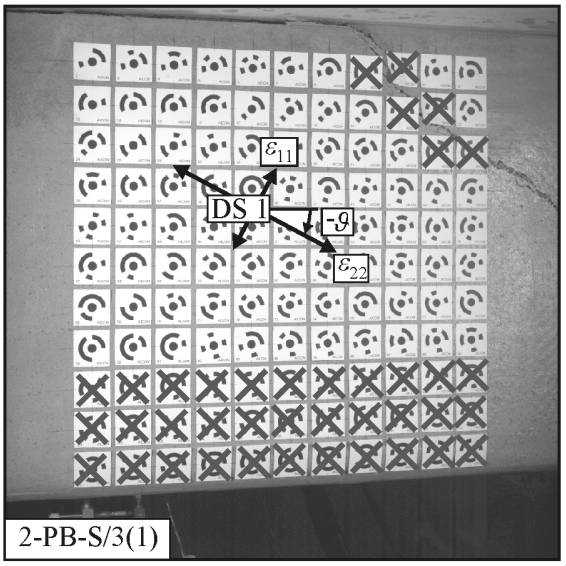

DS 1
ε_{11}
DS 2
$-\vartheta$
ε_{22}
2-PB-S/0(2)

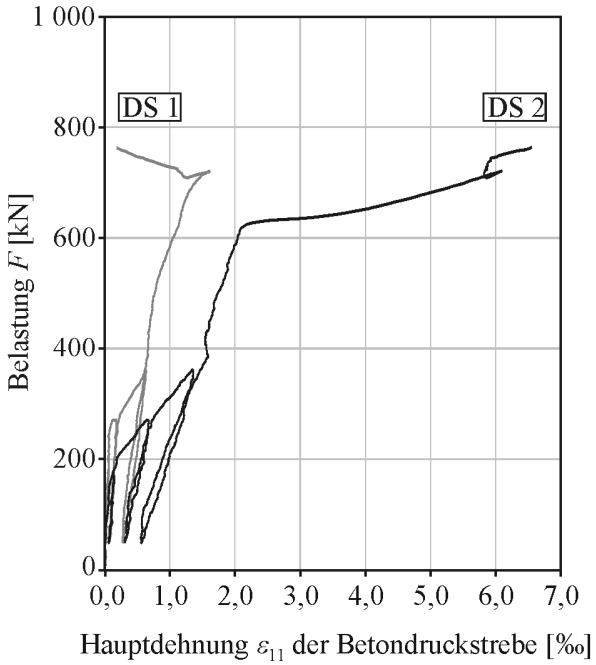

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
Belastung F [kN]
-0,2
0,0
0,2
0,4
0,6
0,8
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

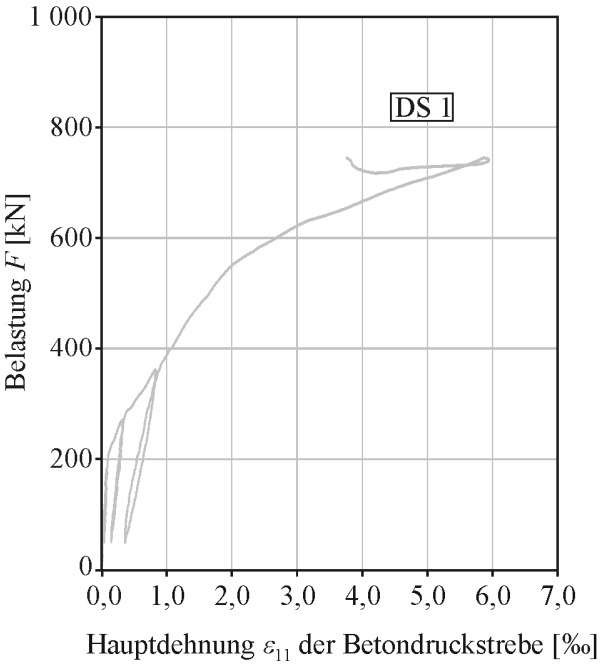

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
Belastung F [kN]
-0,2
0,0
0,2
0,4
0,6
0,8
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

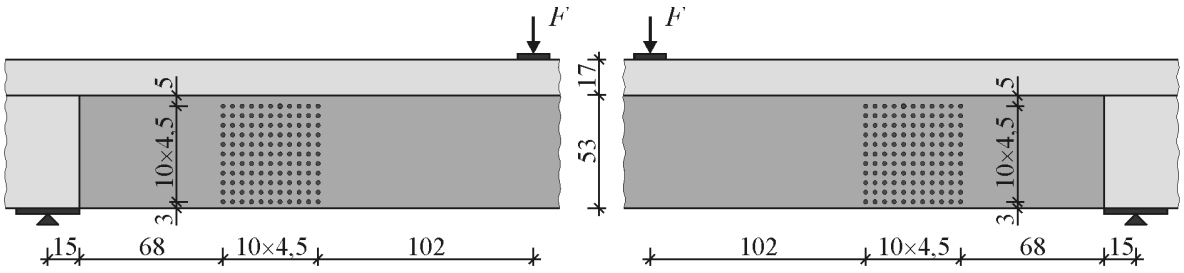

F
F
5
10×4.5
3
17
53
15
68
10×4.5
102
102
10×4.5
68
15

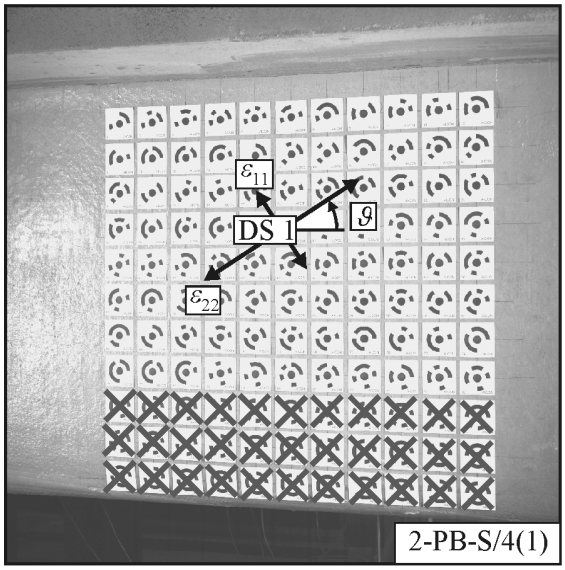

ε11
DS 1
ϑ
ε22
DS 2
2-PB-S/3(2)

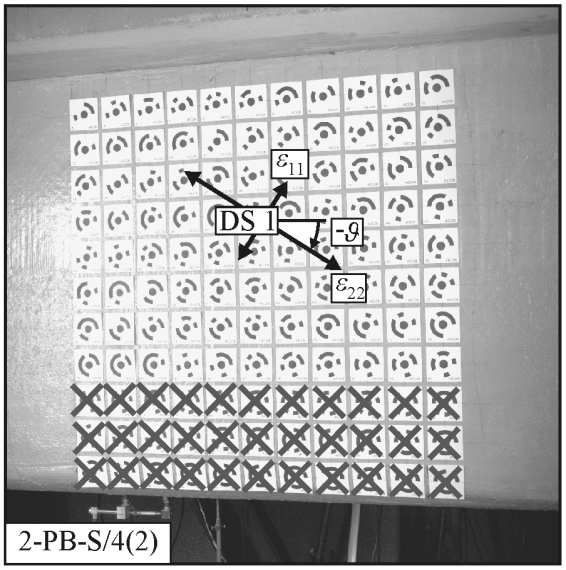

ε11
DS 1
-ϑ
ε22
2-PB-S/3(1)

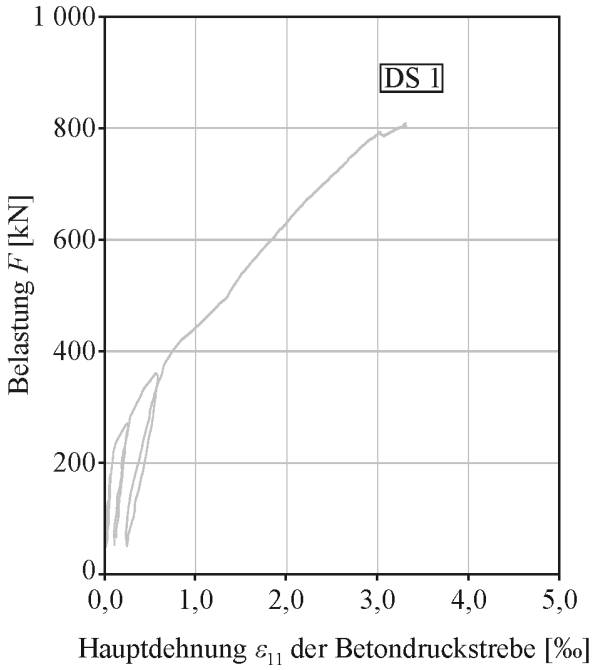

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
DS 2
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]

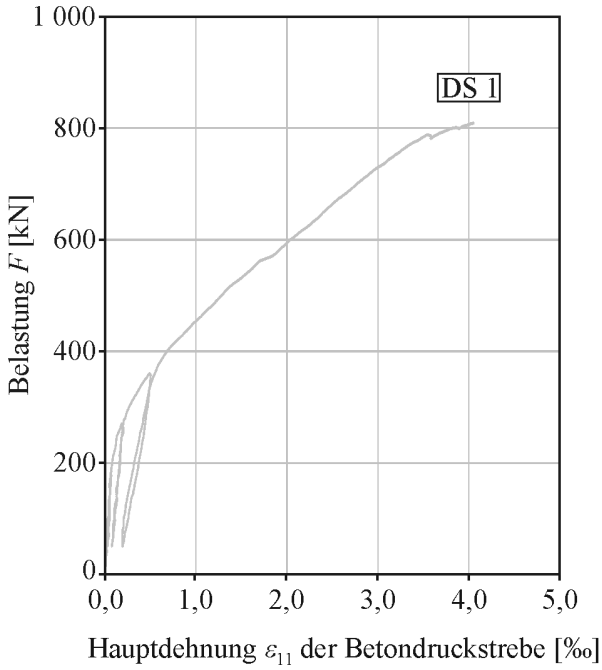

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
Hauptdehnung ε11 der Betondruckstrebe [‰]


F
F
5
10×4,5
3
17
53
5
10×4,5
3
15
68
10×4,5
102
102
10×4,5
68
15

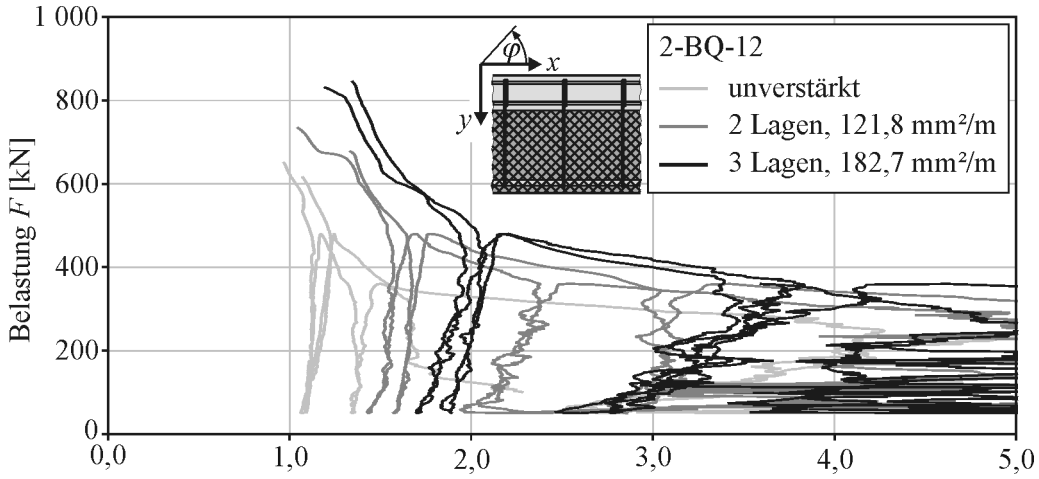

ε_{11}
DS 1
ϑ
ε_{22}
2-PB-S/4(1)

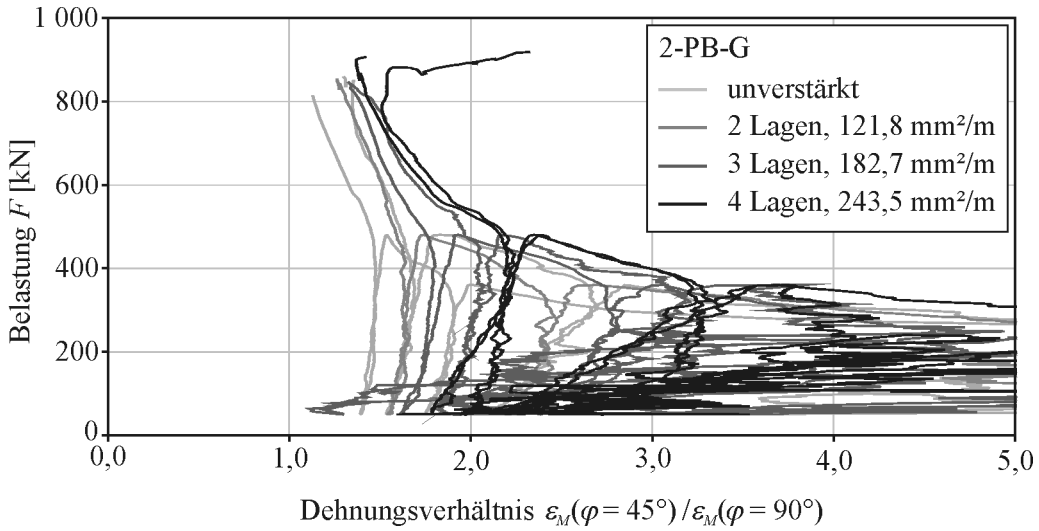

ε_{11}
DS 1
-ϑ
ε_{22}
2-PB-S/4(2)

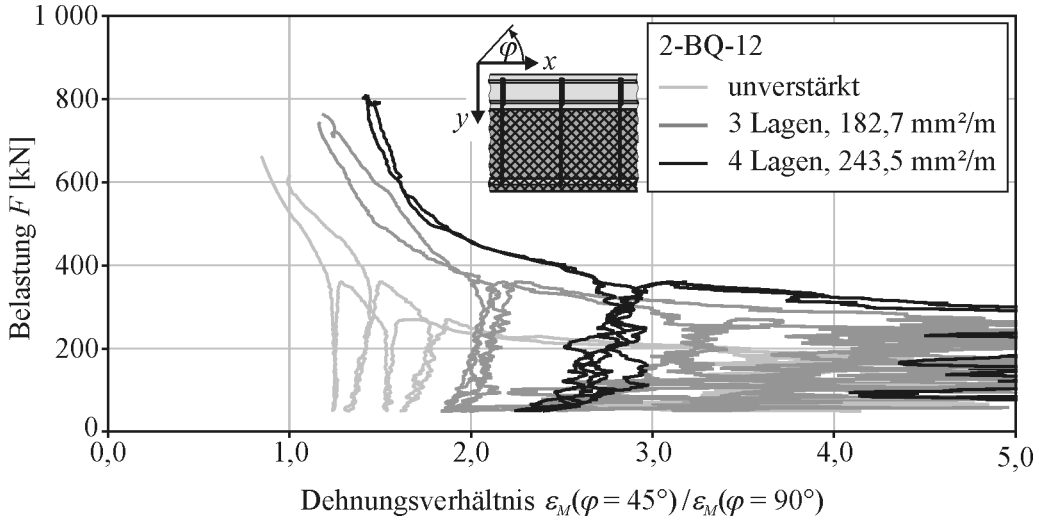

1 000
800
600
400
200
0
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]


1 000
800
600
400
200
0
DS 1
Belastung F [kN]
0,0
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
Hauptdehnung ε_{11} der Betondruckstrebe [‰]

F Verhältnis von Textil- zu Stahldehnung

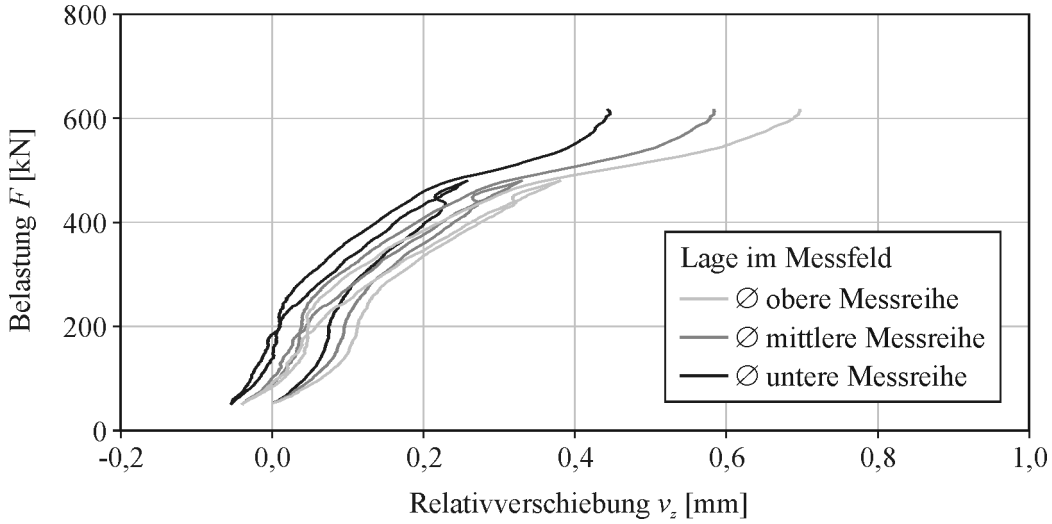




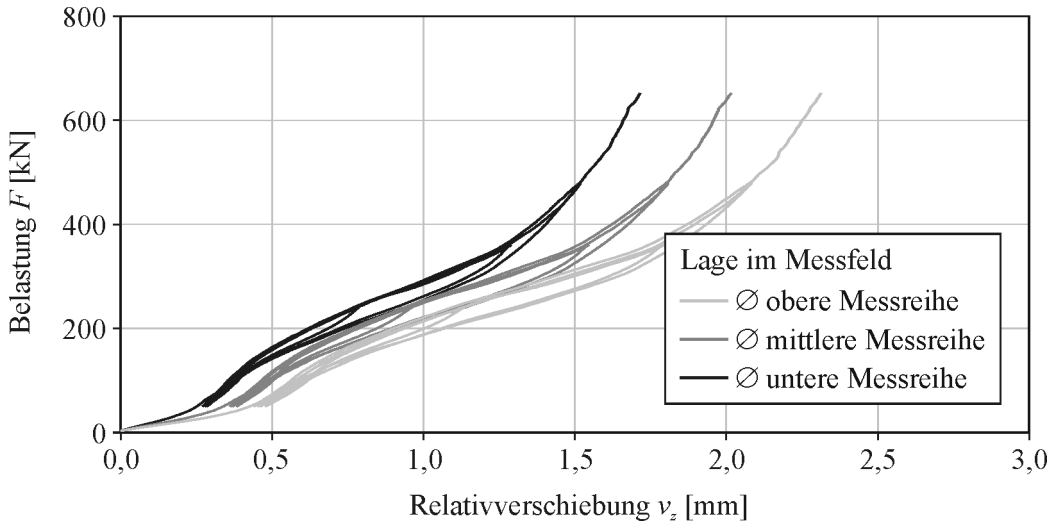


G Verschiebungen in der Verbundfuge

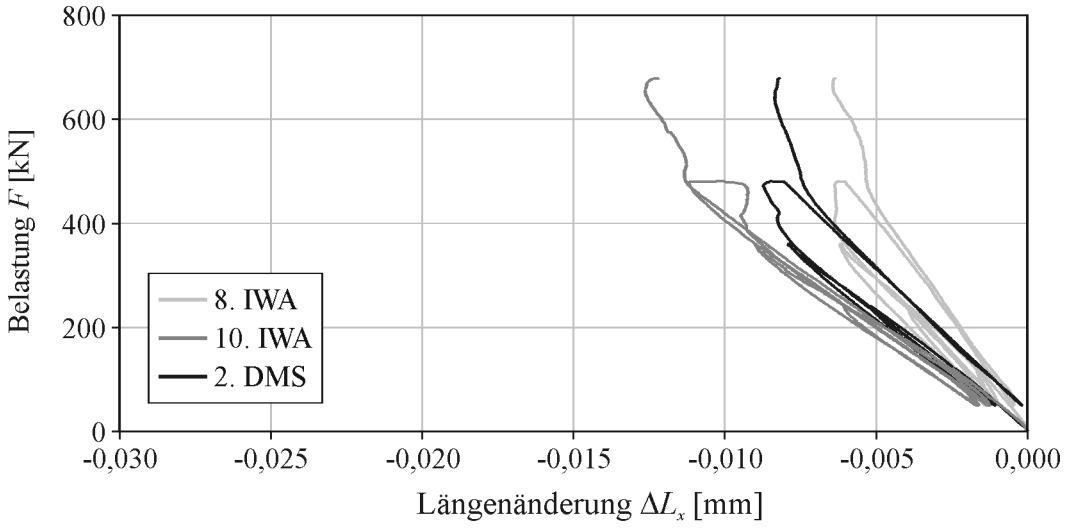
G.1 Balken 2-BQ-12/0(1)

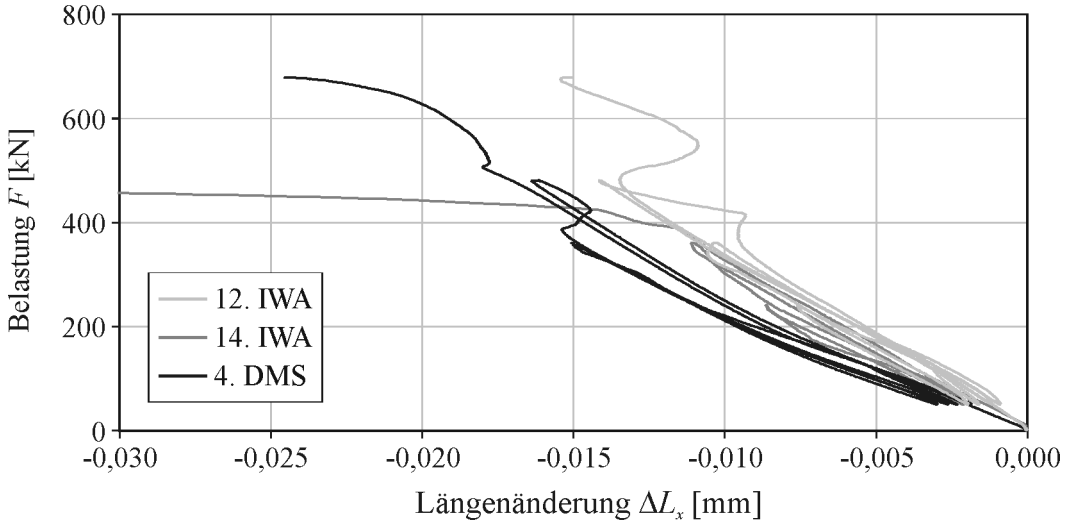


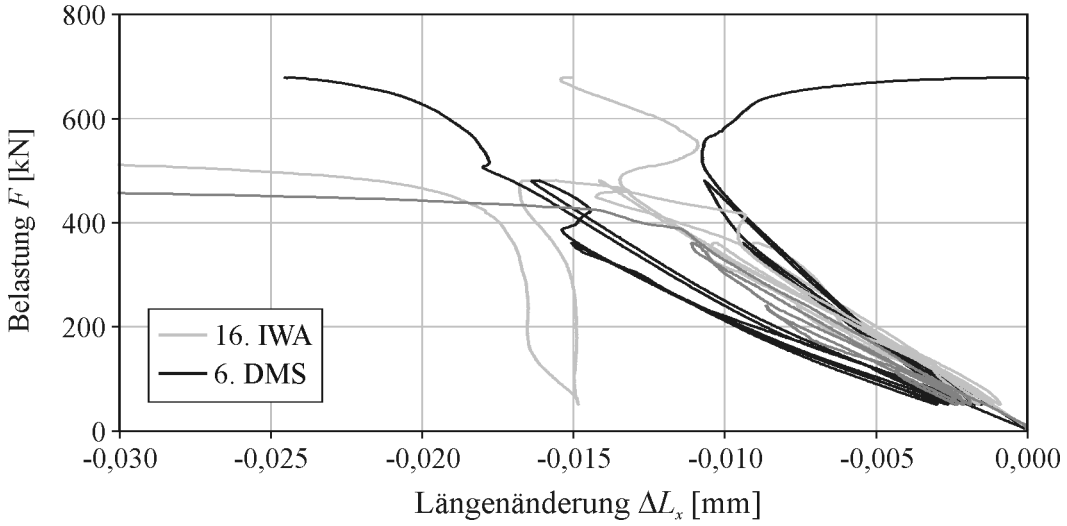
G.2 Balken 2-BQ-12/0(2)

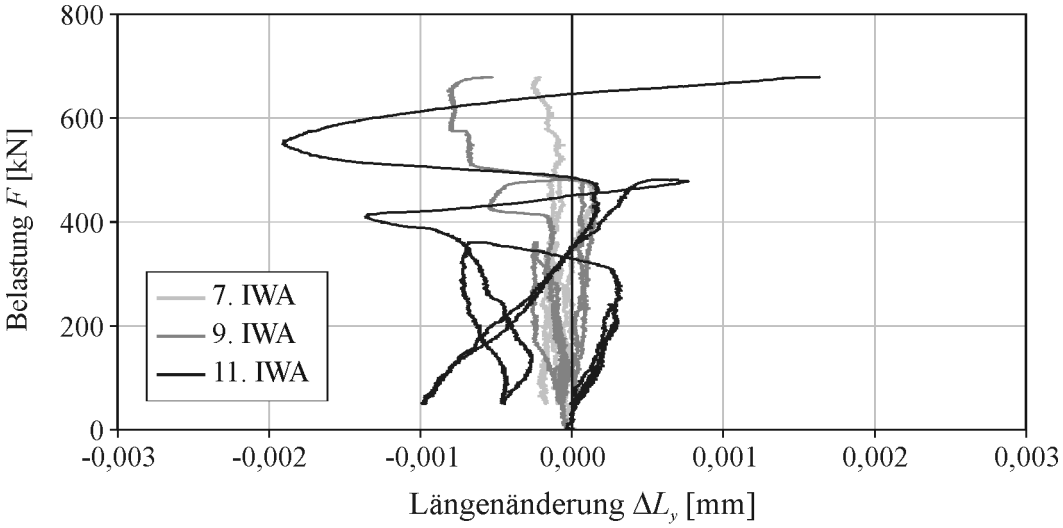


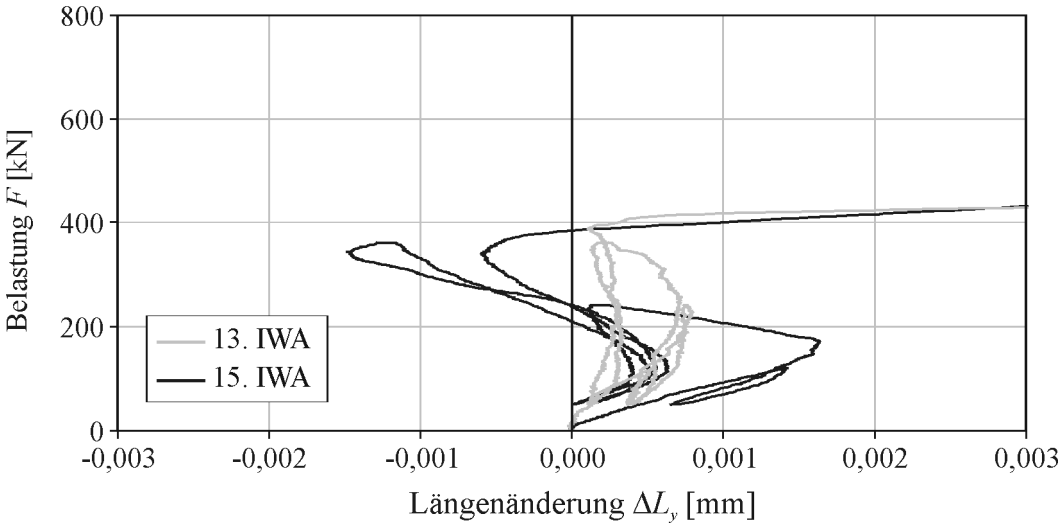
G.3 Balken 2-BQ-12/2(1)

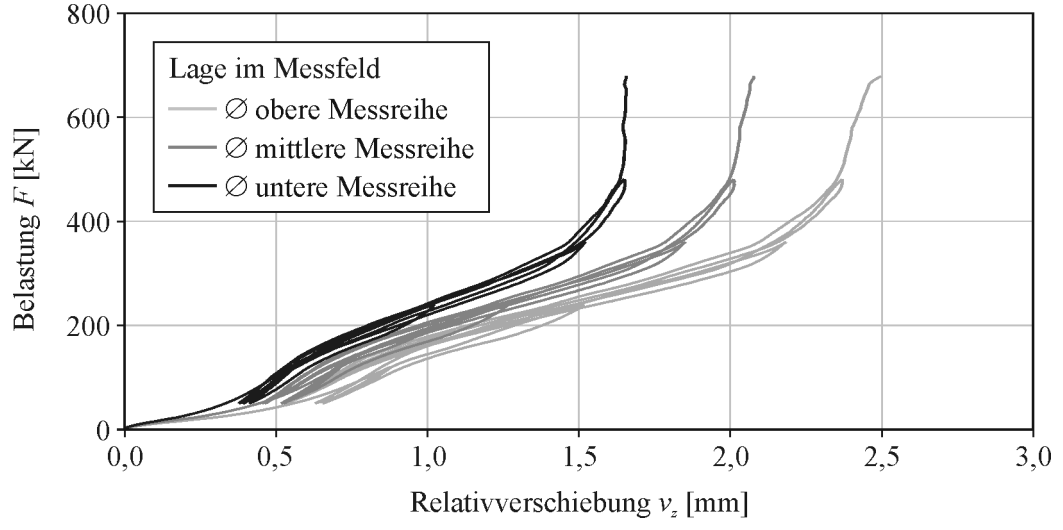


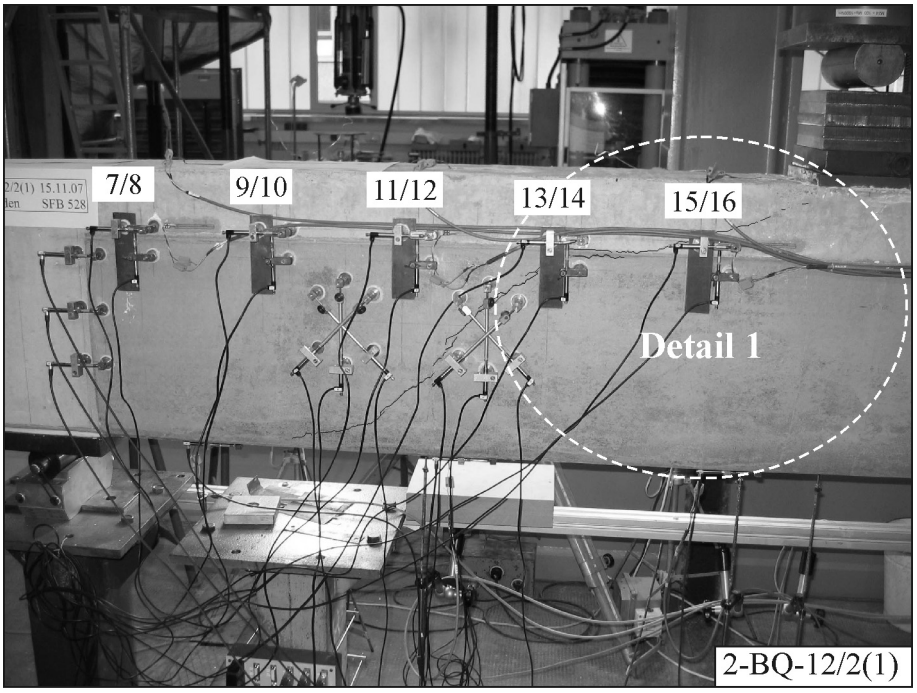


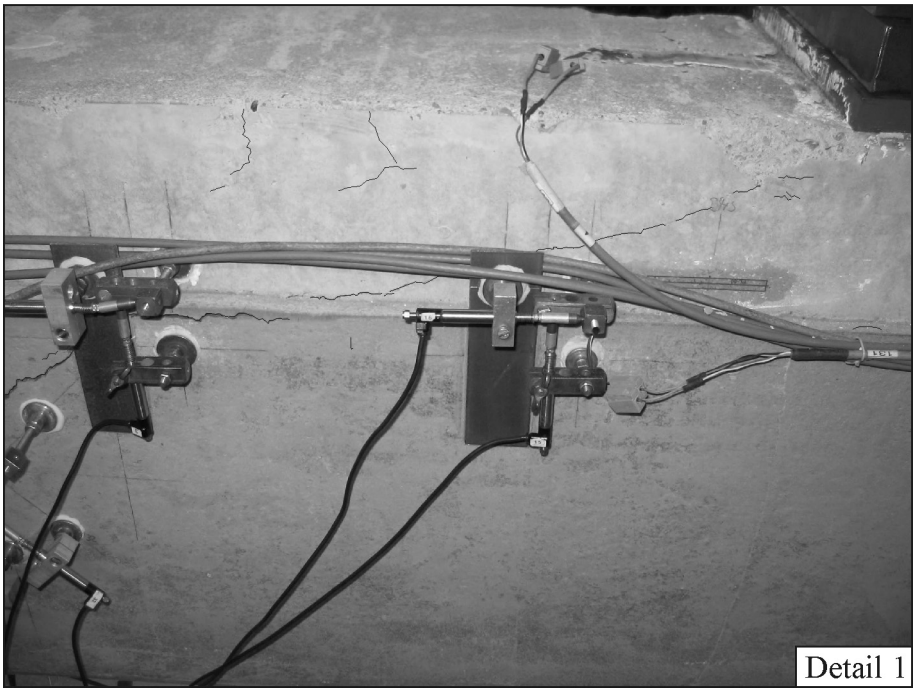



800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,003
-0,002
-0,001
0,000
0,001
0,002
0,003
Längenänderung ΔL_y [mm]

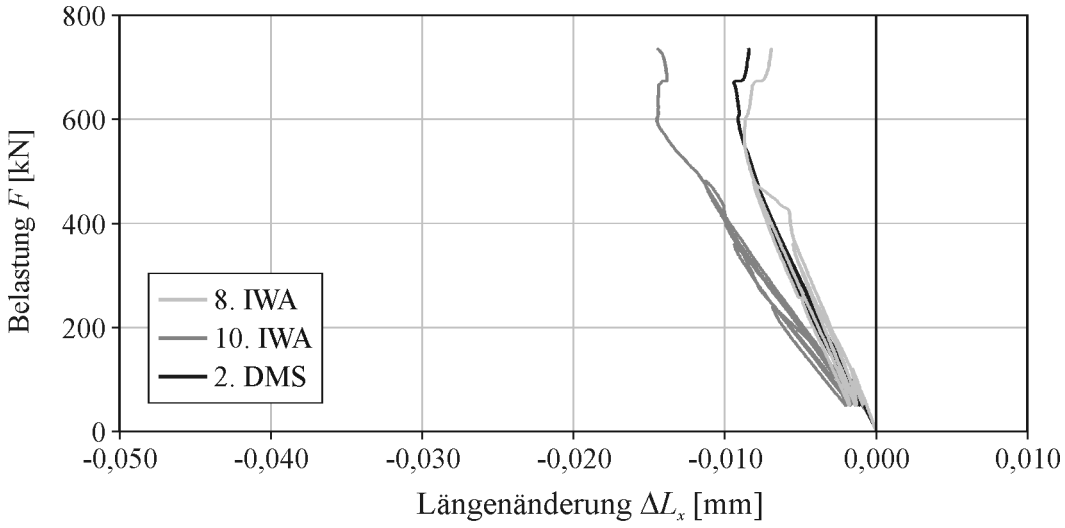

800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
13. IWA
15. IWA
-0,003
-0,002
-0,001
0,000
0,001
0,002
0,003
Längenänderung ΔL_y [mm]

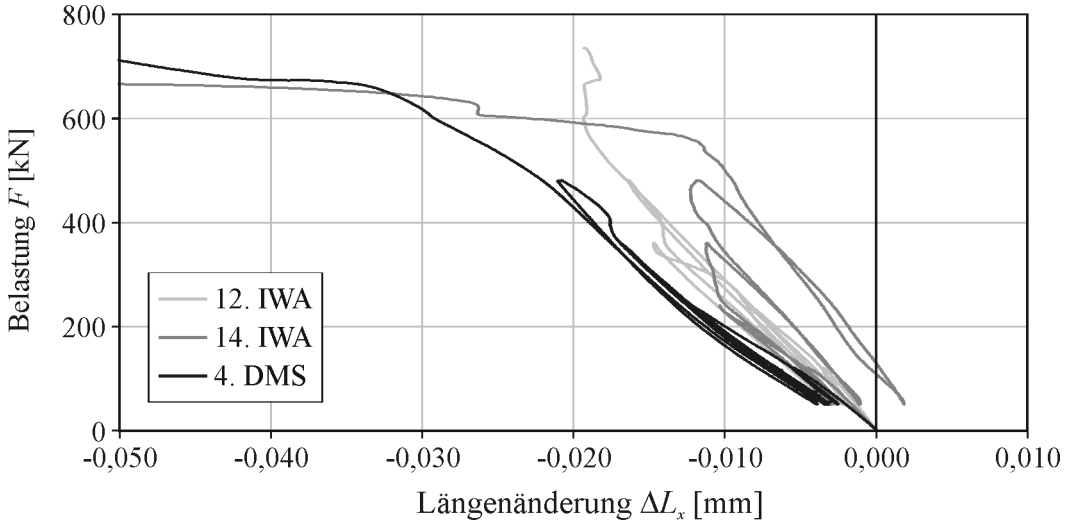

800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
Relativverschiebung v_z [mm]

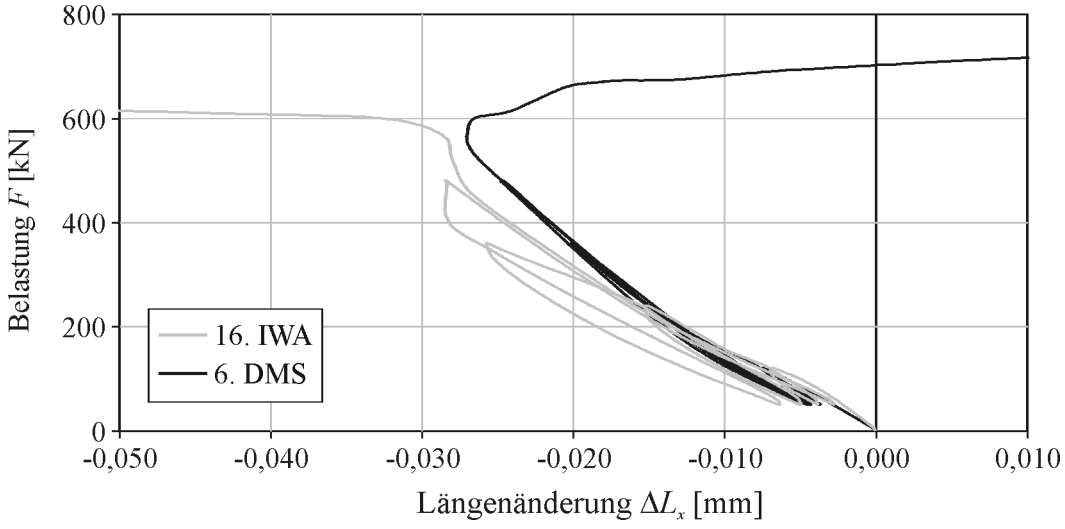

7/8
9/10
11/12
13/14
15/16
Detail 1
2-BQ-12/2(1)

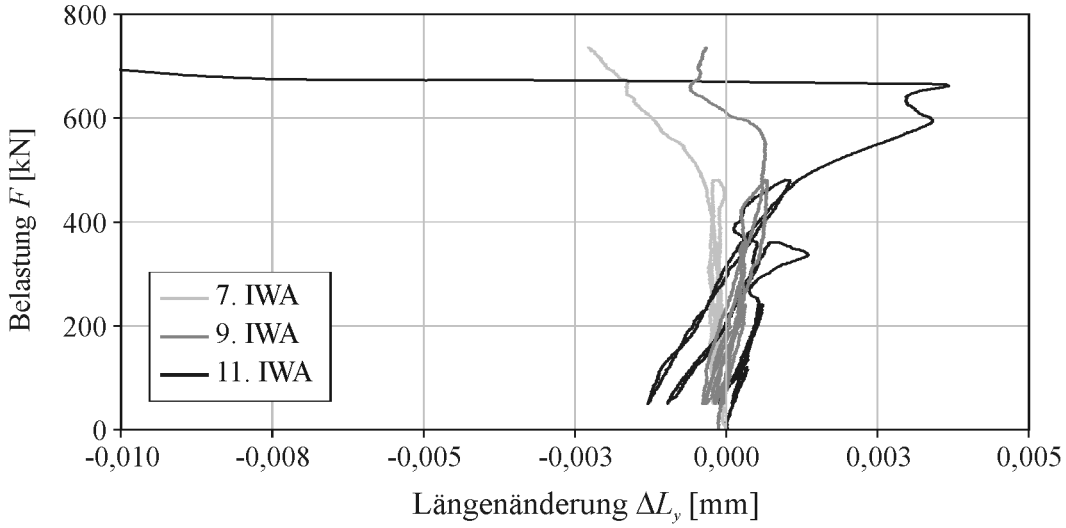

Detail 1

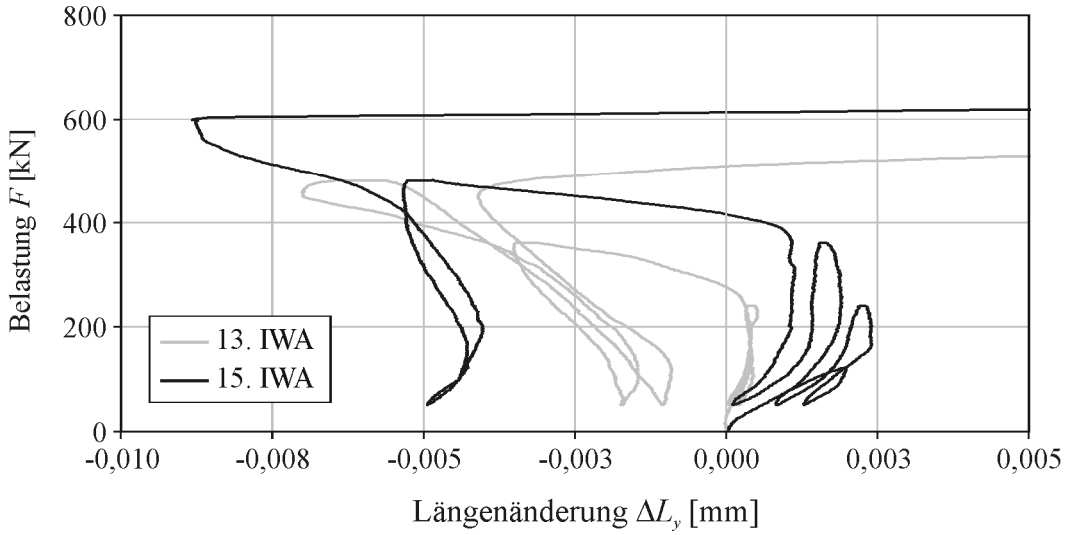
G.4 Balken 2-BQ-12/2(2)

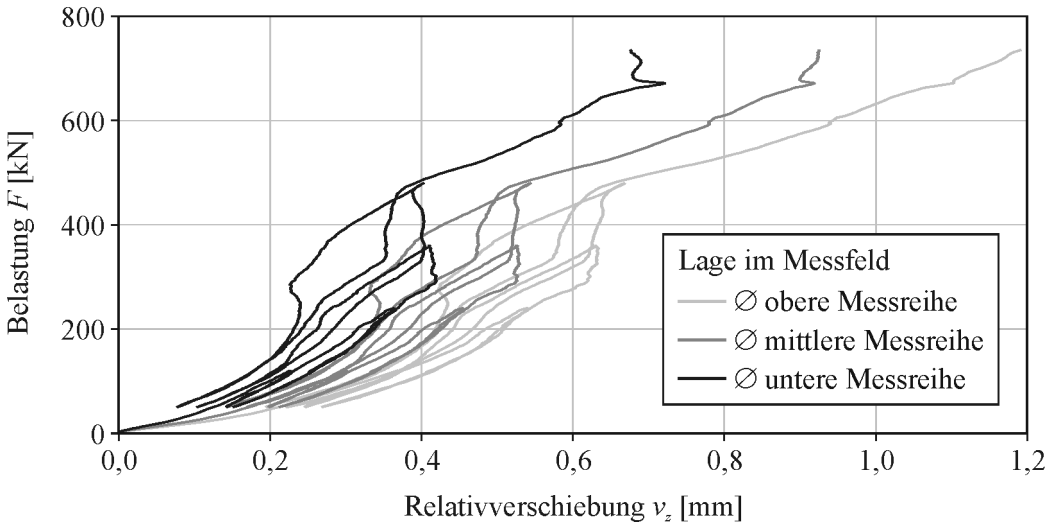


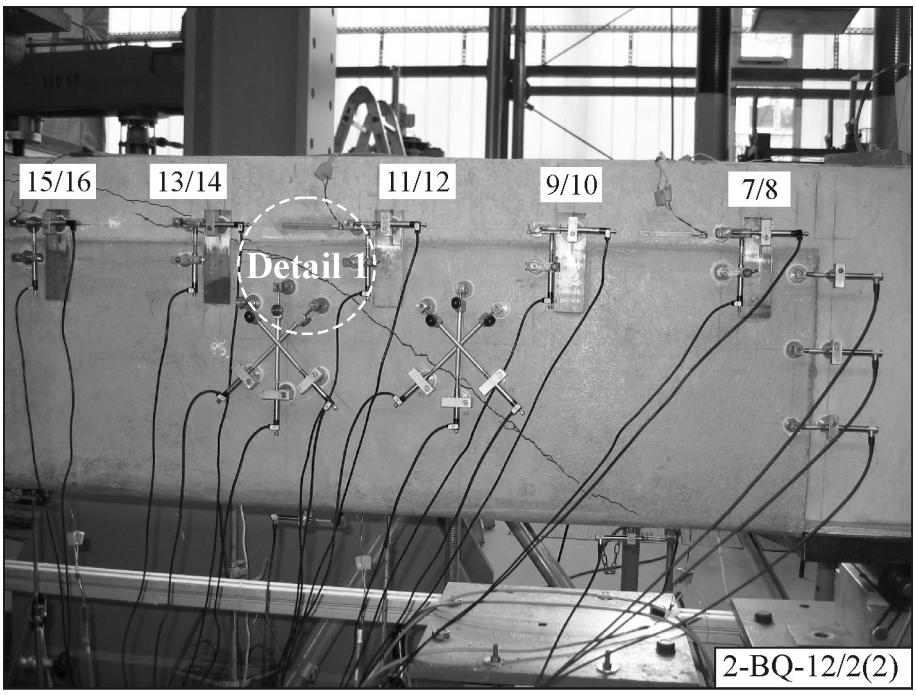


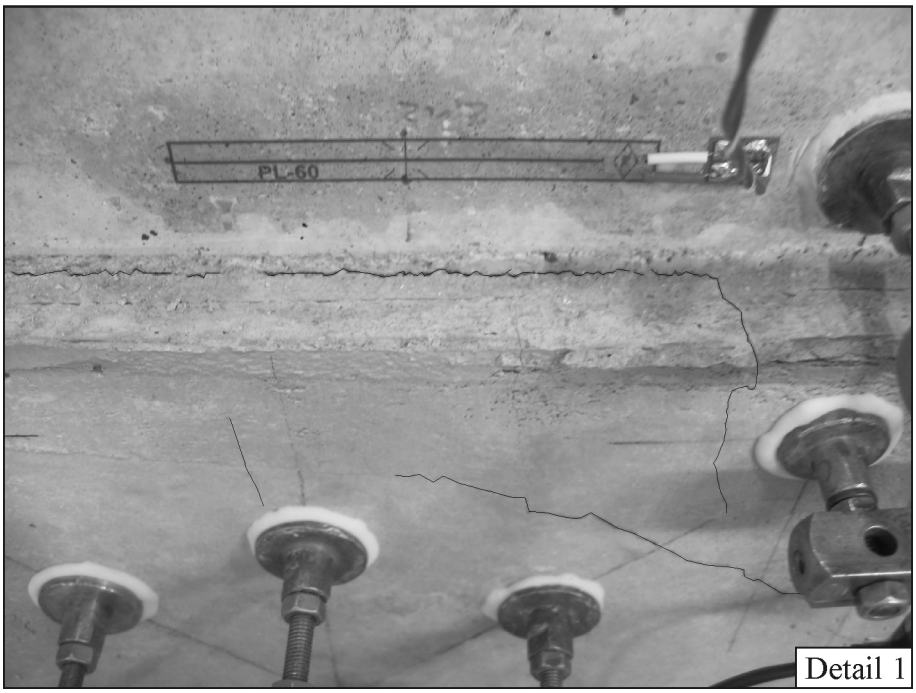



800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,010
-0,008
-0,005
-0,003
0,000
0,003
0,005
Längenänderung ΔL_y [mm]

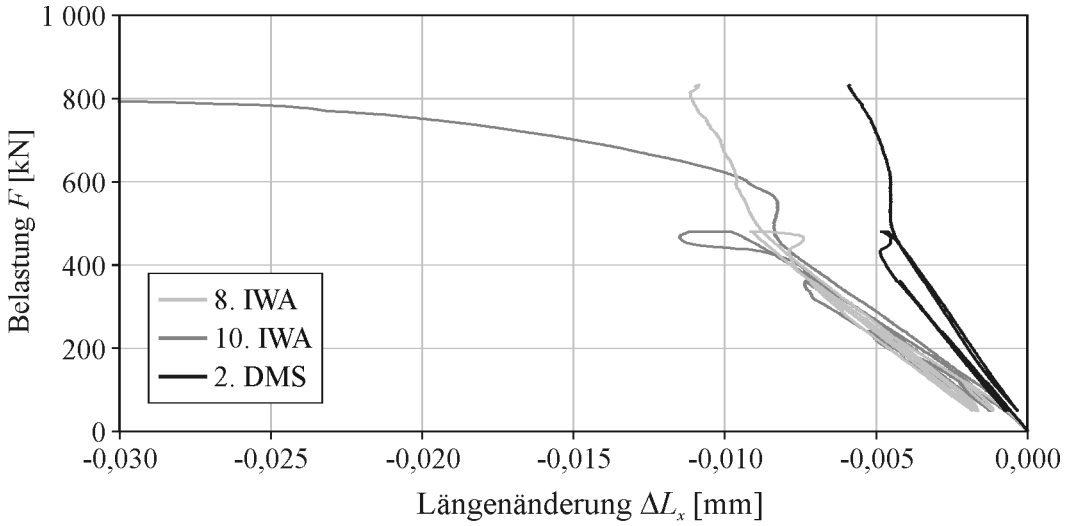

800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
13. IWA
15. IWA
-0,010
-0,008
-0,005
-0,003
0,000
0,003
0,005
Längenänderung ΔL_y [mm]

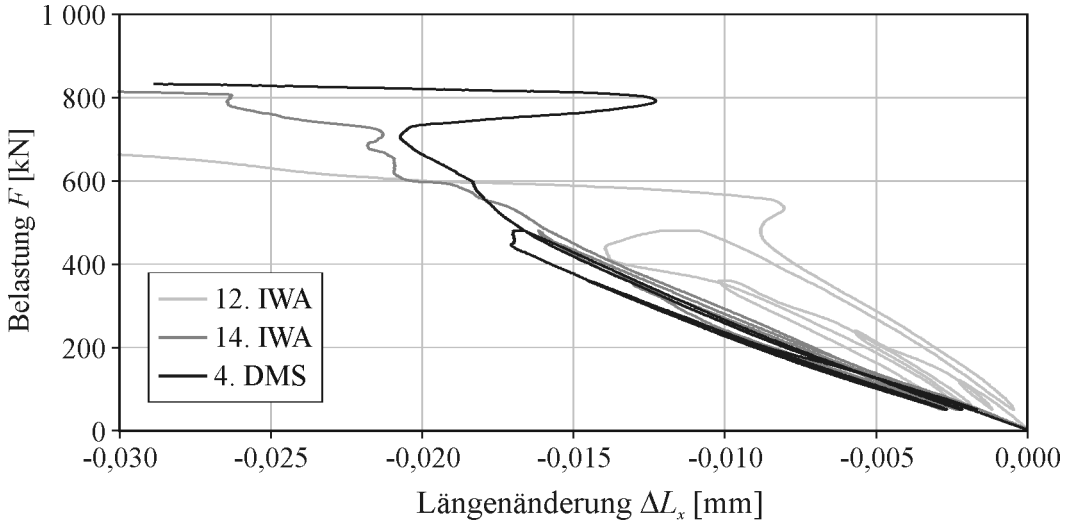

800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
0,0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
Relativverschiebung v_z [mm]

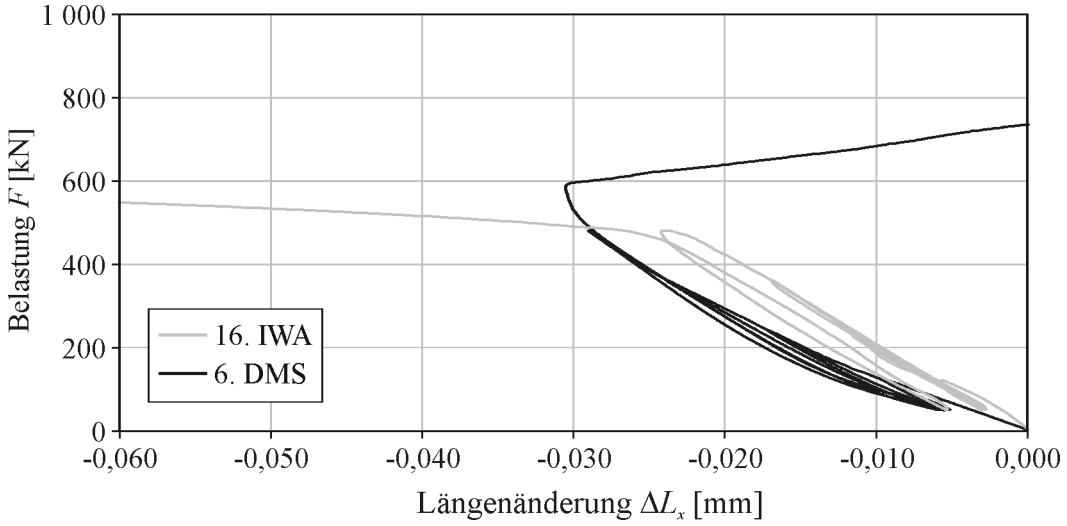

15/16
13/14
Detail 1
11/12
9/10
7/8
2-BQ-12/2(2)

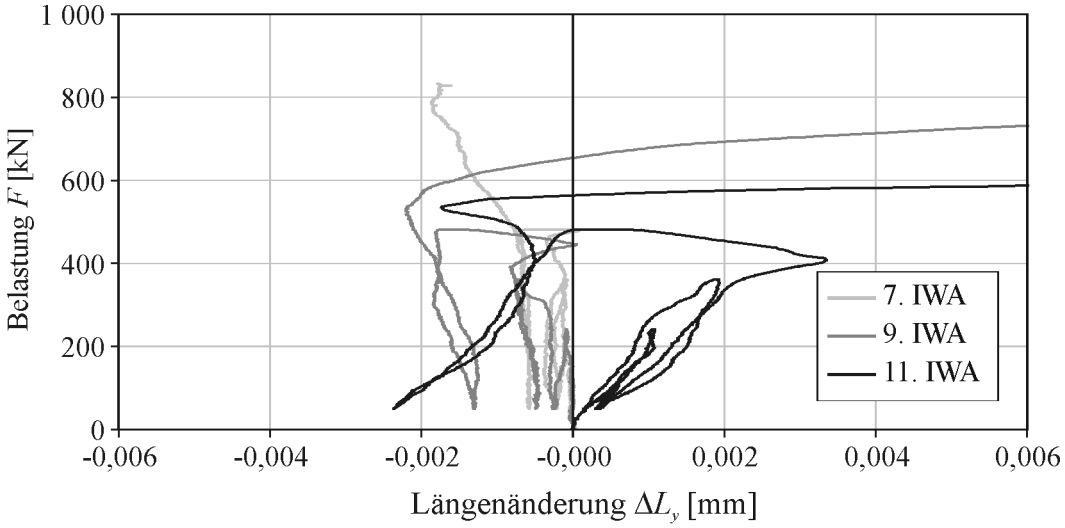

PL-60
Detail 1

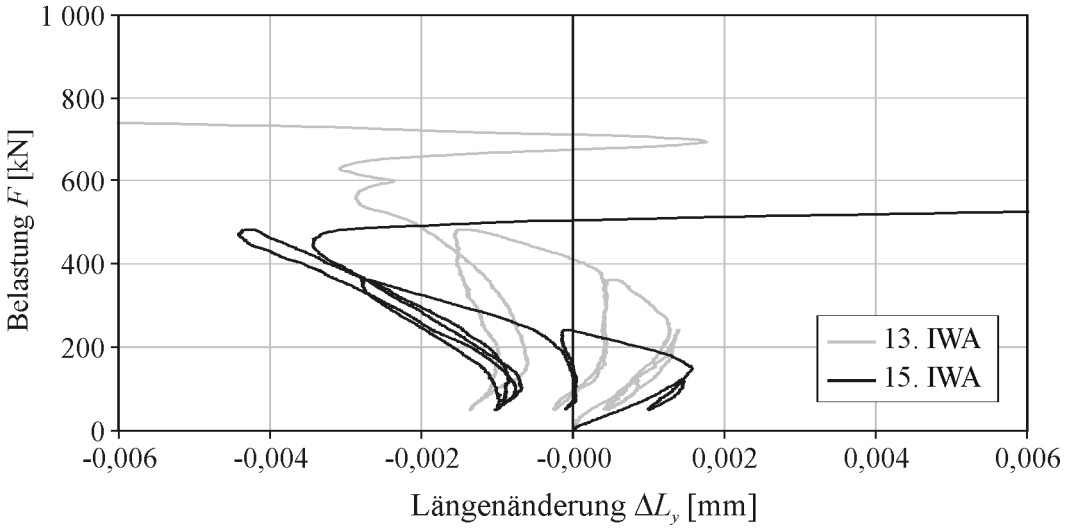
G.5 Balken 2-BQ-12/3(1)

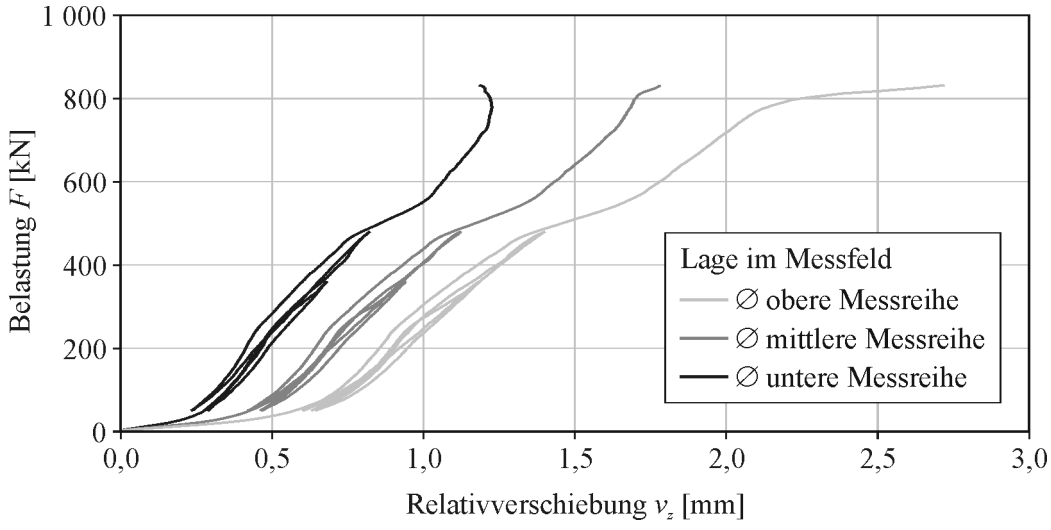


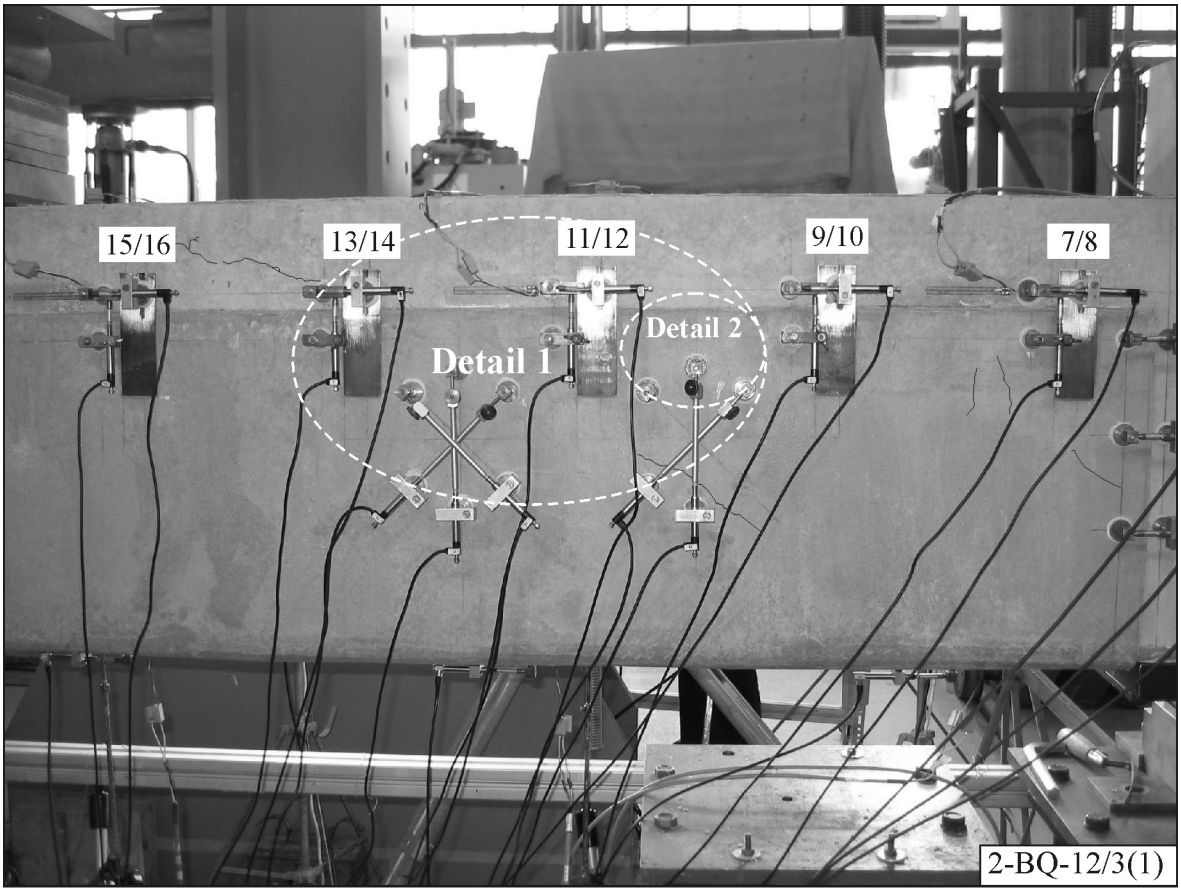





1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,006
-0,004
-0,002
-0,000
0,002
0,004
0,006
Längenänderung ΔL_y [mm]
7. IWA
9. IWA
11. IWA


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,006
-0,004
-0,002
-0,000
0,002
0,004
0,006
Längenänderung ΔL_y [mm]
13. IWA
15. IWA

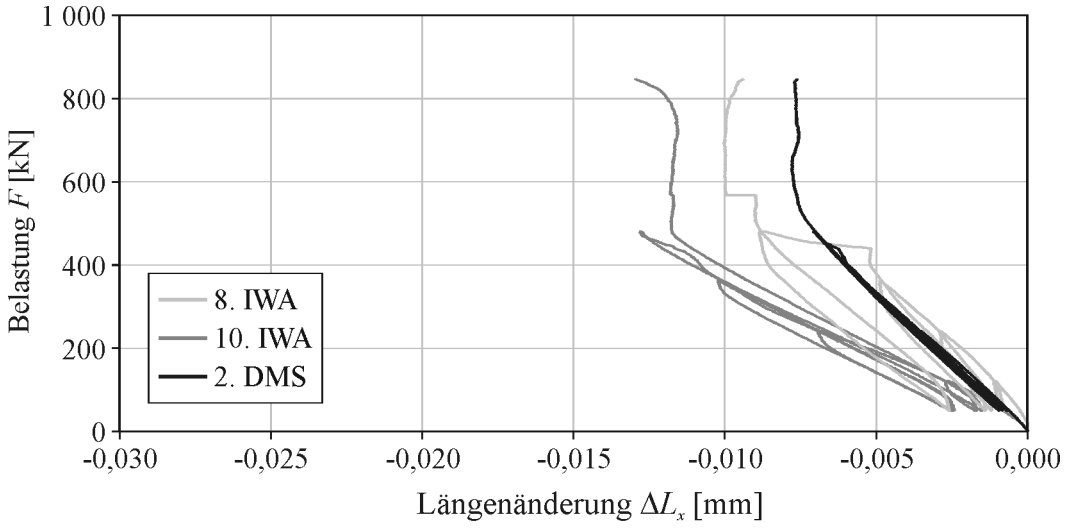

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
Relativverschiebung v_z [mm]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe

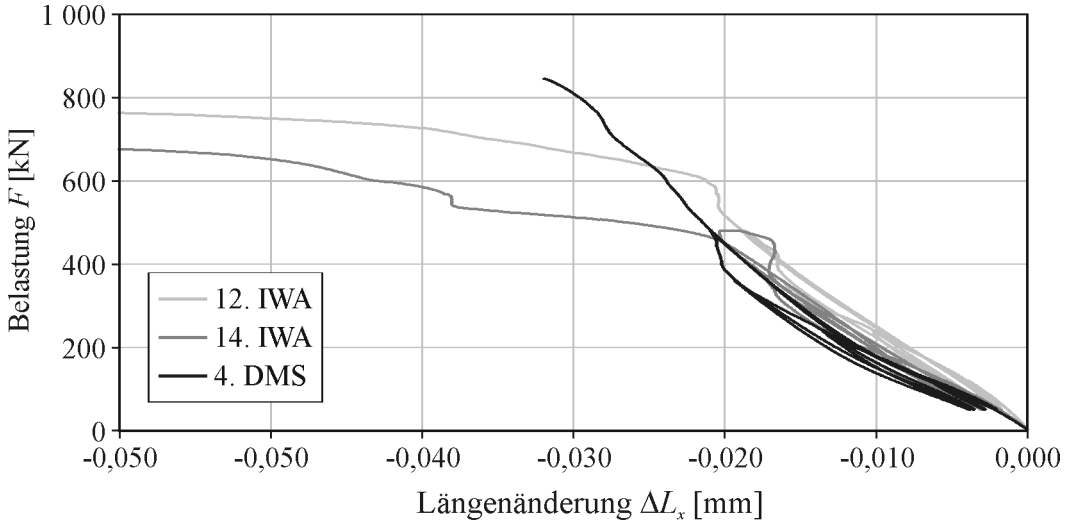

15/16
13/14
11/12
9/10
7/8
Detail 1
Detail 2
2-BQ-12/3(1)

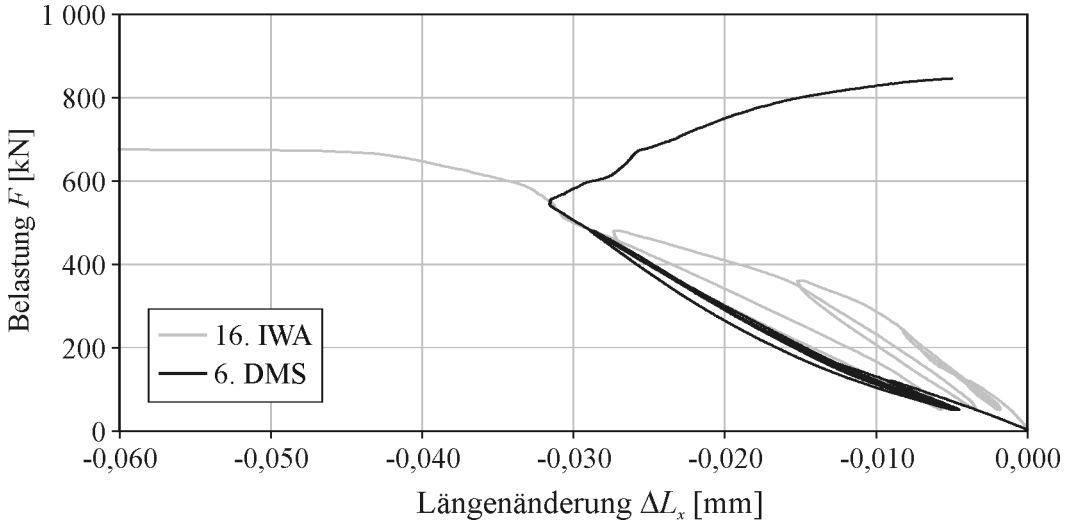
Detail 1

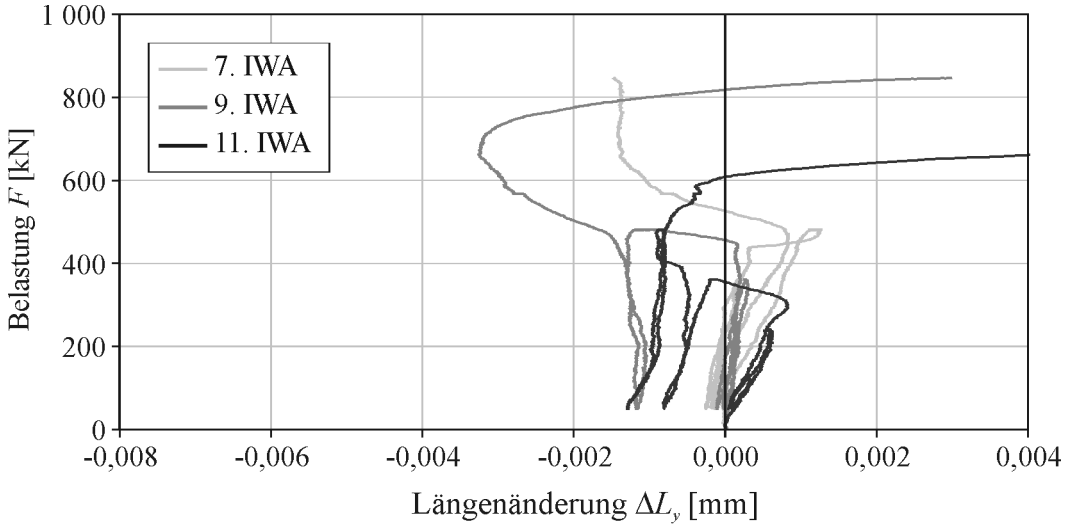
Detail 2

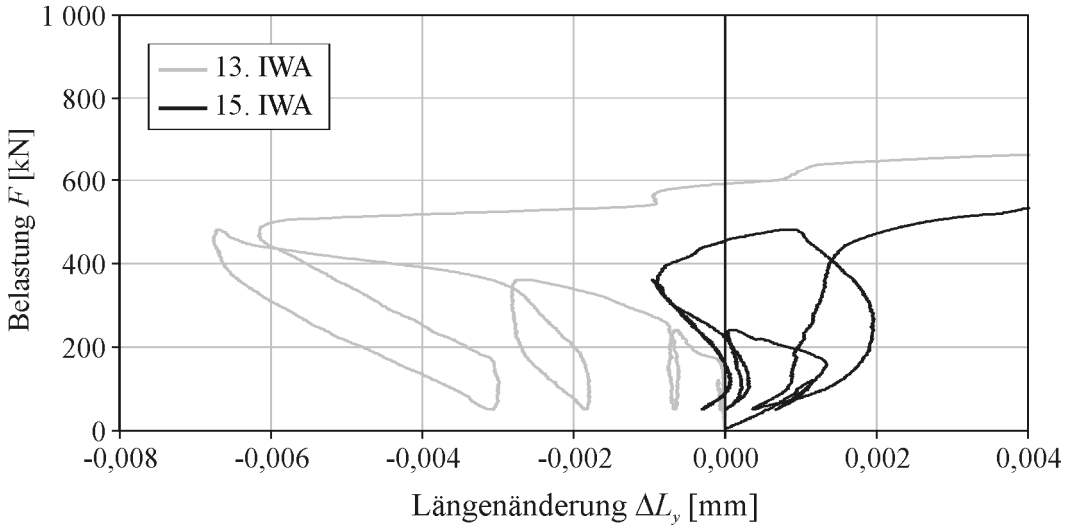
G.6 Balken 2-BQ-12/3(2)

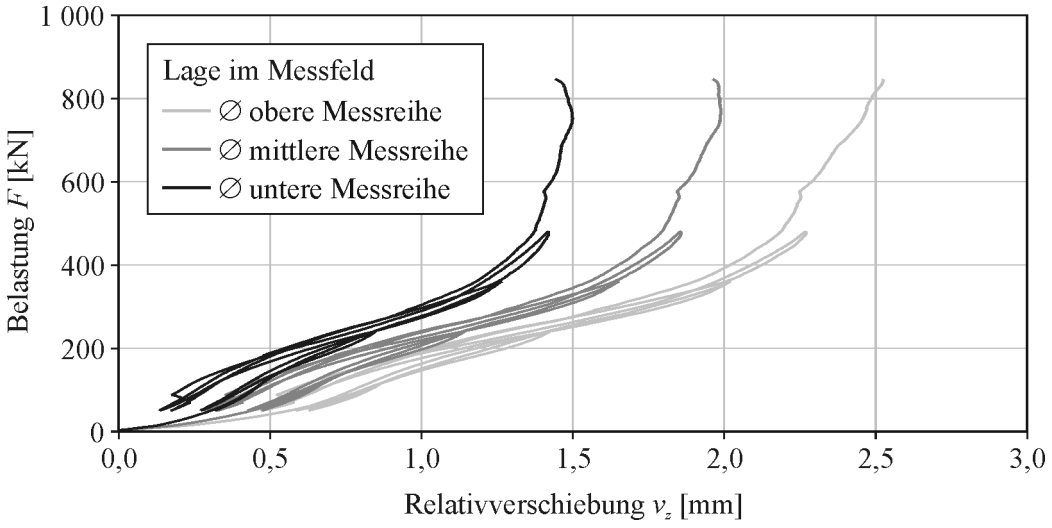


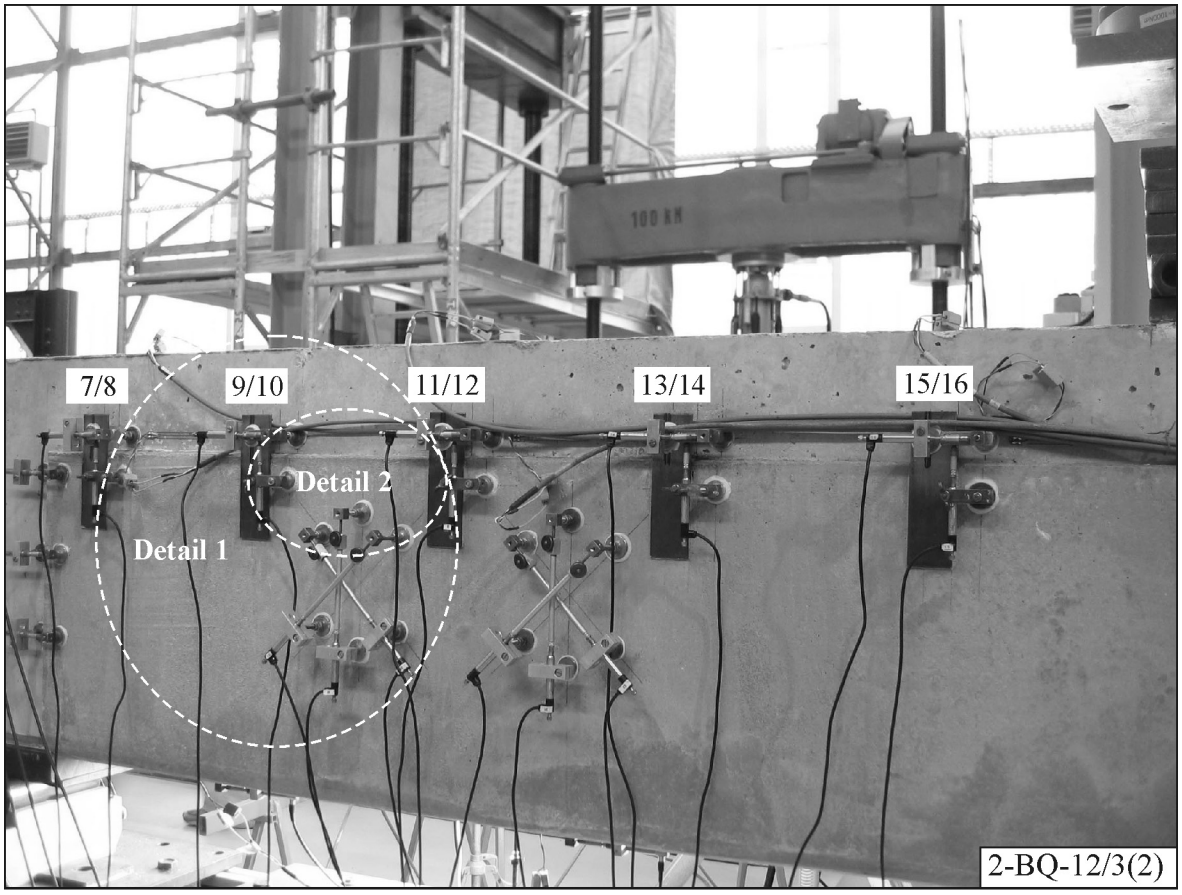


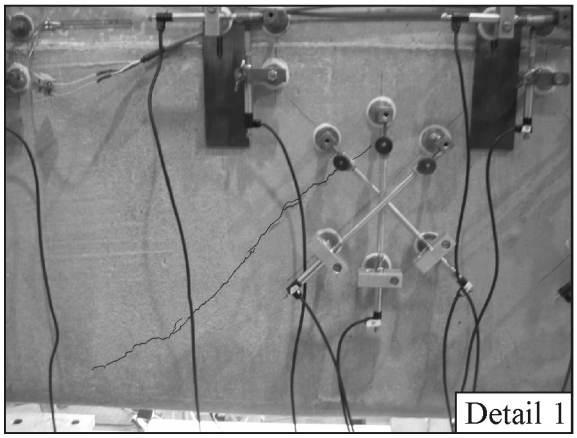


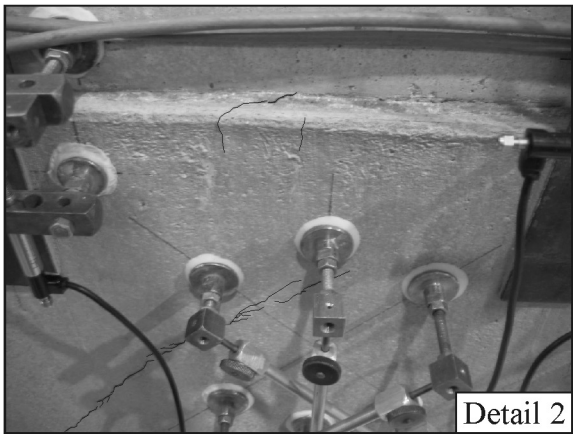

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,008
-0,006
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
Längenänderung ΔL_y [mm]


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
13. IWA
15. IWA
-0,008
-0,006
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
Längenänderung ΔL_y [mm]

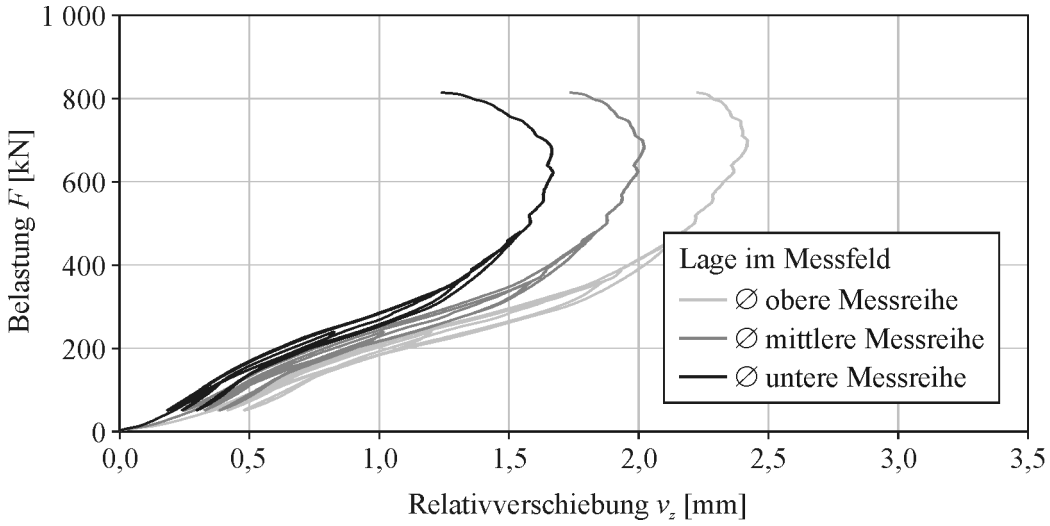

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
Relativverschiebung v_z [mm]


7/8
9/10
11/12
13/14
15/16
Detail 2
Detail 1
2-BQ-12/3(2)

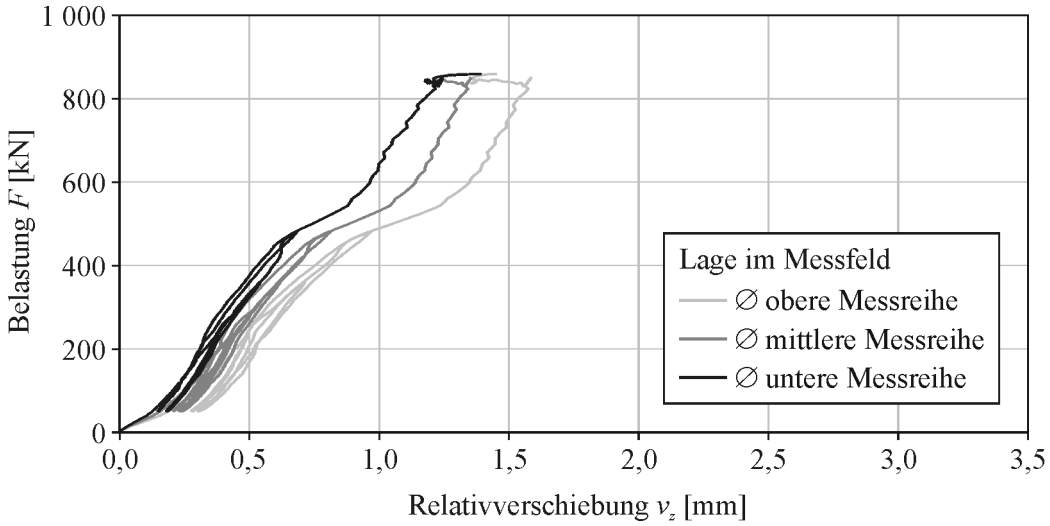

Detail 1


Detail 2

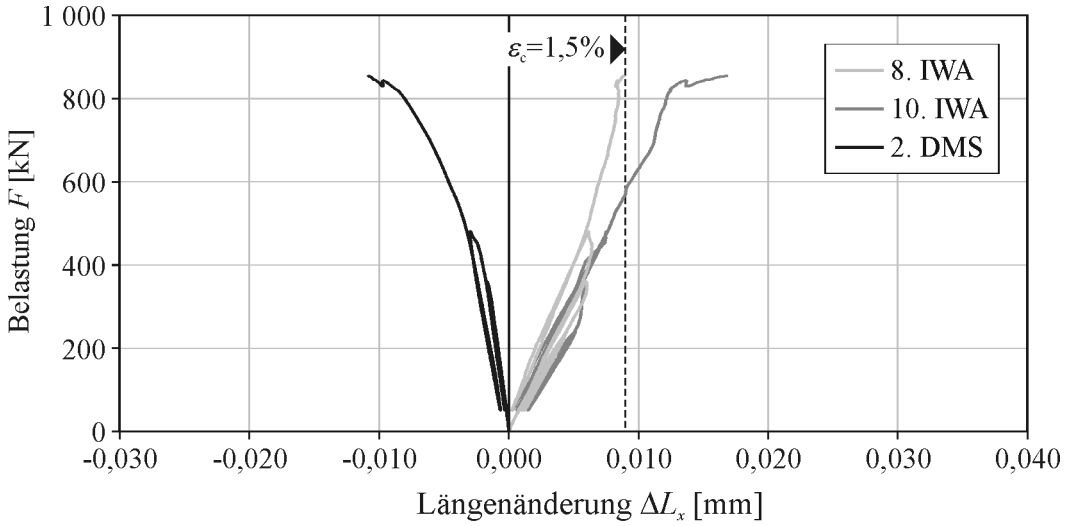
G.7 Plattenbalken 2-PB-G_0(1)

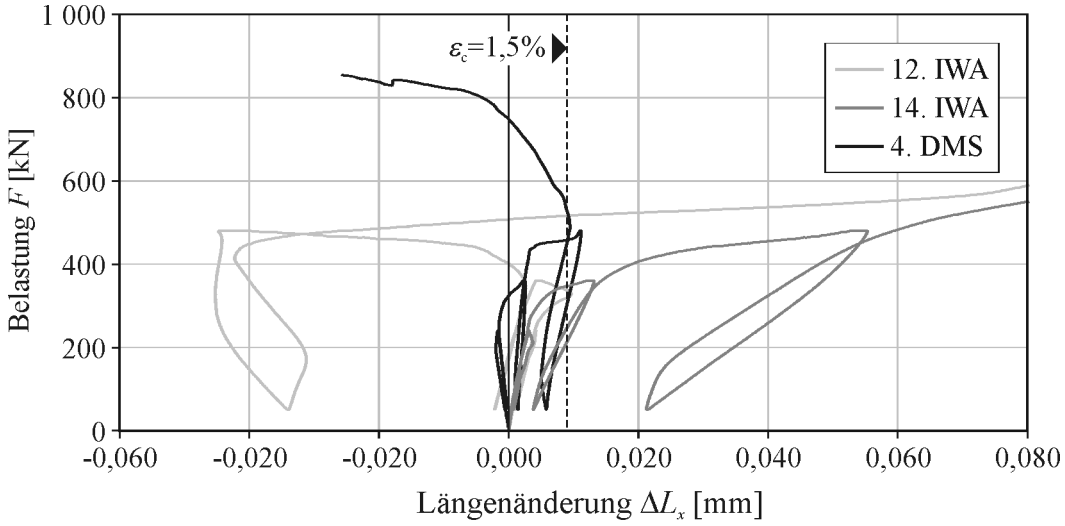


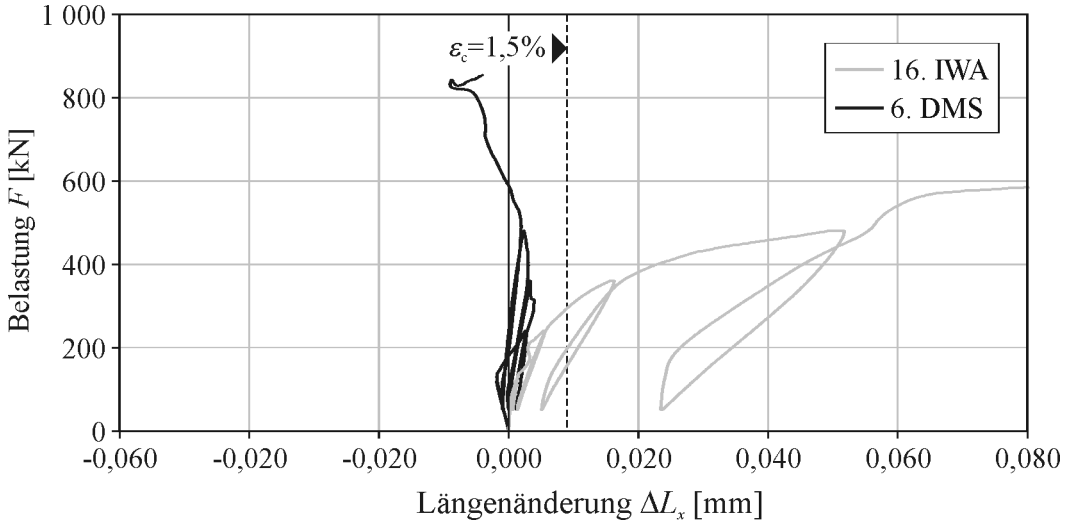
G.8 Plattenbalken 2-PB-G_0(2)

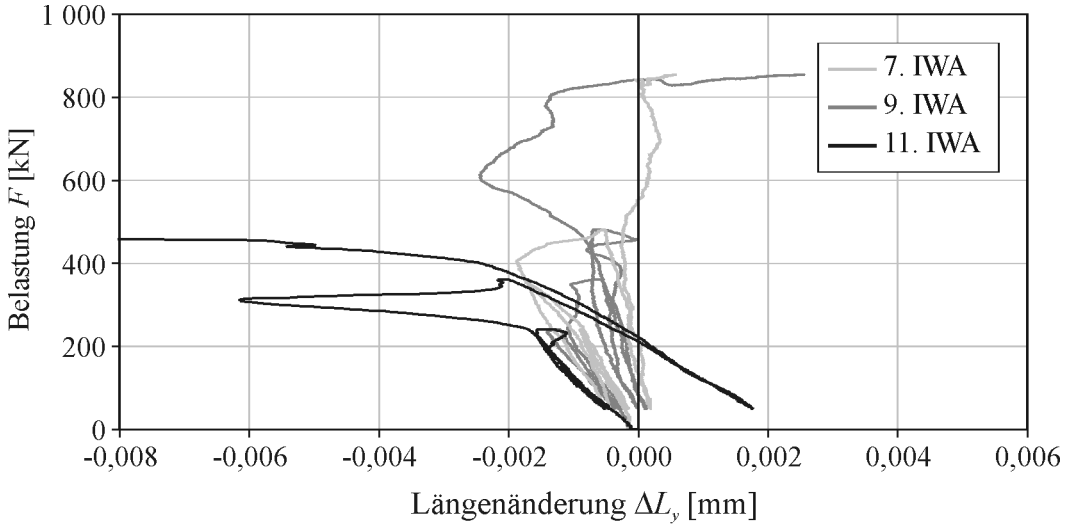


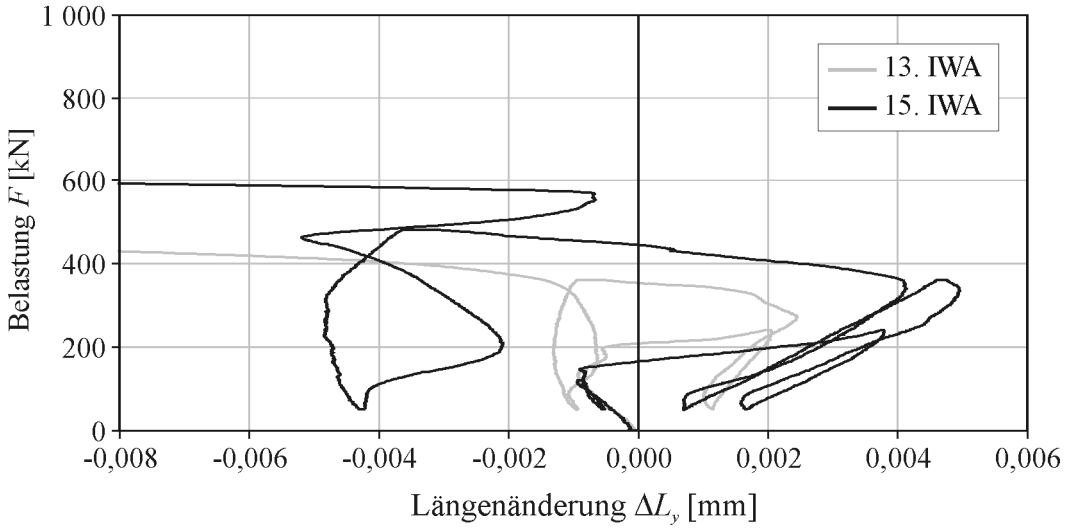
G.9 Plattenbalken 2-PB-G_2(1)

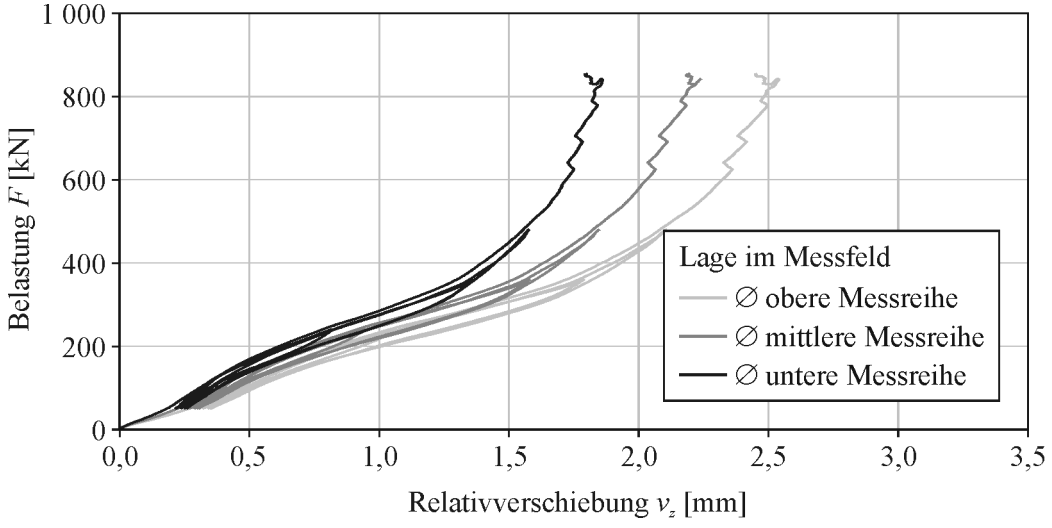


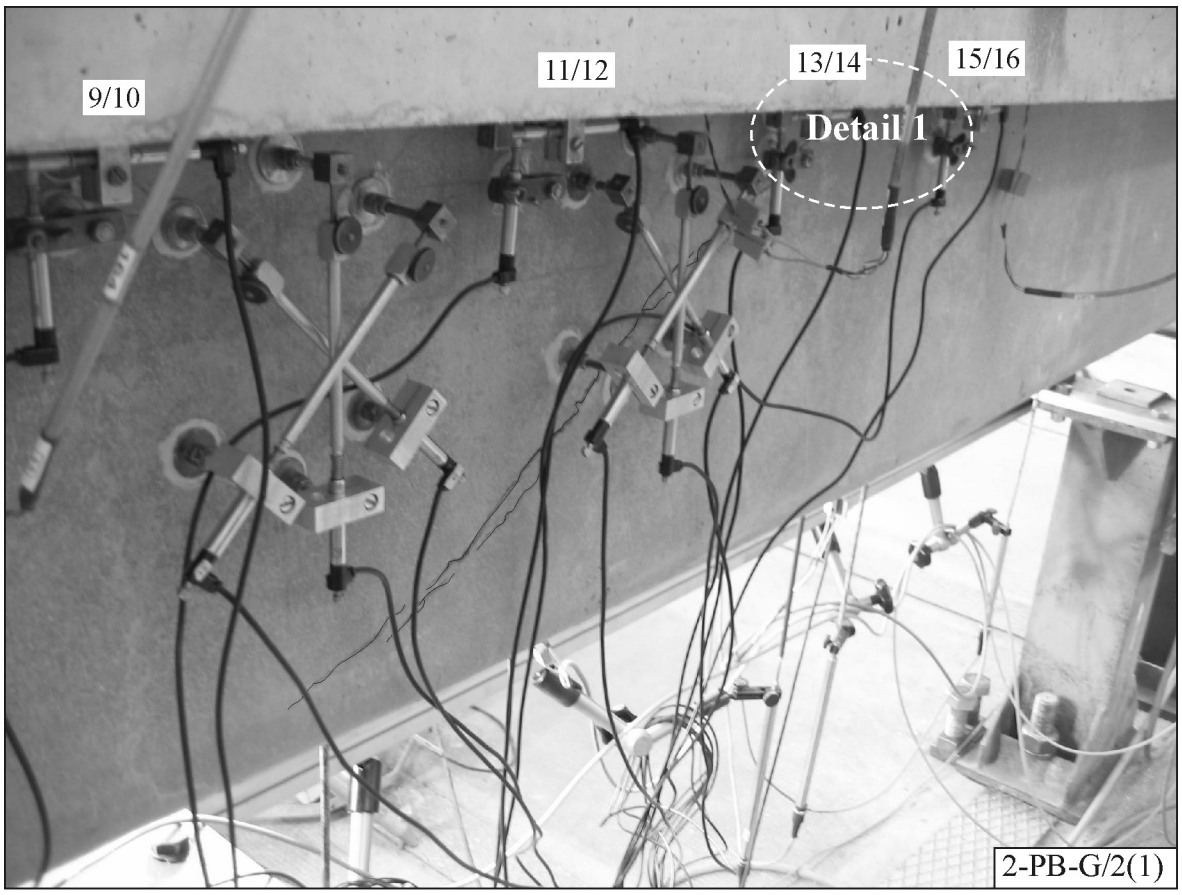




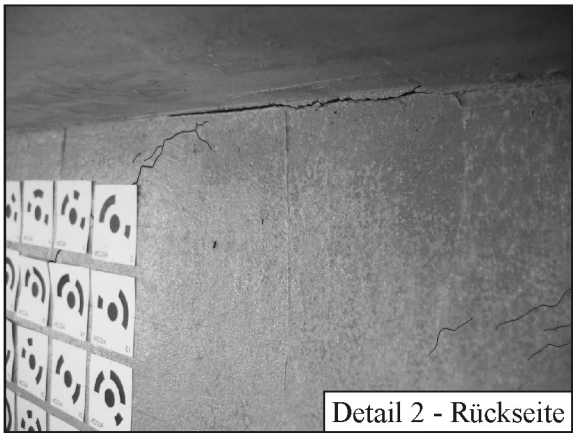

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,008
-0,006
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
Längenänderung ΔL_y [mm]
7. IWA
9. IWA
11. IWA


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,008
-0,006
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
Längenänderung ΔL_y [mm]
13. IWA
15. IWA

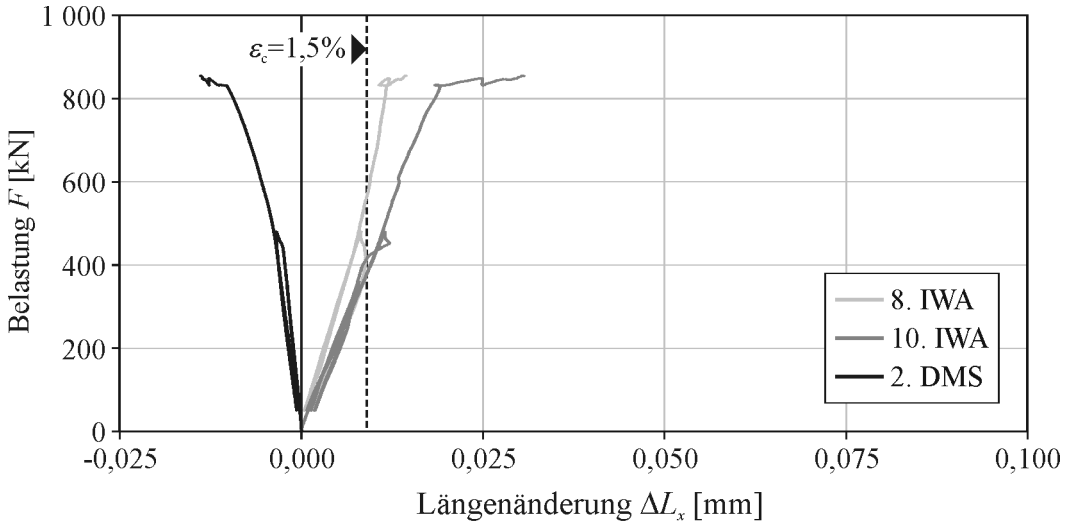

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
3,5
Relativverschiebung v_z [mm]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe

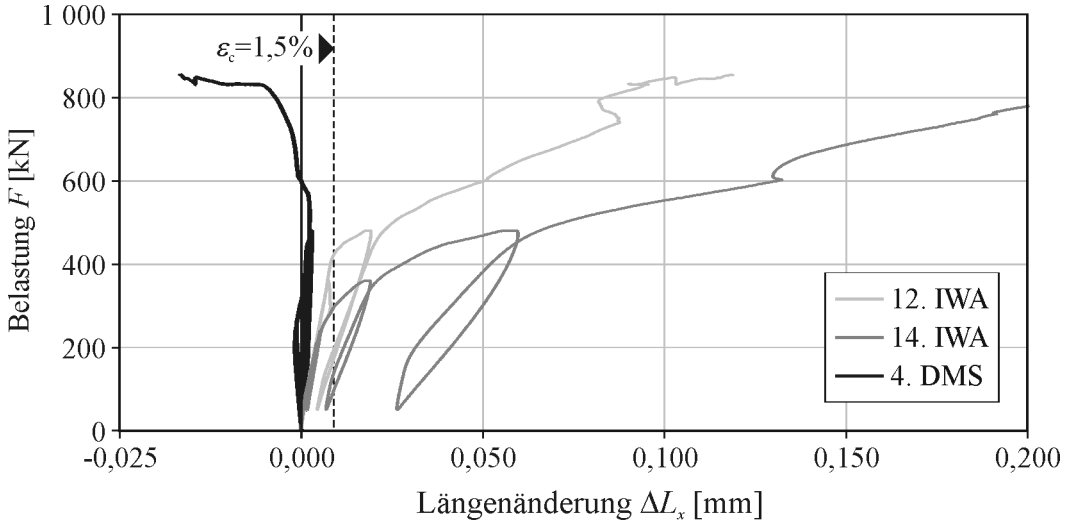

9/10
11/12
13/14
15/16
Detail 1
2-PB-G/2(1)

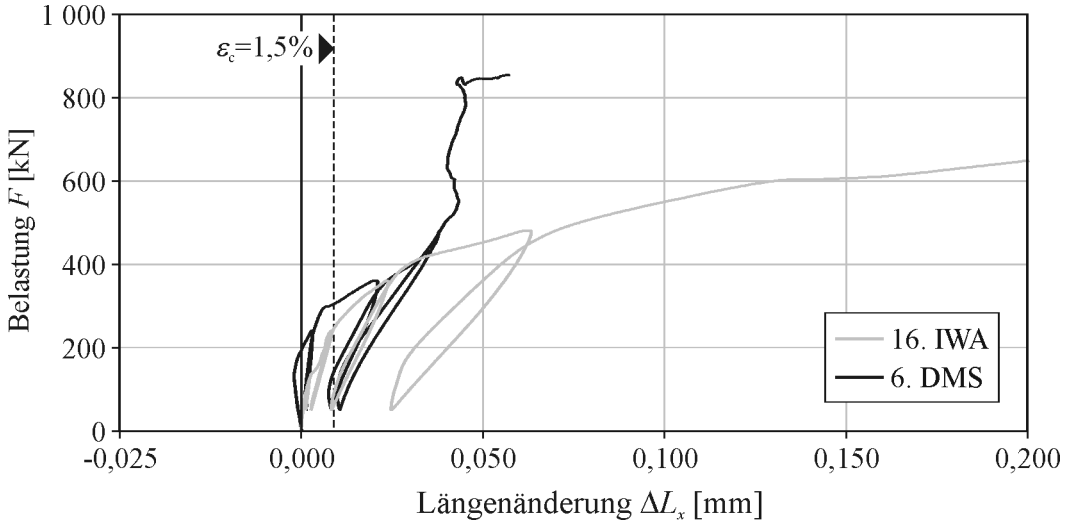
Detail 1

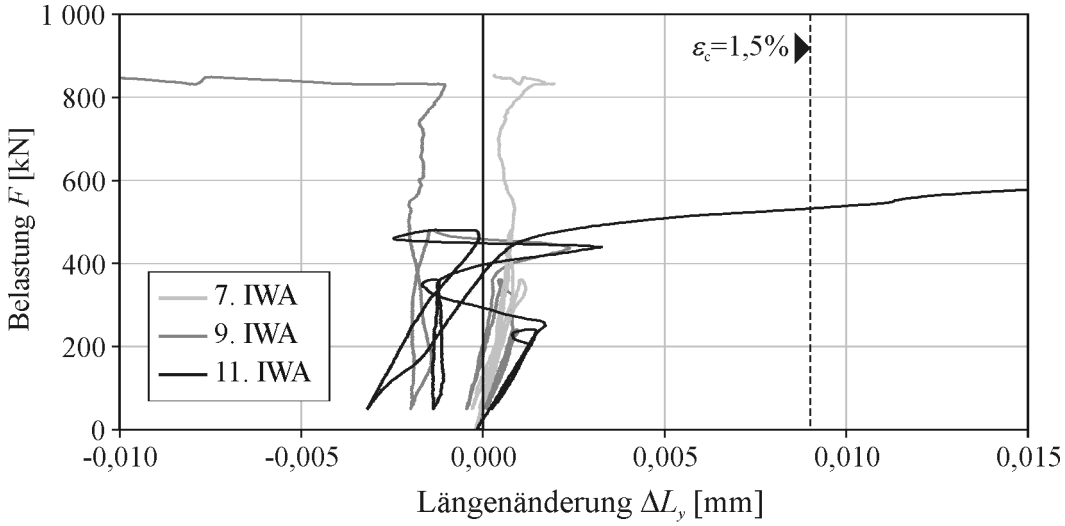

Detail 2 - Rückseite

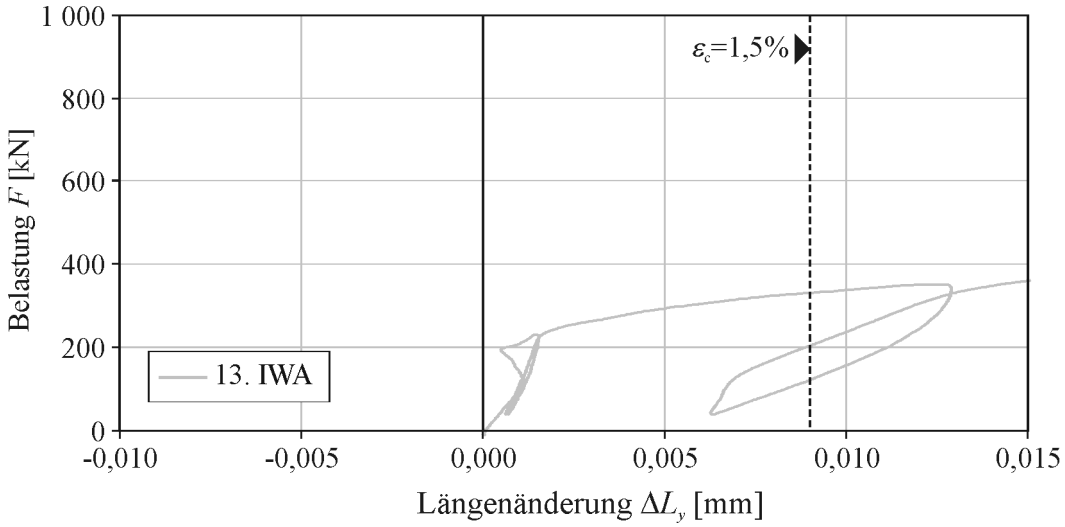
G.10 Plattenbalken 2-PB-G/2(2)



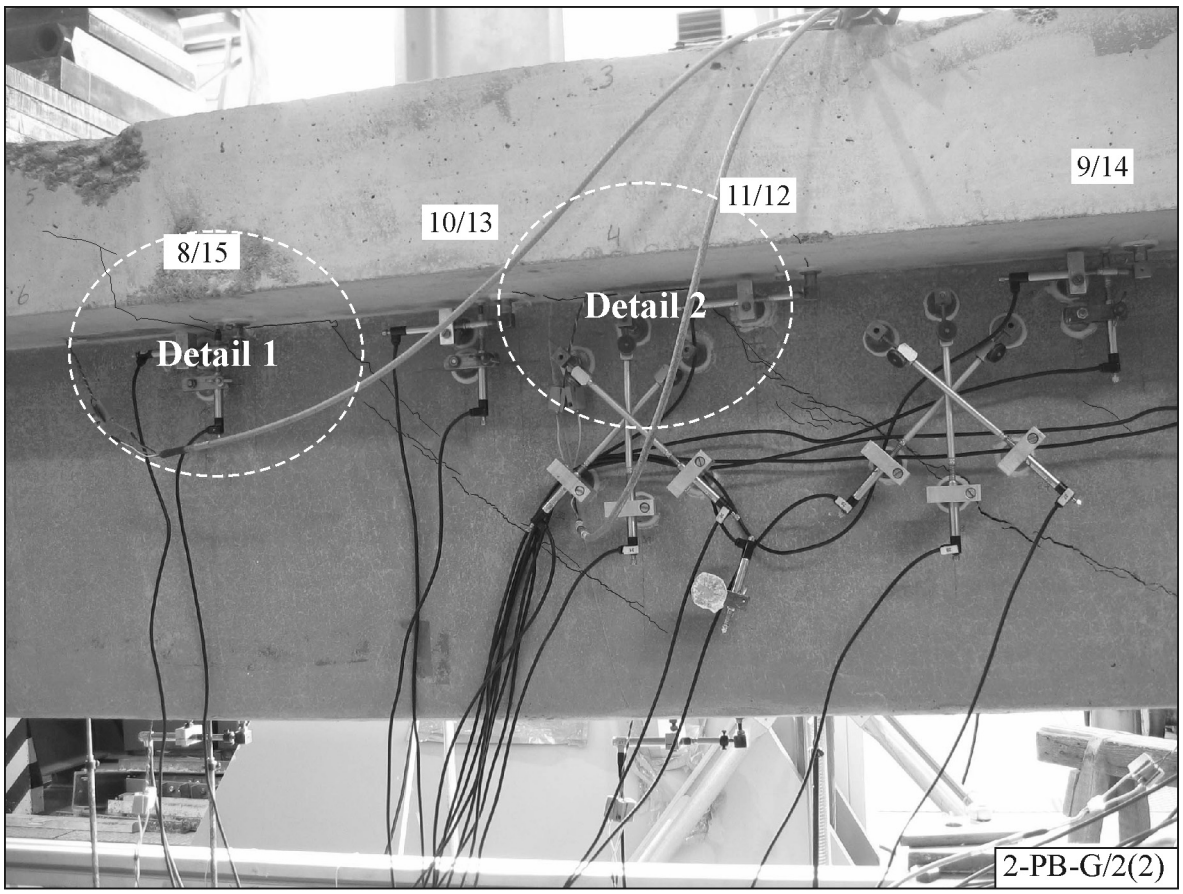








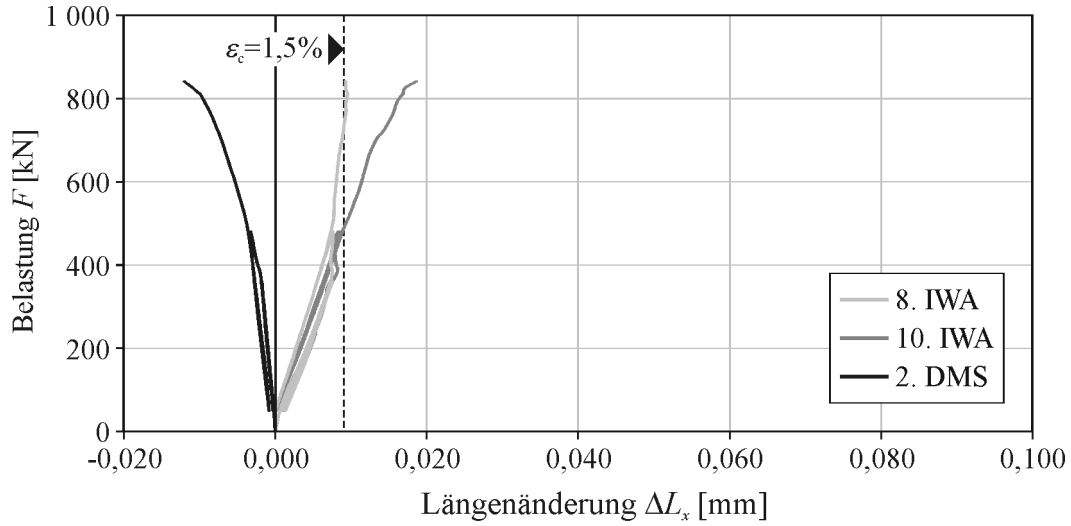
Keine Photogrammetriedaten verfügbar!

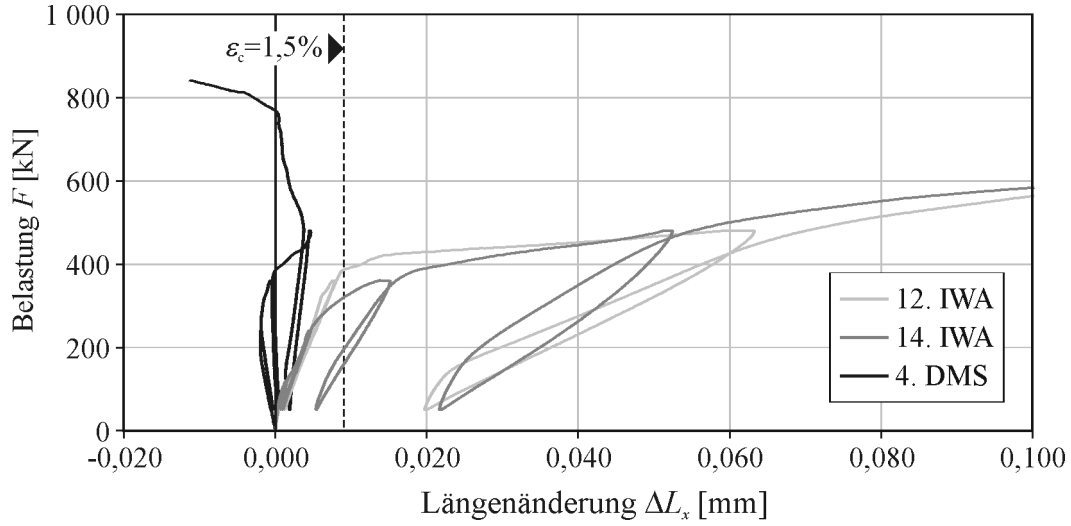

8/15
10/13
11/12
9/14
Detail 1
Detail 2
2-PB-G/2(2)

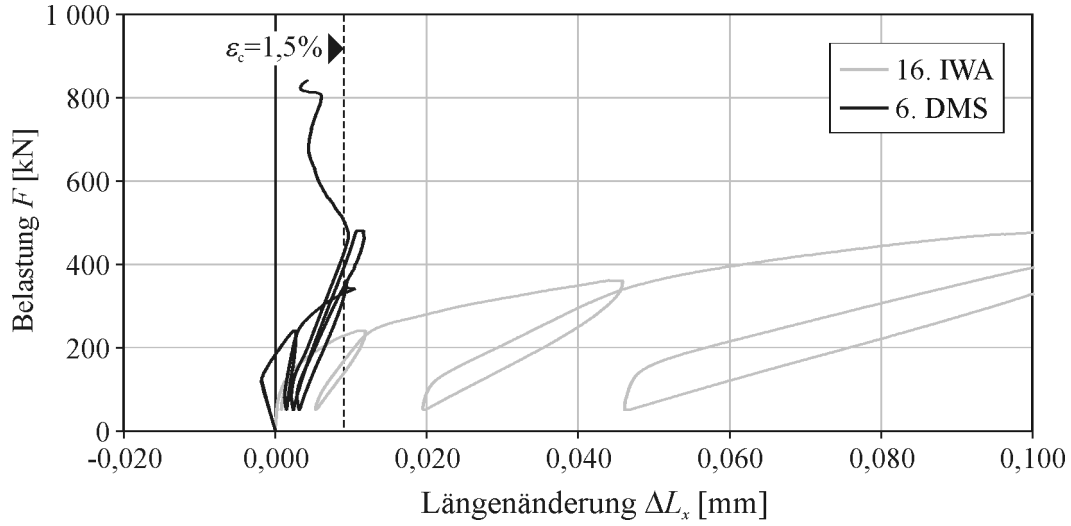
Detail 1

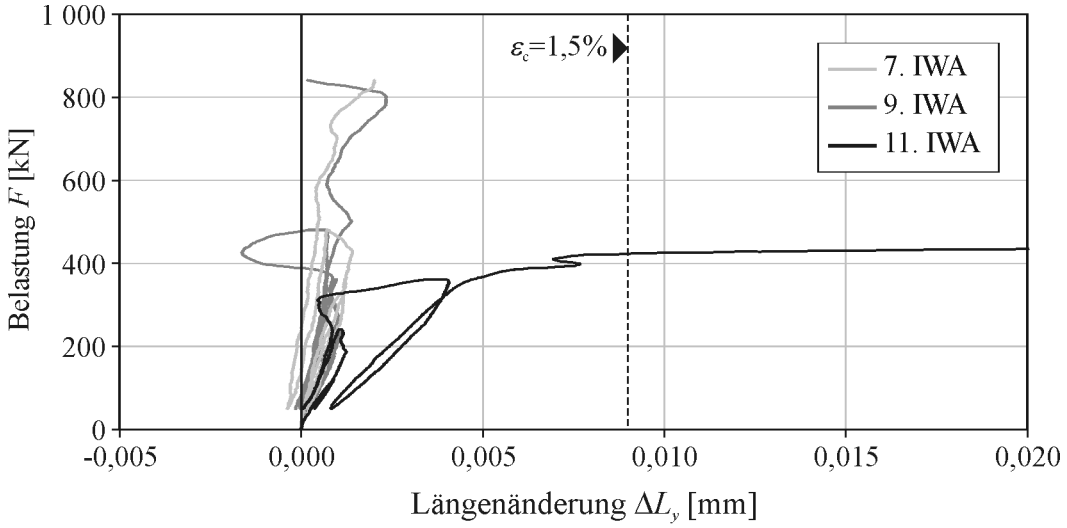
Detail 2

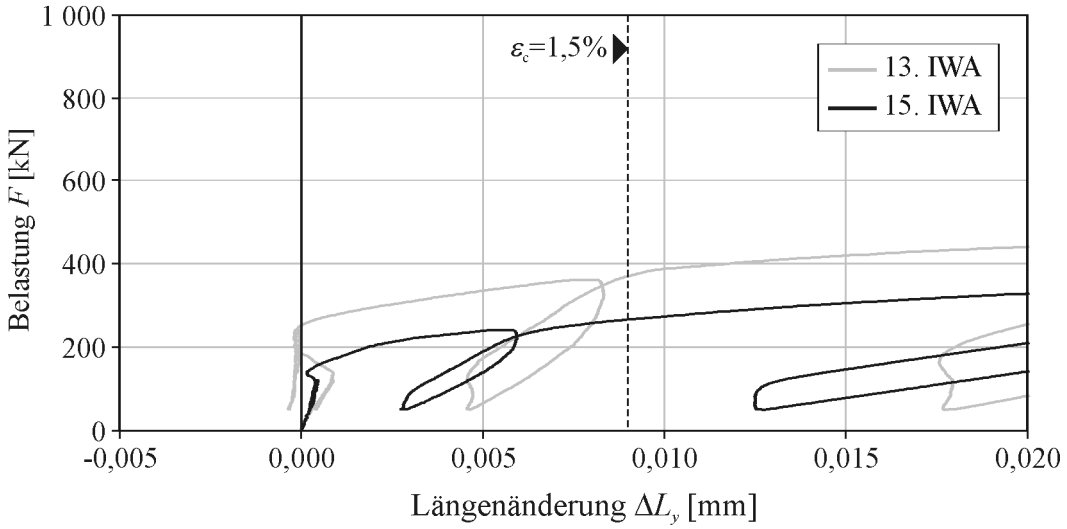
G.11 Plattenbalken 2-PB-G/3(1)

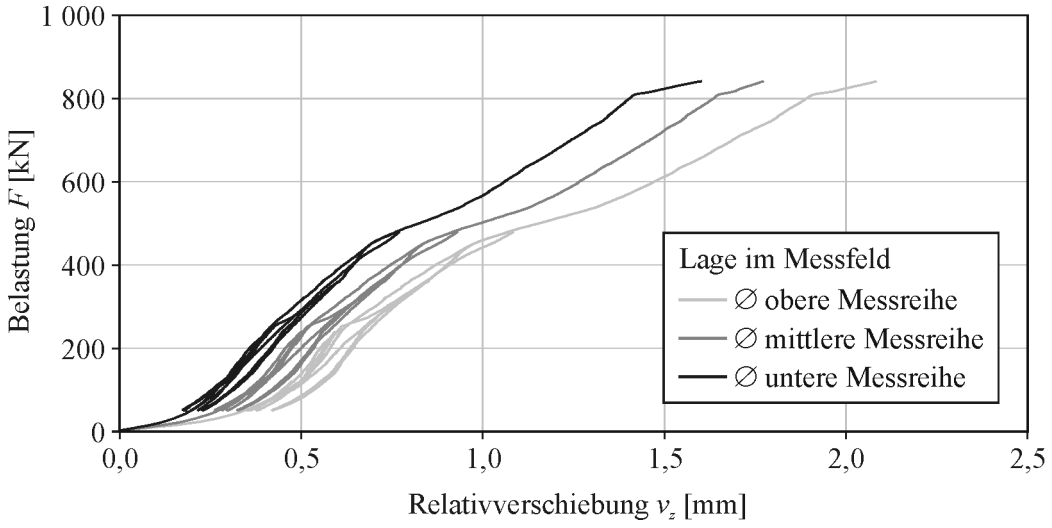


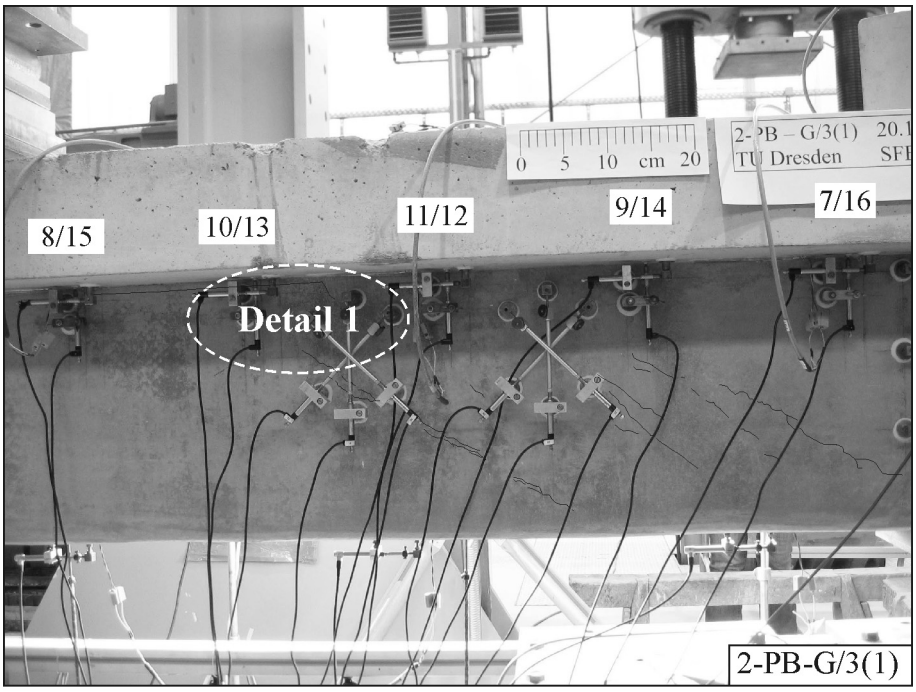


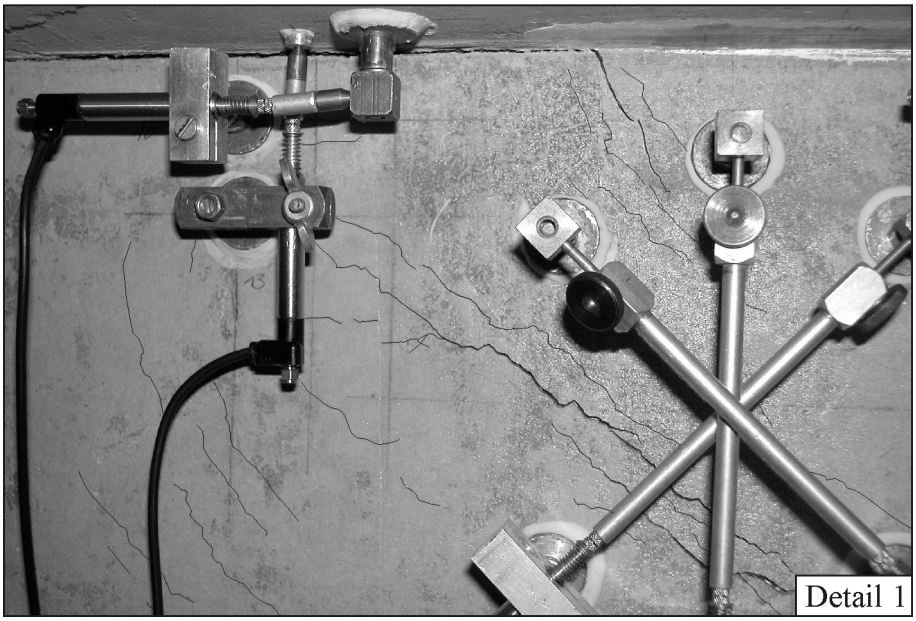



1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,005
0,000
0,005
0,010
0,015
0,020
Längenänderung ΔLy [mm]

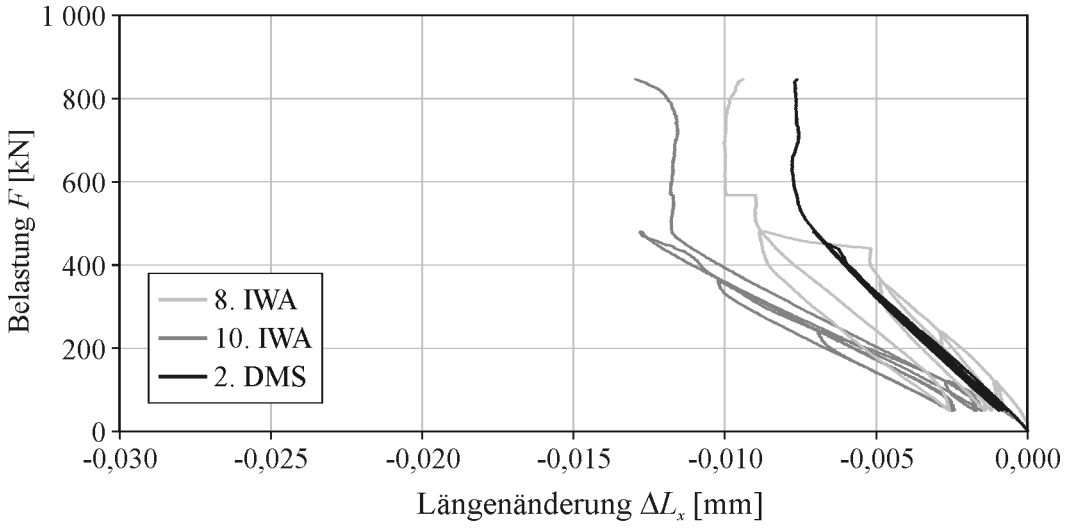

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
13. IWA
15. IWA
-0,005
0,000
0,005
0,010
0,015
0,020
Längenänderung ΔLy [mm]

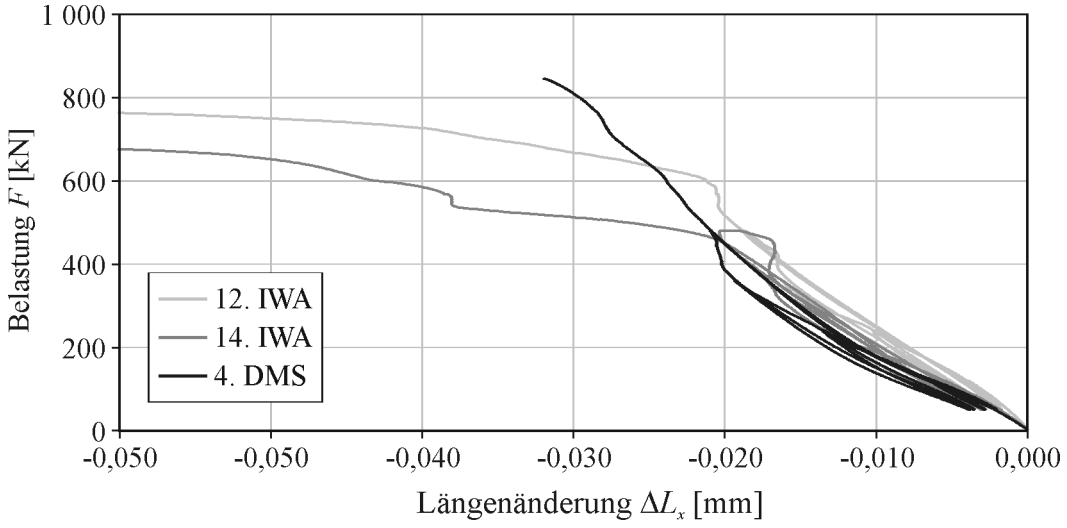

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
Relativverschiebung vz [mm]

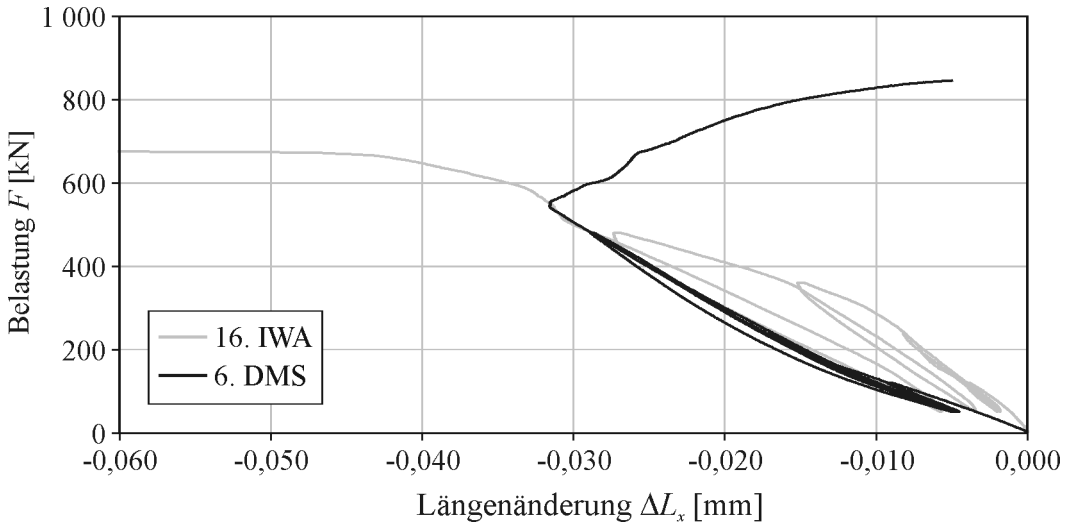

8/15
10/13
11/12
9/14
7/16
Detail 1
0 5 10 cm 20
TU Dresden
2-PB-G/3(1)

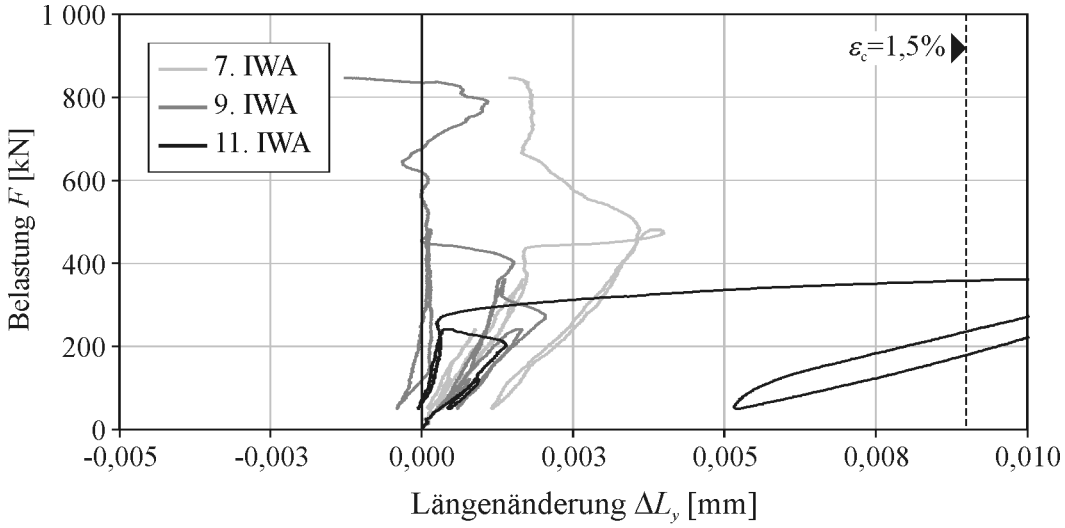

Detail 1

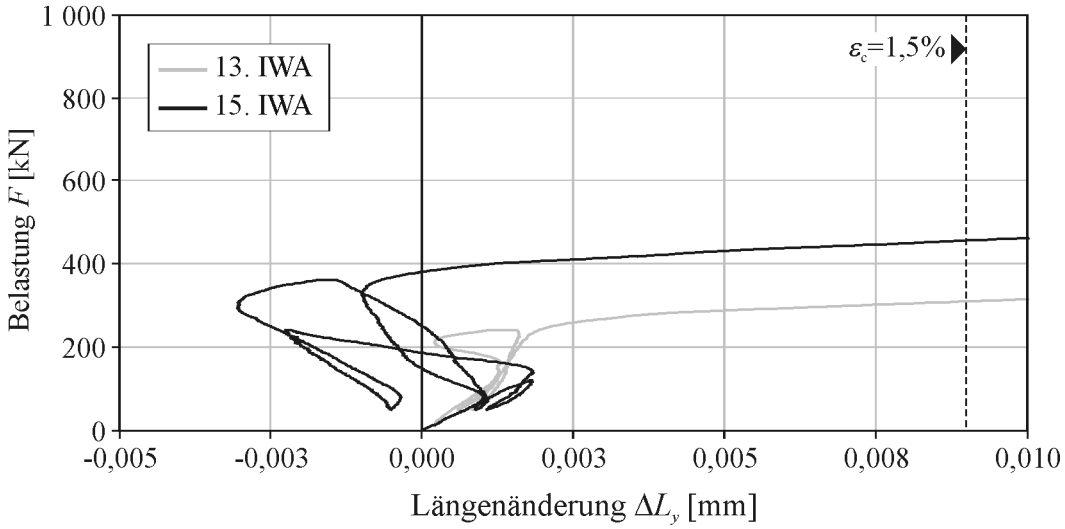
G.12 Plattenbalken 2-PB-G/3(2)

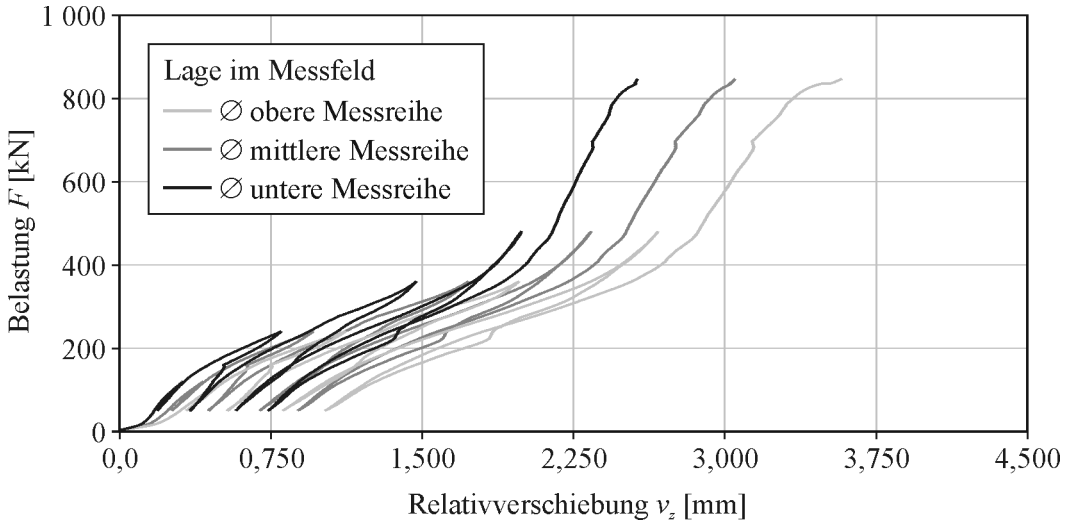


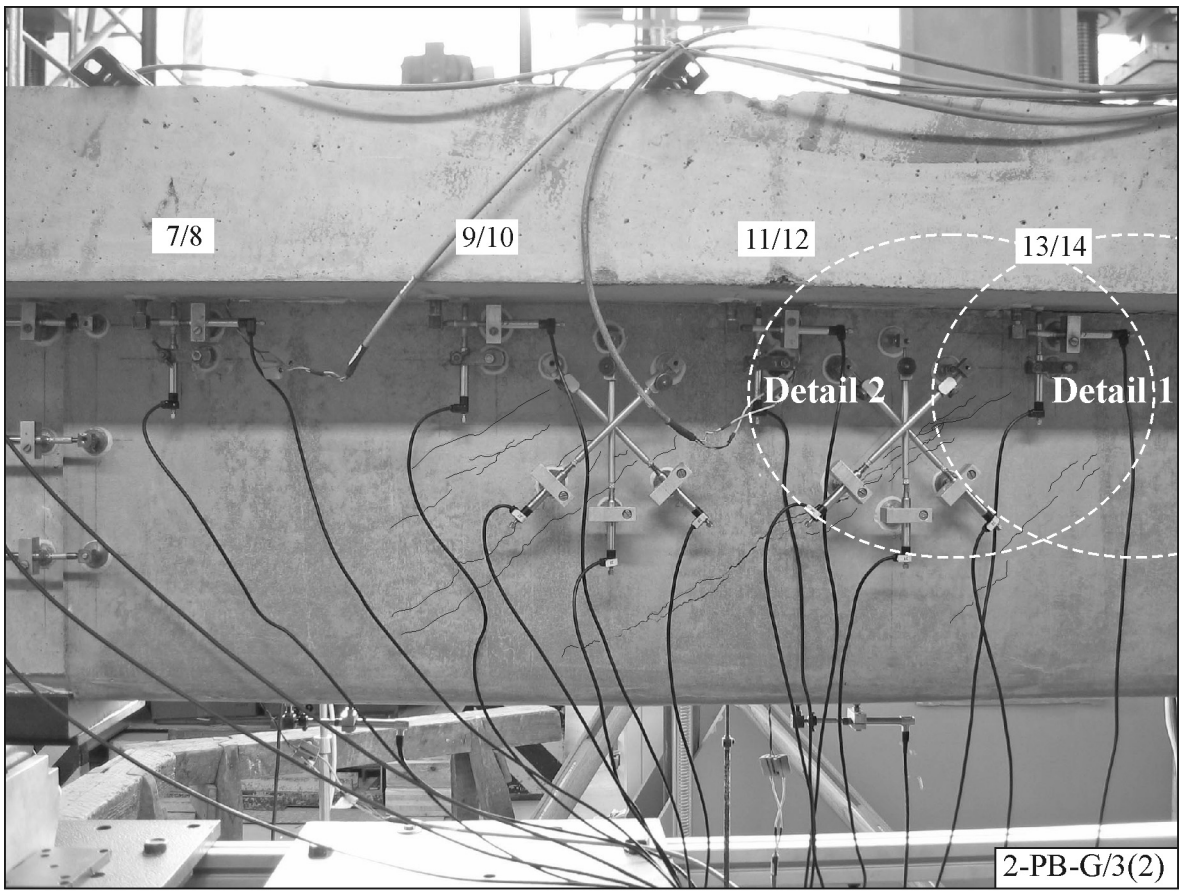


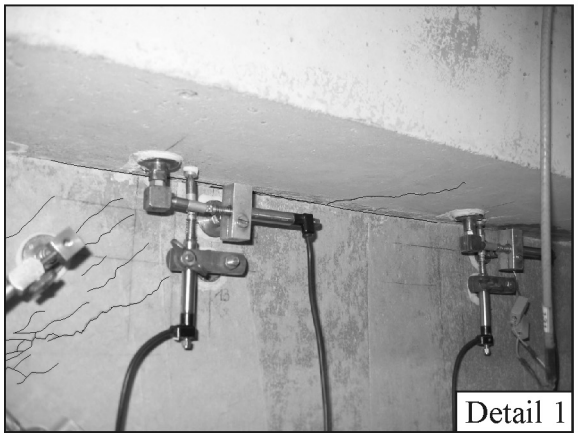


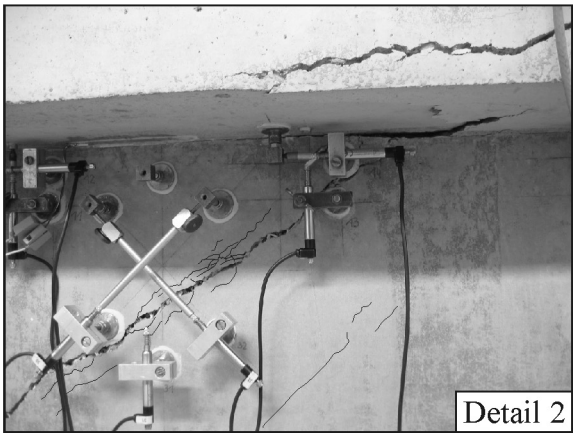

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
7. IWA
9. IWA
11. IWA
εc=1,5%
-0,005
-0,003
0,000
0,003
0,005
0,008
0,010
Längenänderung ΔLy [mm]


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
13. IWA
15. IWA
εc=1,5%
-0,005
-0,003
0,000
0,003
0,005
0,008
0,010
Längenänderung ΔLy [mm]

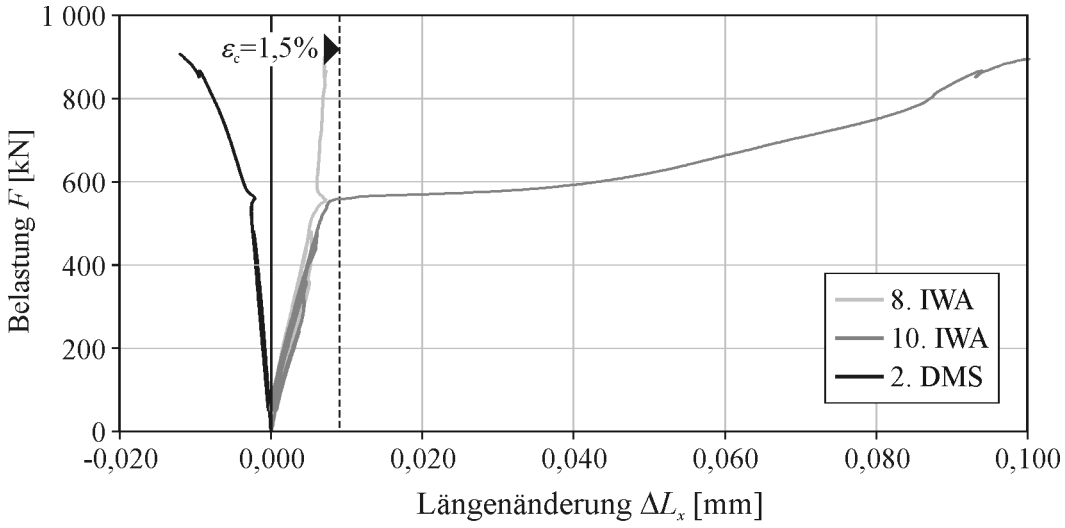

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
0,0
0,750
1,500
2,250
3,000
3,750
4,500
Relativverschiebung vz [mm]

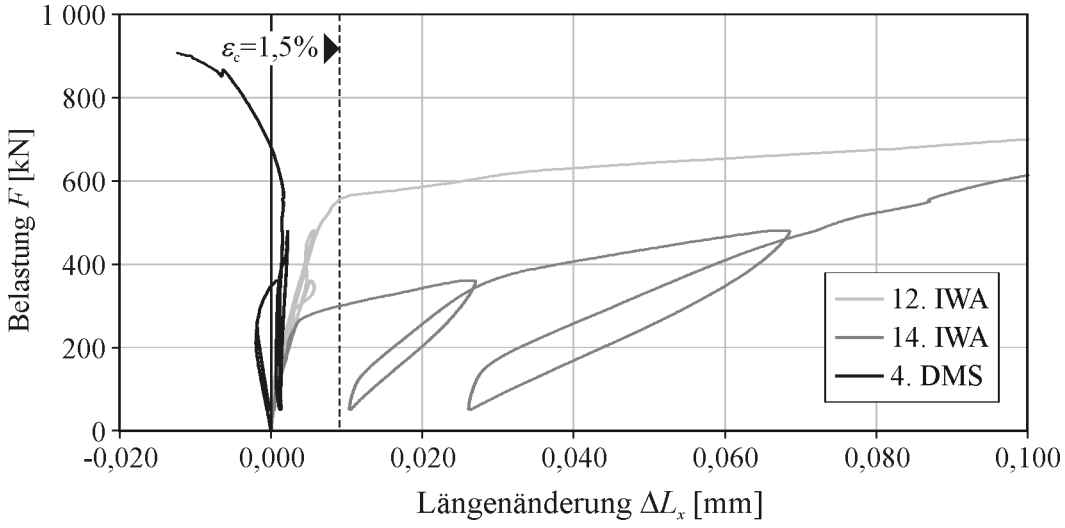

7/8
9/10
11/12
13/14
Detail 2
Detail 1
2-PB-G/3(2)

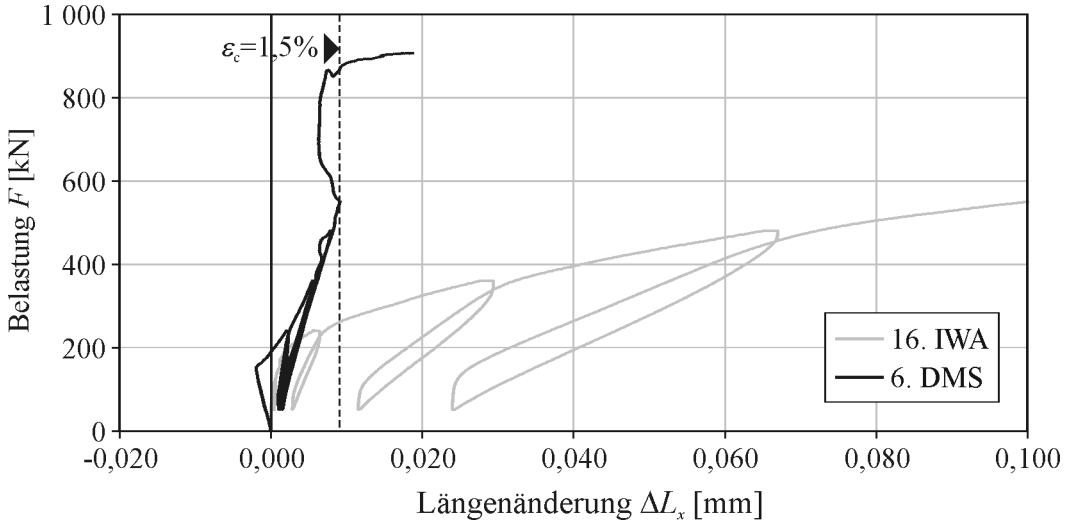

Detail 1

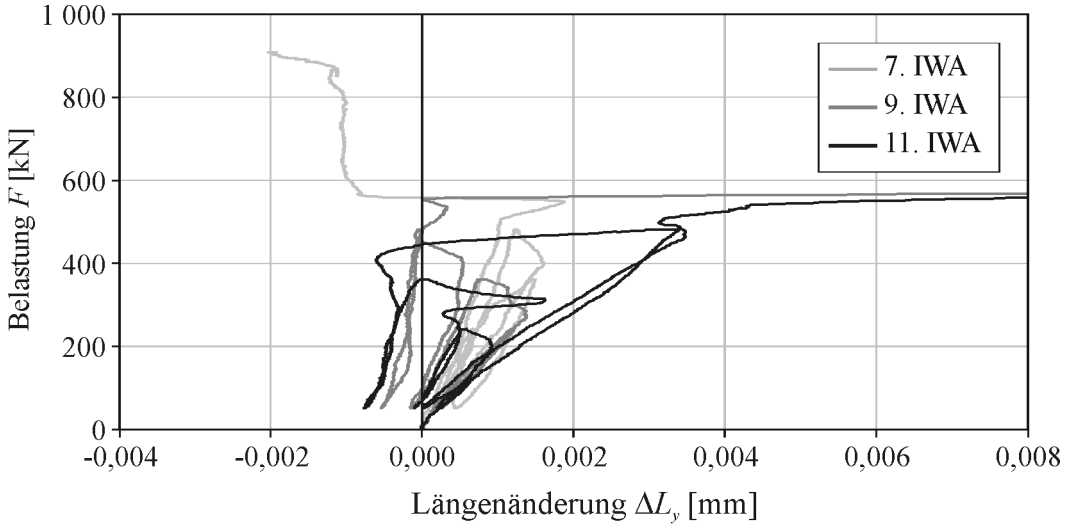

Detail 2

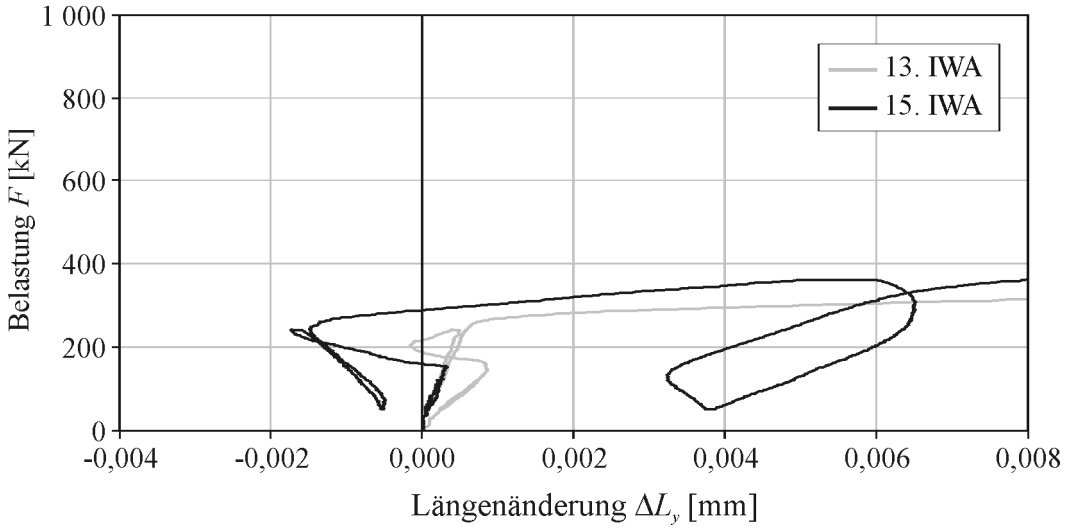
G.13 Plattenbalken 2-PB-G/4(1)

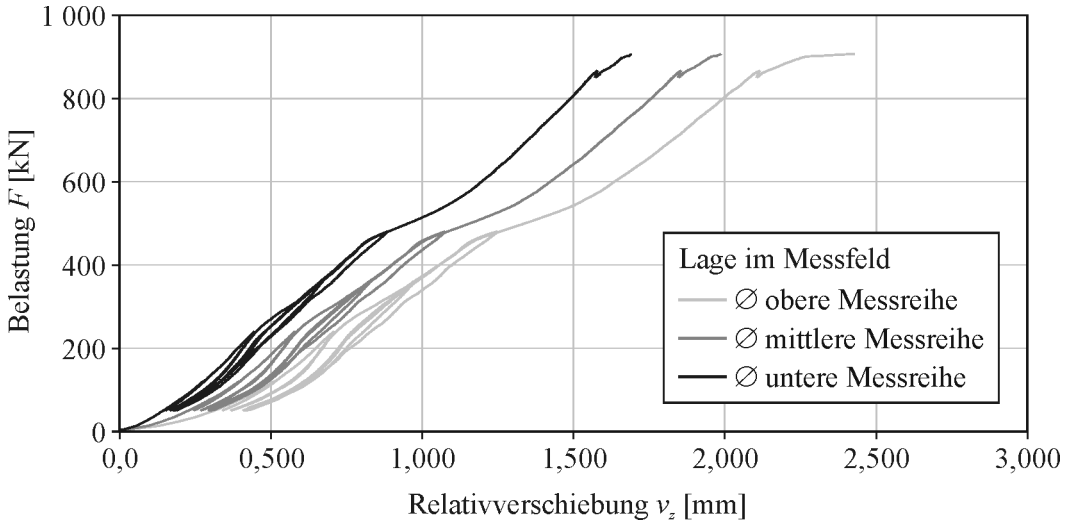


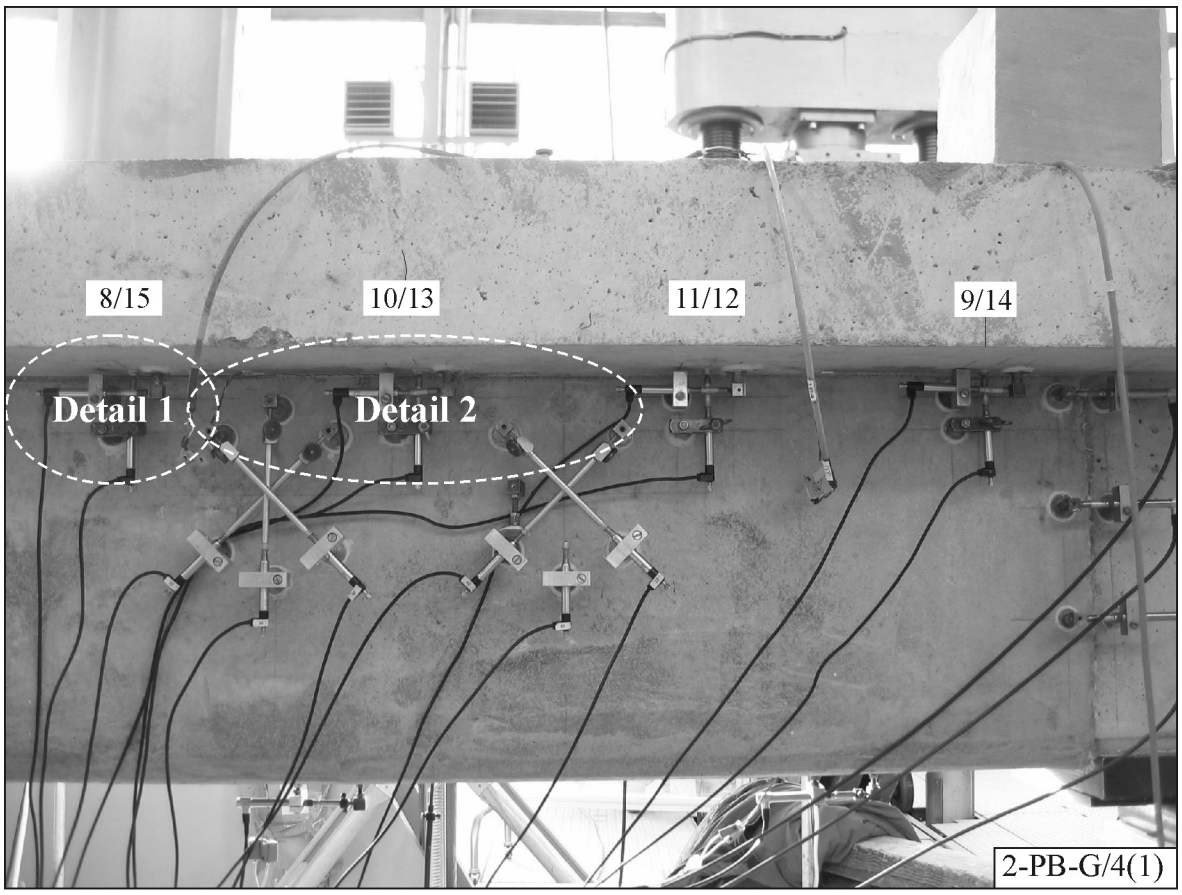


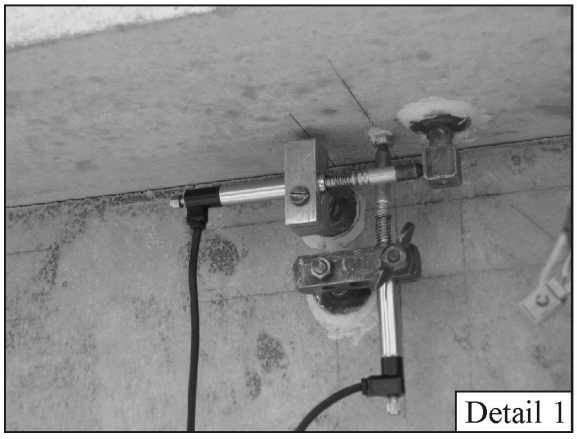


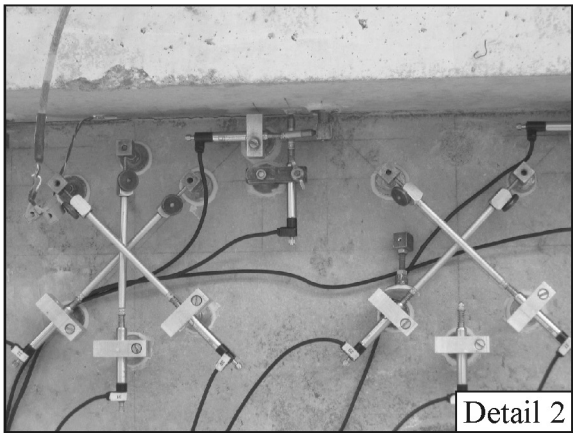

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
0,008
Längenänderung ΔL_y [mm]
7. IWA
9. IWA
11. IWA


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
0,008
Längenänderung ΔL_y [mm]
13. IWA
15. IWA

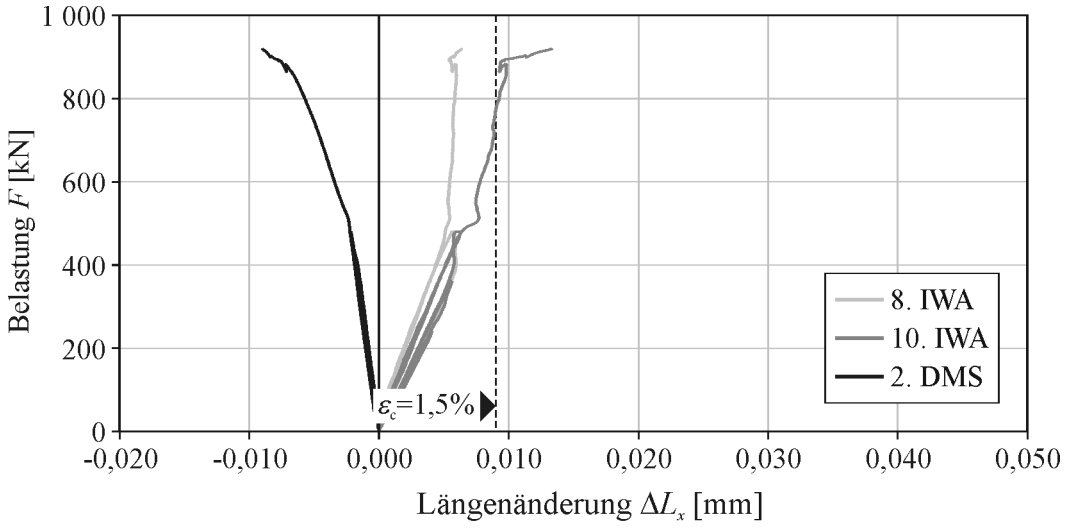

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
0,0
0,500
1,000
1,500
2,000
2,500
3,000
Relativverschiebung v_z [mm]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe

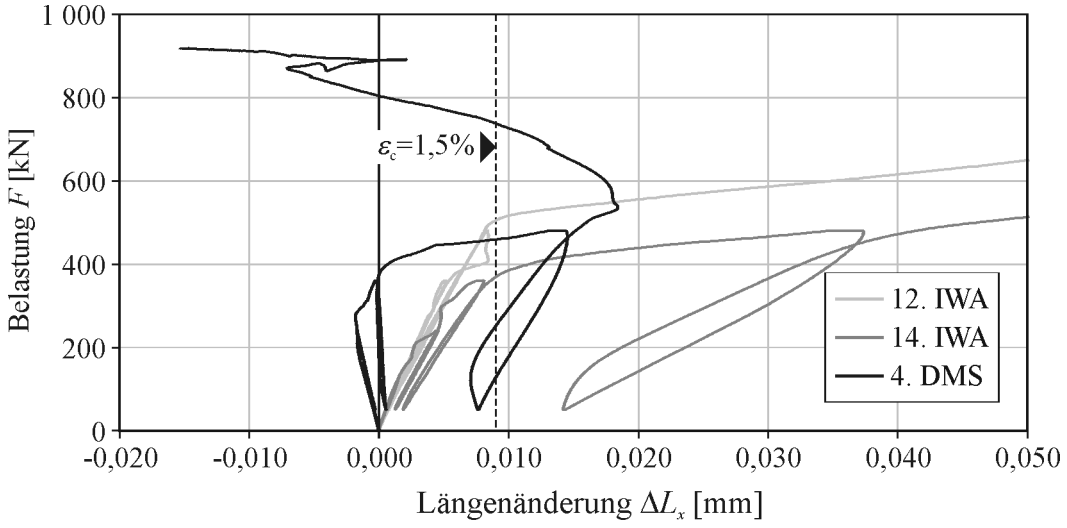

8/15
10/13
11/12
9/14
Detail 1
Detail 2
2-PB-G/4(1)

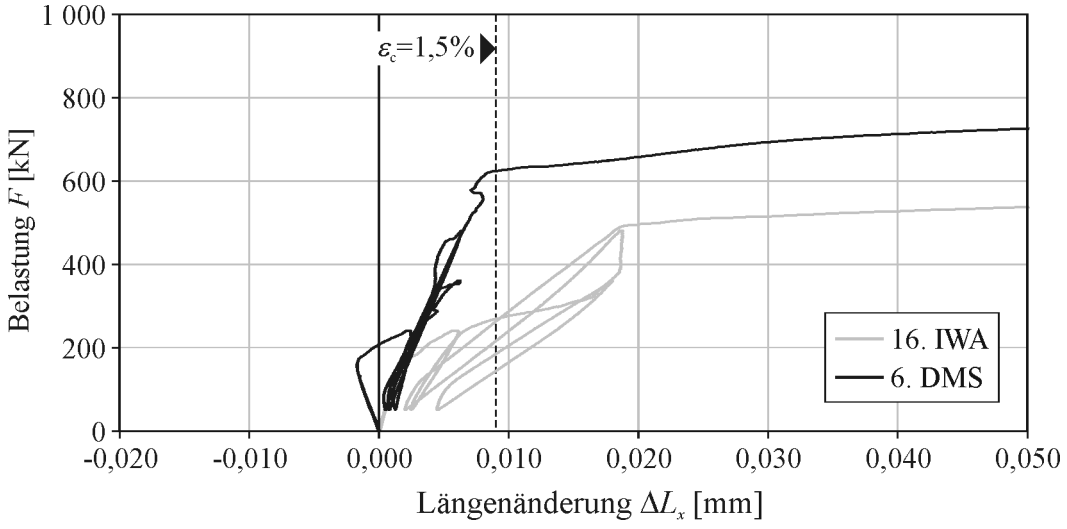

Detail 1

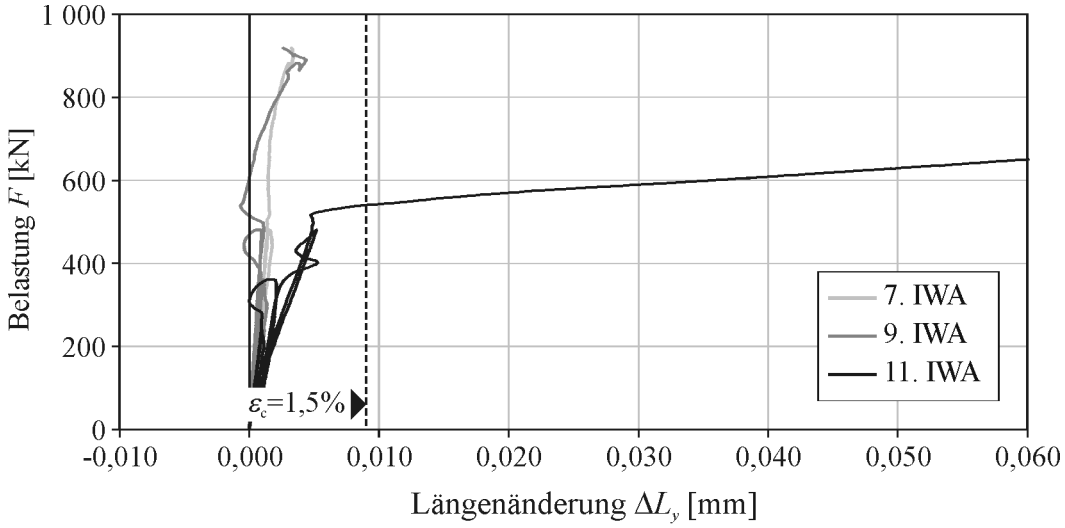

Detail 2

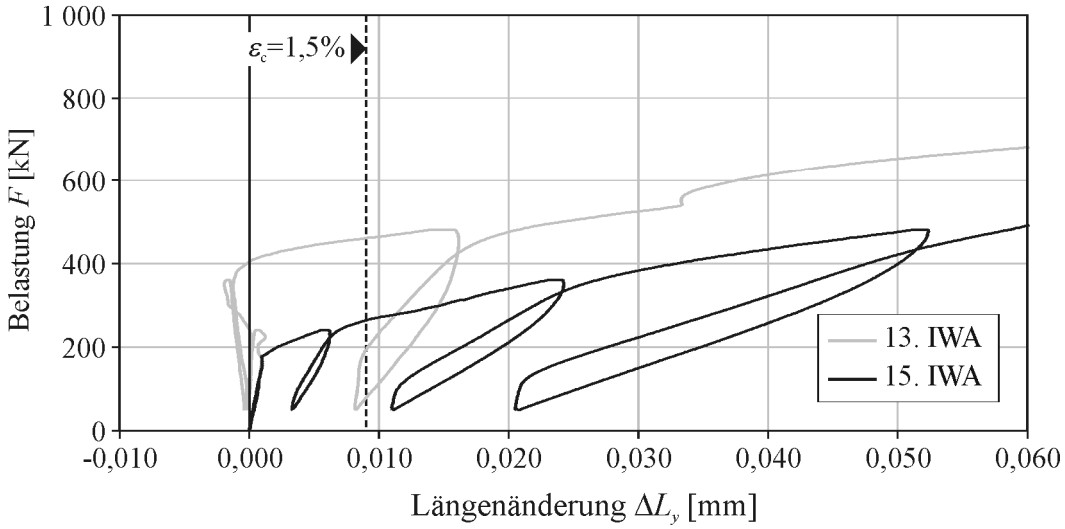
G.14 Plattenbalken 2-PB-G/4(2)

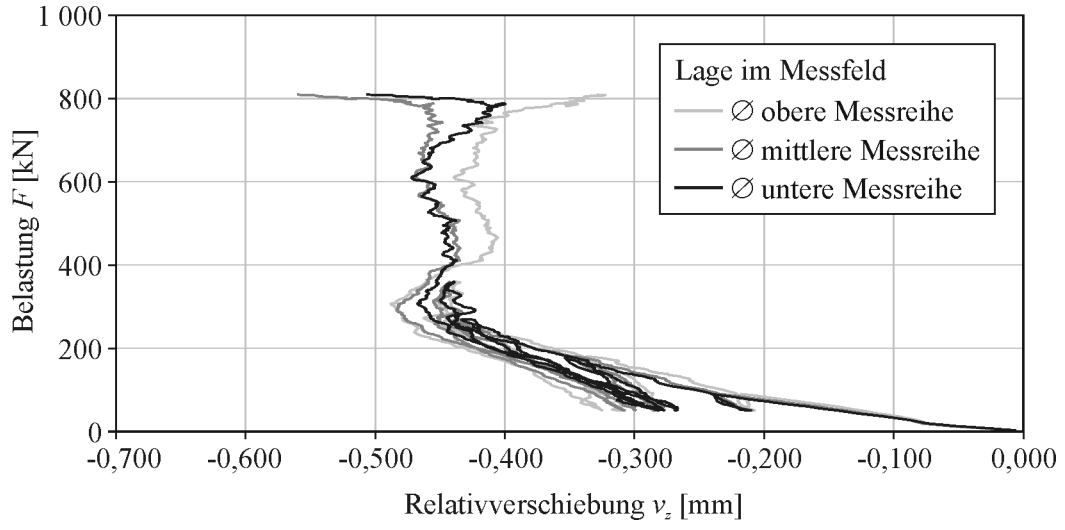


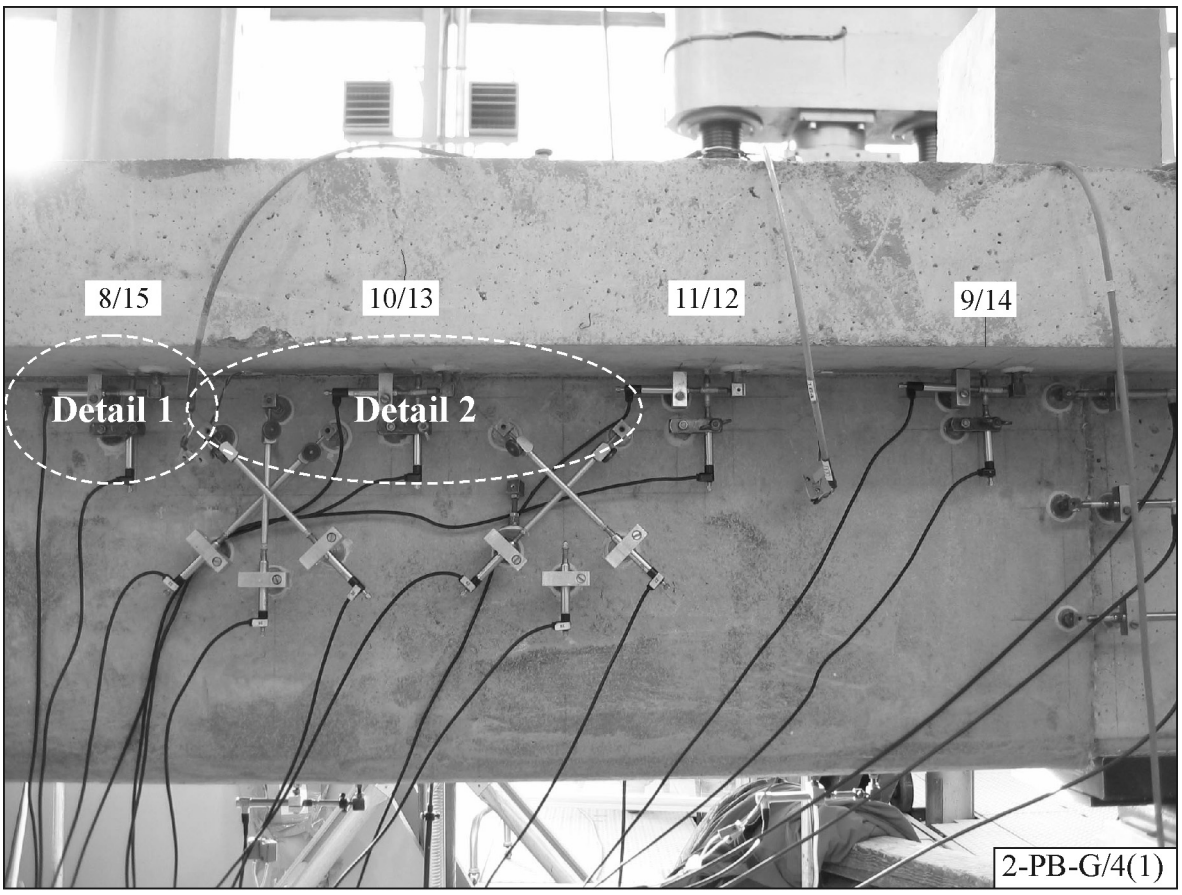




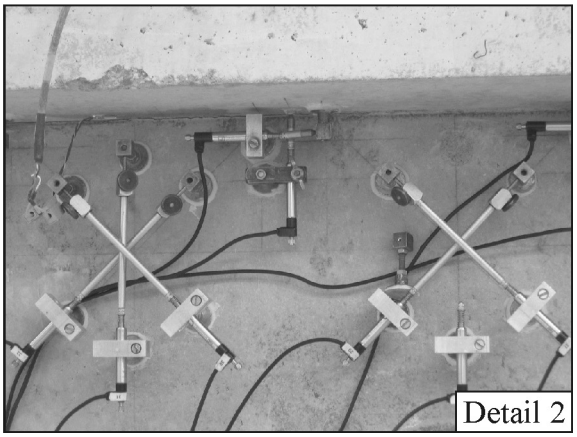

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,010
0,000
0,010
0,020
0,030
0,040
0,050
0,060
Längenänderung ΔL_y [mm]
ε_c=1,5%
7. IWA
9. IWA
11. IWA


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,010
0,000
0,010
0,020
0,030
0,040
0,050
0,060
Längenänderung ΔL_y [mm]
ε_c=1,5%
13. IWA
15. IWA

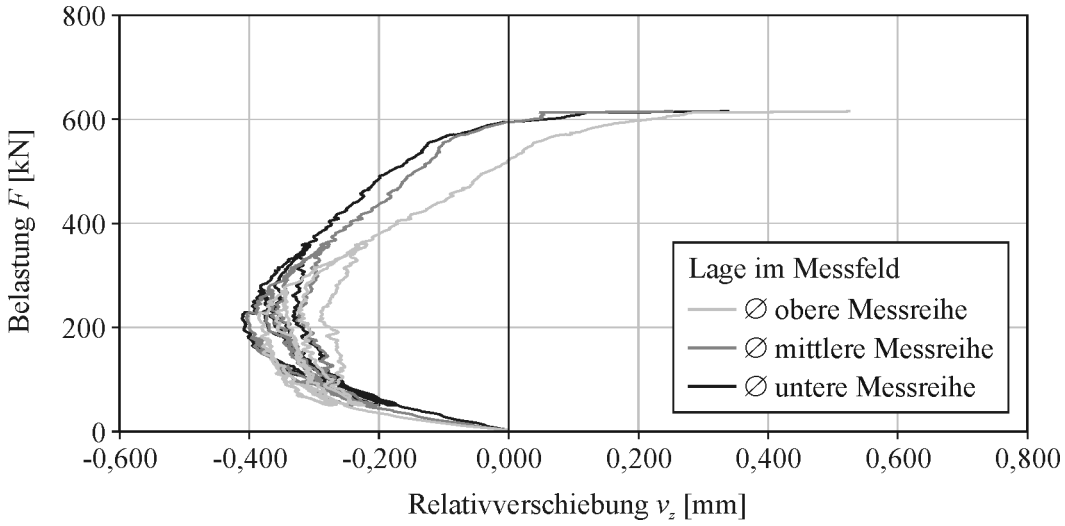

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,700
-0,600
-0,500
-0,400
-0,300
-0,200
-0,100
0,000
Relativverschiebung v_z [mm]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe


8/15
10/13
11/12
9/14
Detail 1
Detail 2
2-PB-G/4(1)

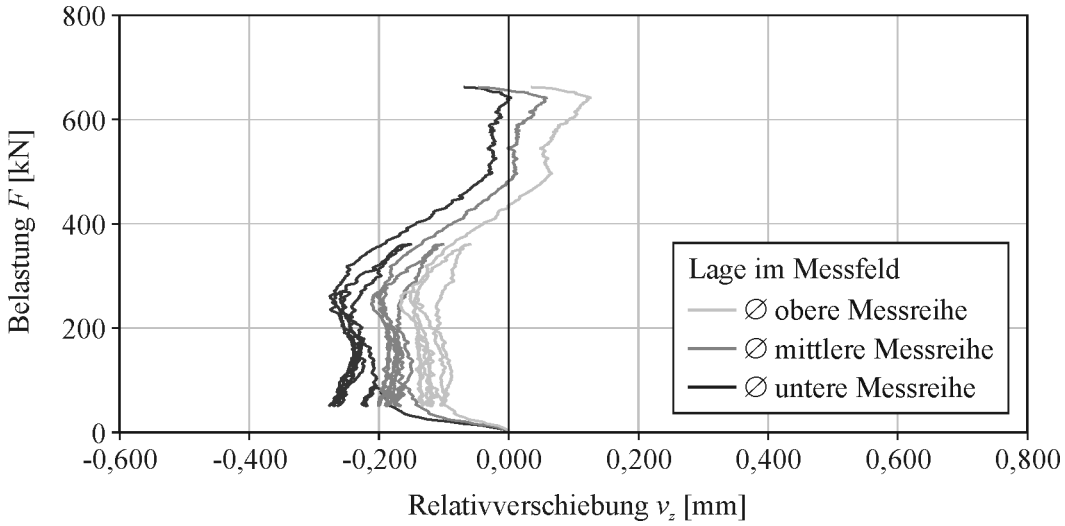
Detail 1


Detail 2

G.15 Plattenbalken 2-PB-S/0(1)

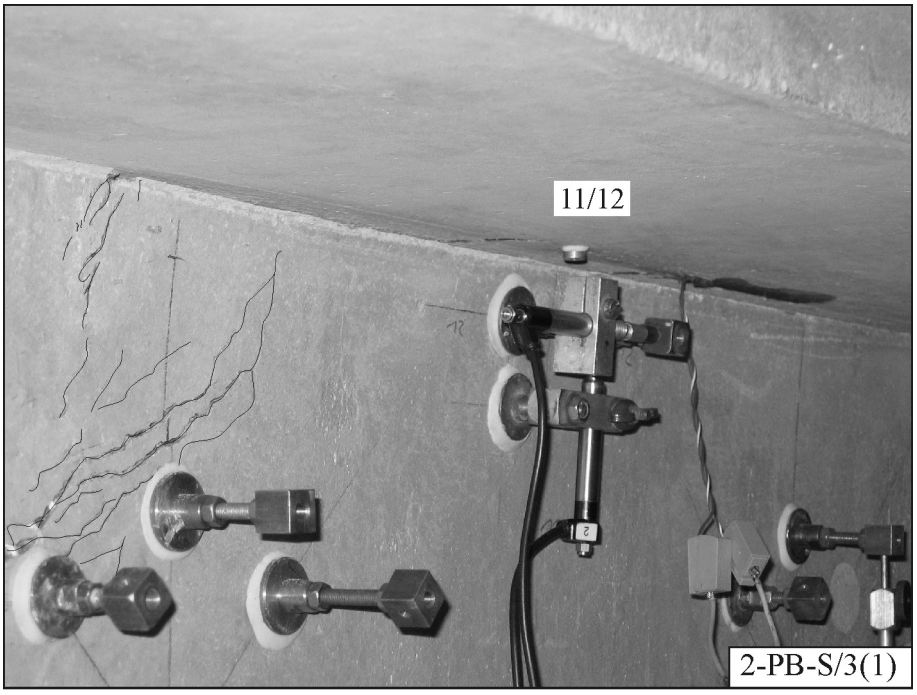


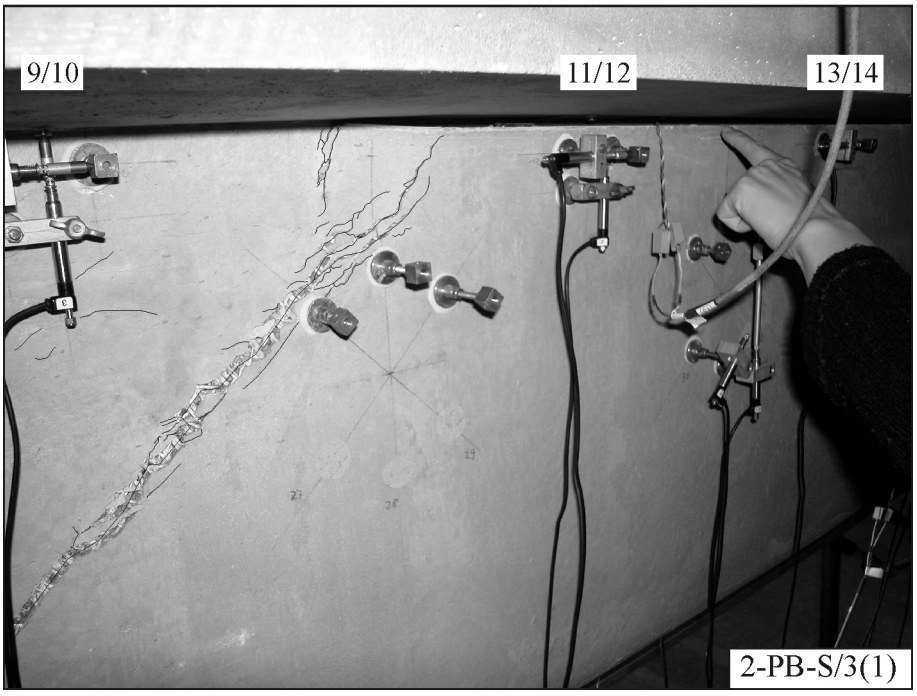
G.16 Plattenbalken 2-PB-S/0(2)



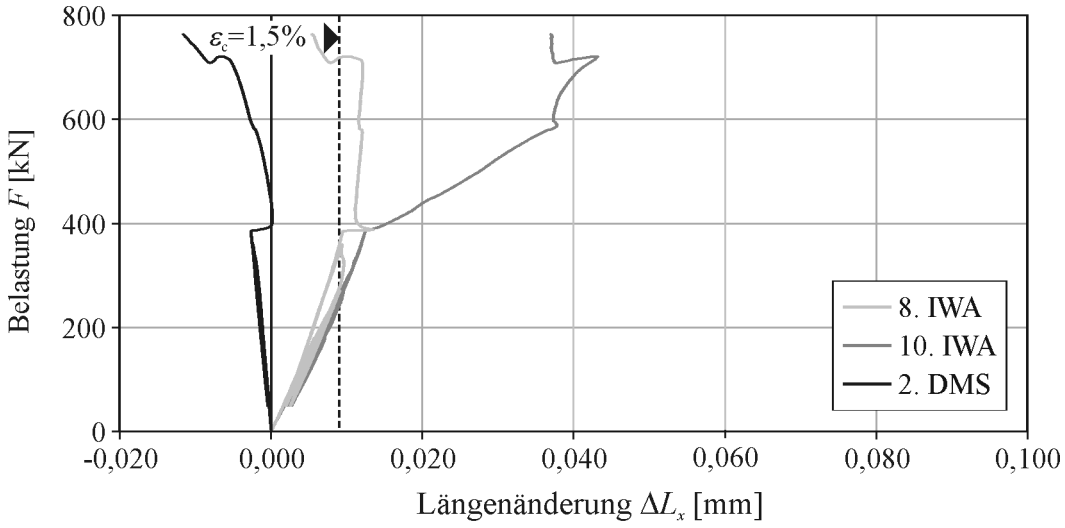
G.17 Plattenbalken 2-PB-S/3(1)

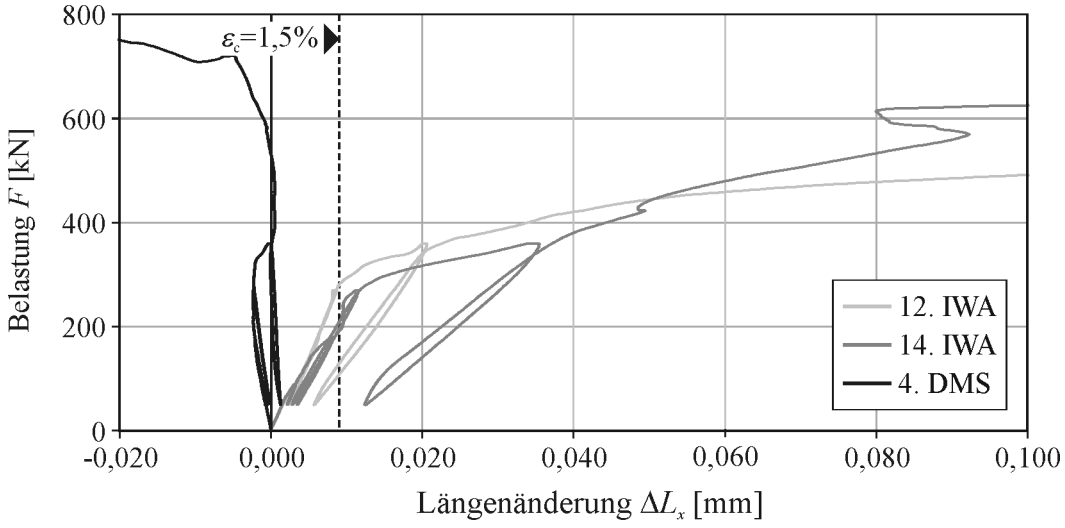
Keine Verschiebungsmessungen verfügbar!

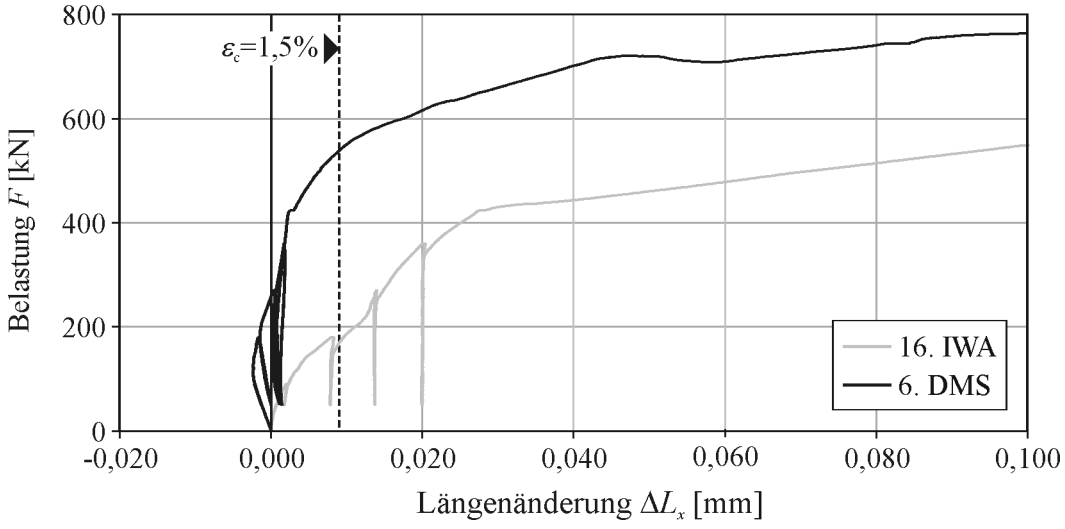

11/12
2-PB-S/3(1)

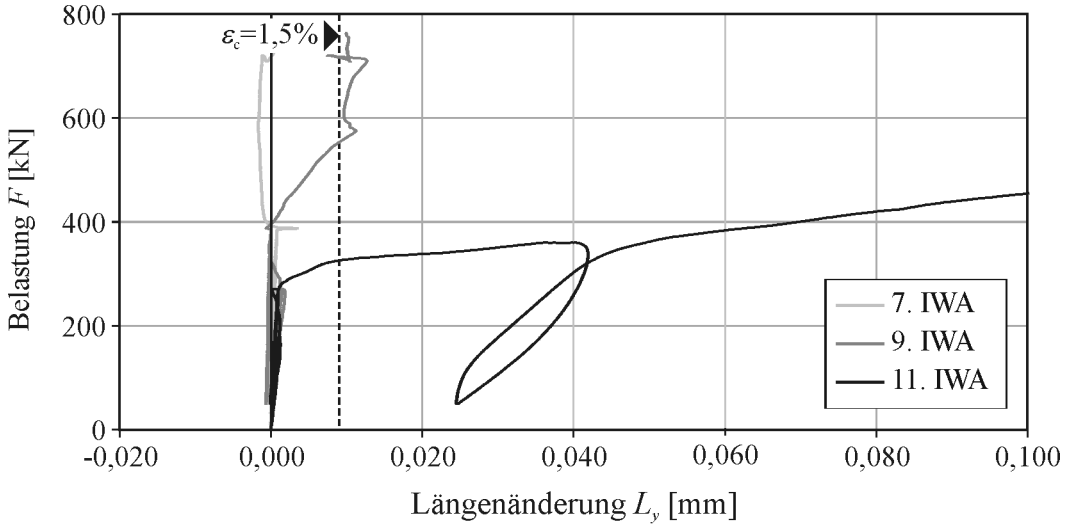

9/10
11/12
13/14
2-PB-S/3(1)

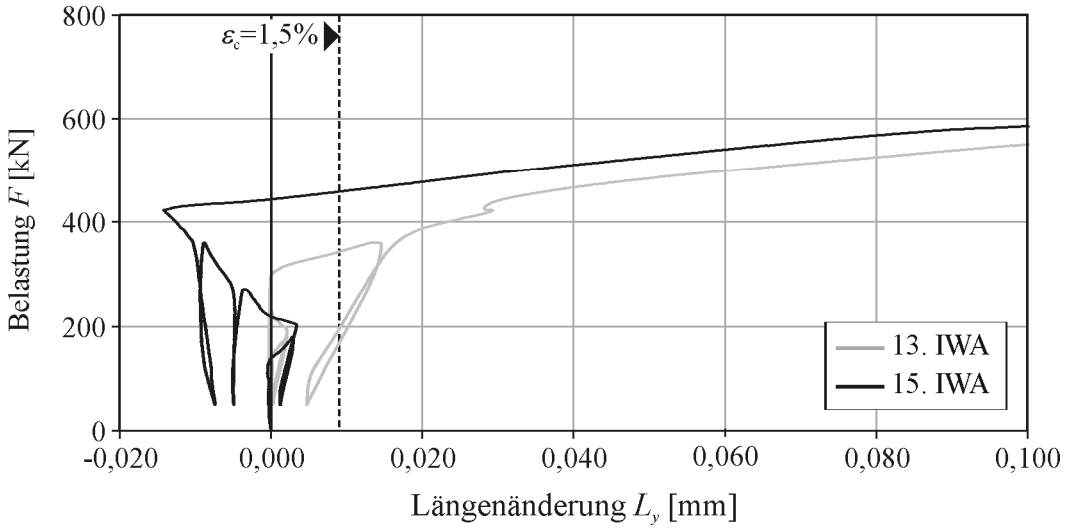
G.18 Plattenbalken PB-S/3(2)

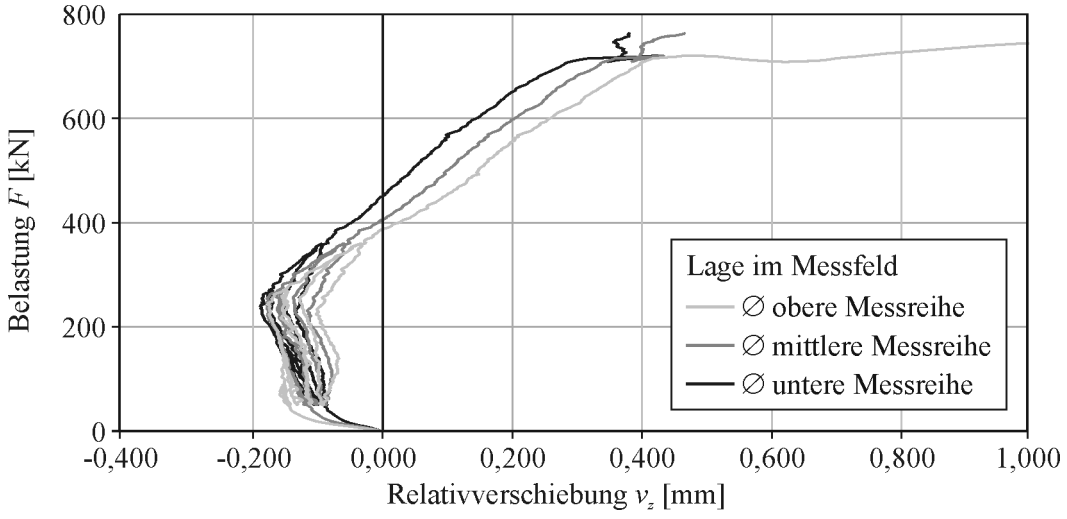


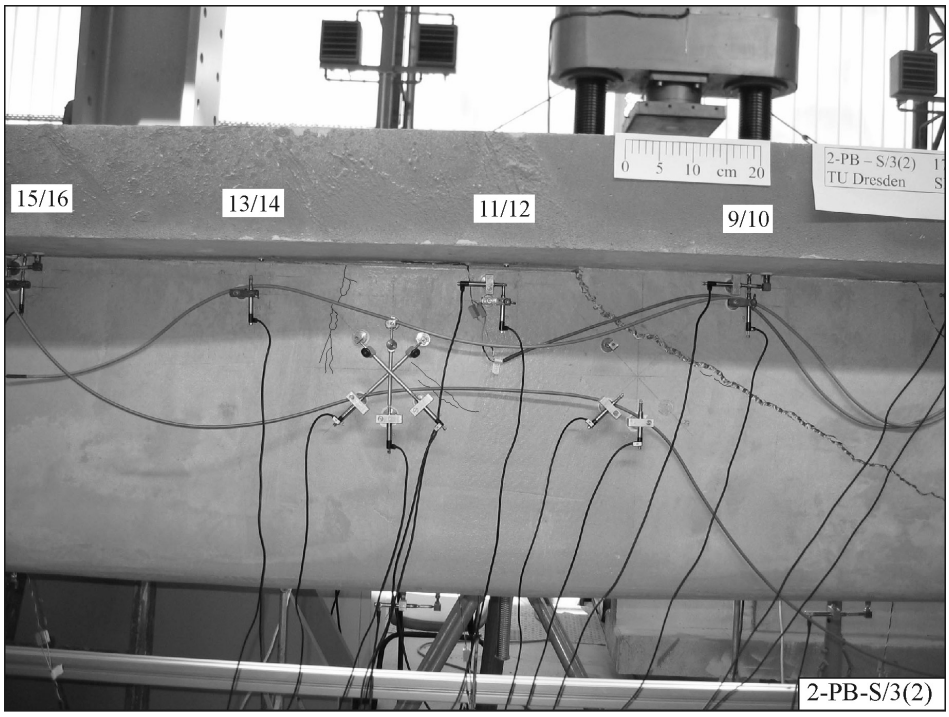


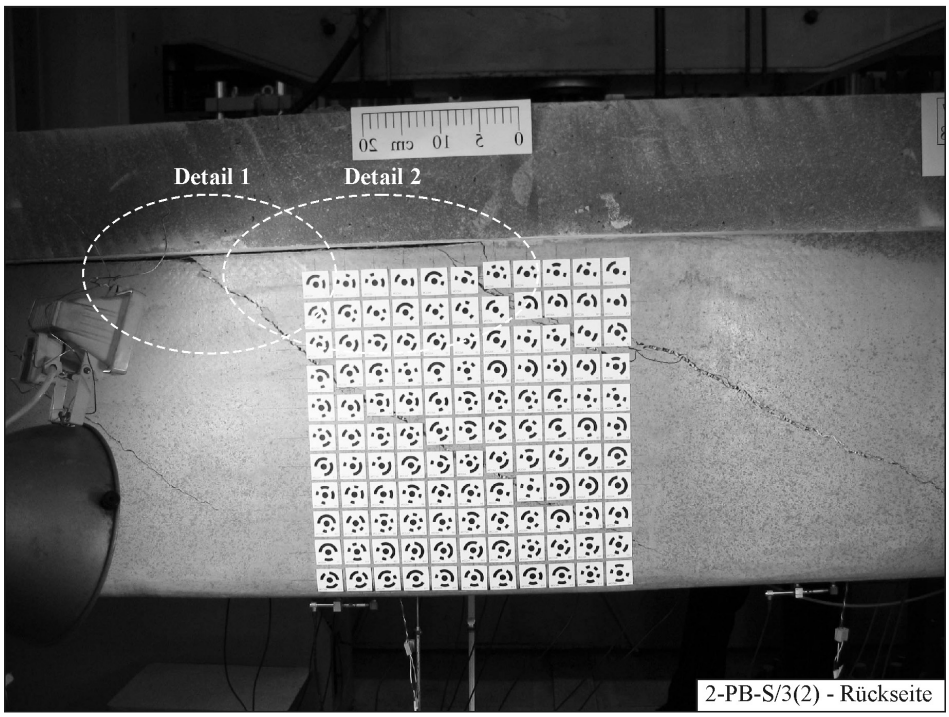



800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,020
0,000
0,020
0,040
0,060
0,080
0,100
Längenänderung Ly [mm]

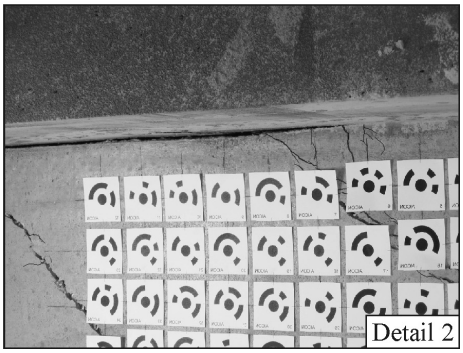

800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
13. IWA
15. IWA
-0,020
0,000
0,020
0,040
0,060
0,080
0,100
Längenänderung Ly [mm]


800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
-0,400
-0,200
0,000
0,200
0,400
0,600
0,800
1,000
Relativverschiebung vz [mm]

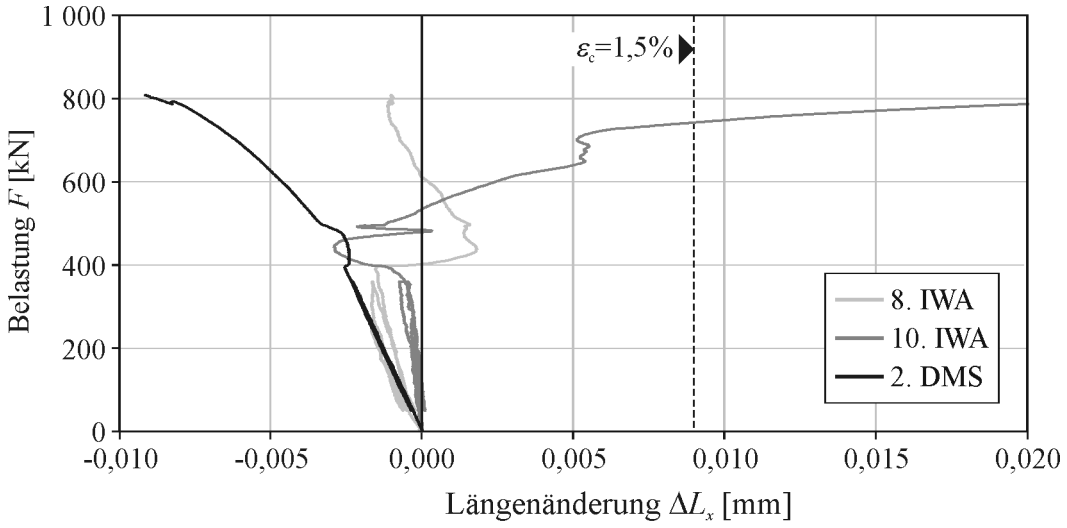

15/16
13/14
11/12
9/10
0 5 10 cm 20
2-PB – S/3(2)
TU Dresden
2-PB-S/3(2)

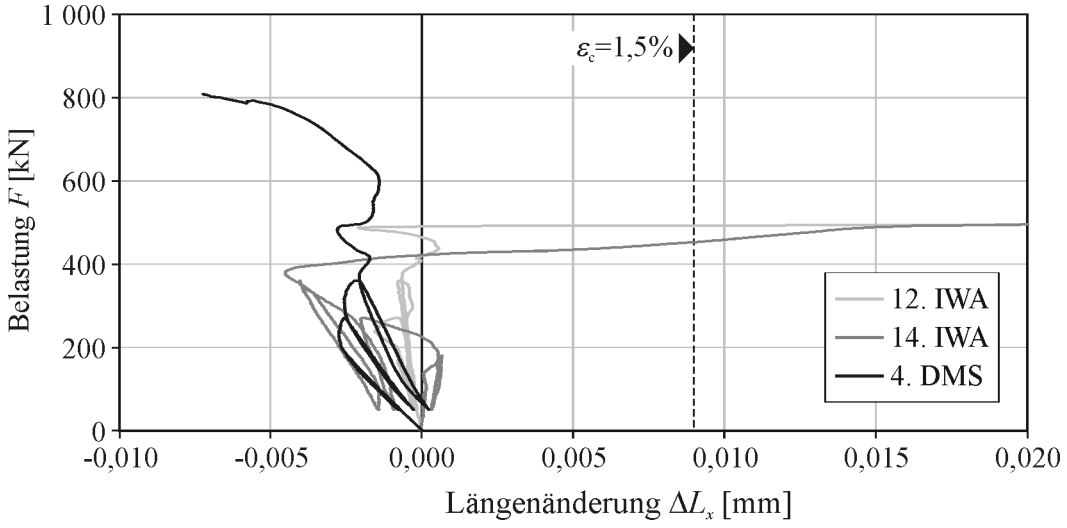

Detail 1
Detail 2
2-PB-S/3(2) - Rückseite

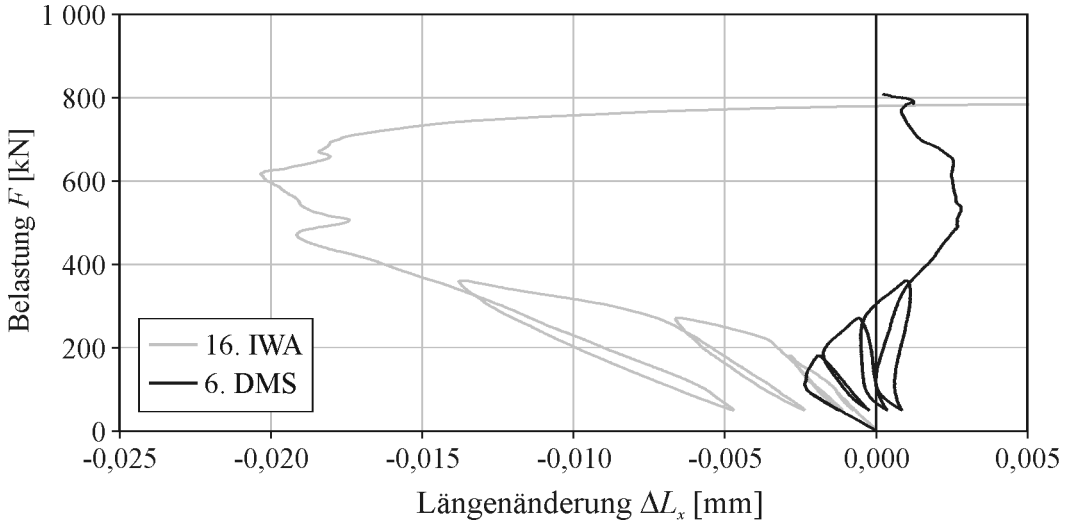
Detail 1

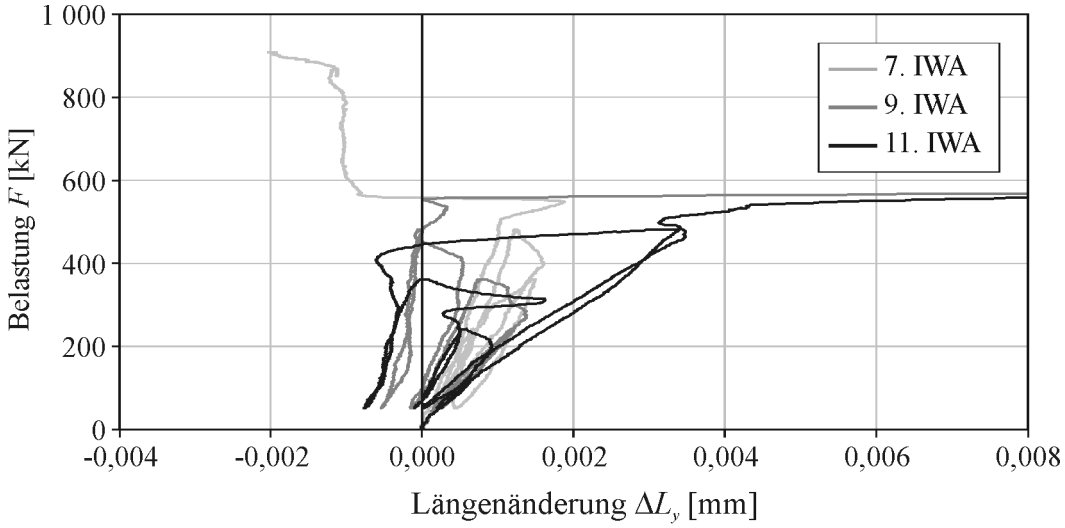

Detail 2

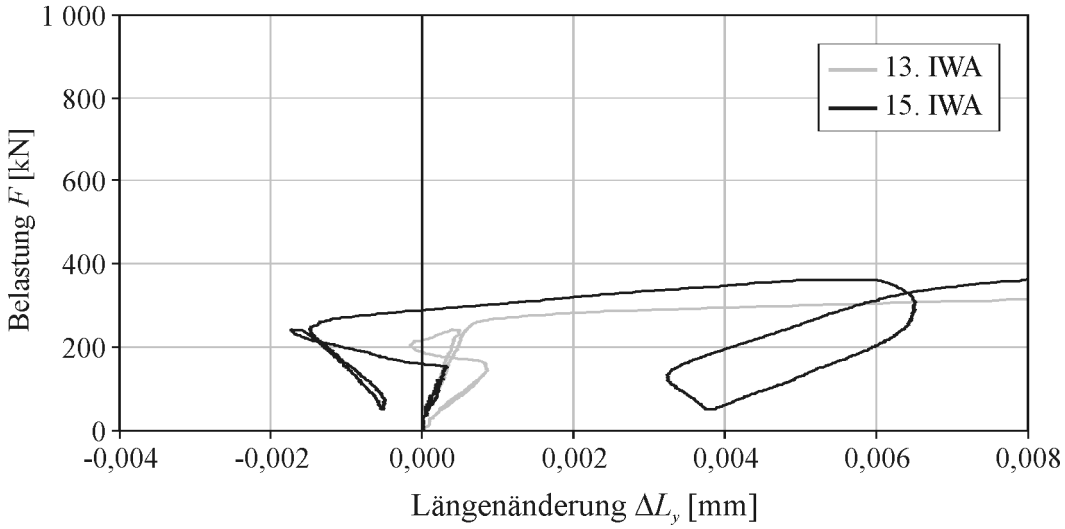
G.19 Plattenbalken 2-PB-S/4(1)

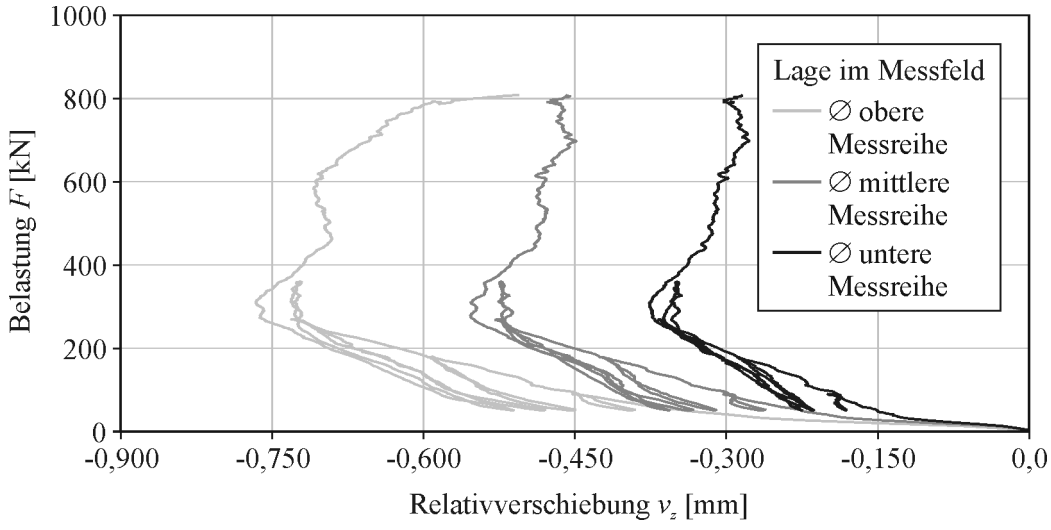


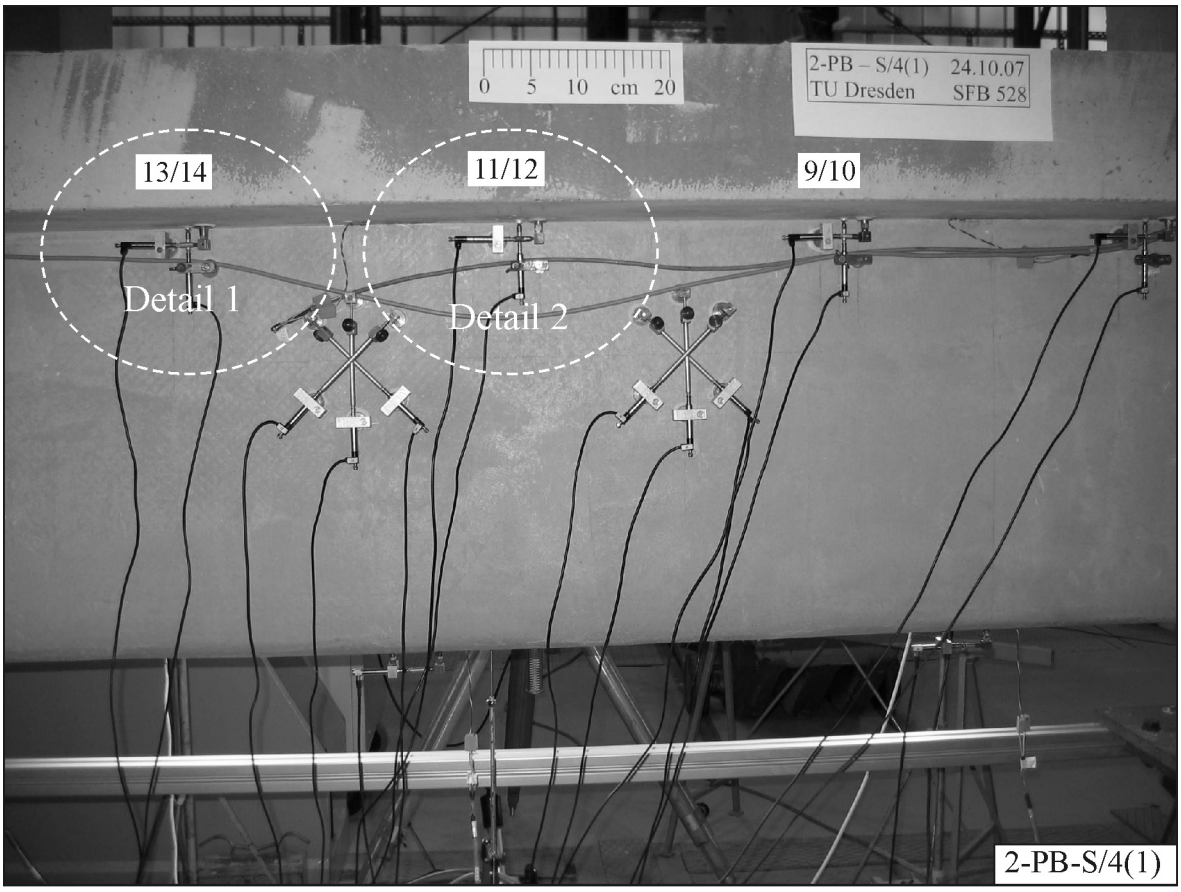





1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
0,008
Längenänderung ΔL_y [mm]
7. IWA
9. IWA
11. IWA


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,004
-0,002
0,000
0,002
0,004
0,006
0,008
Längenänderung ΔL_y [mm]
13. IWA
15. IWA

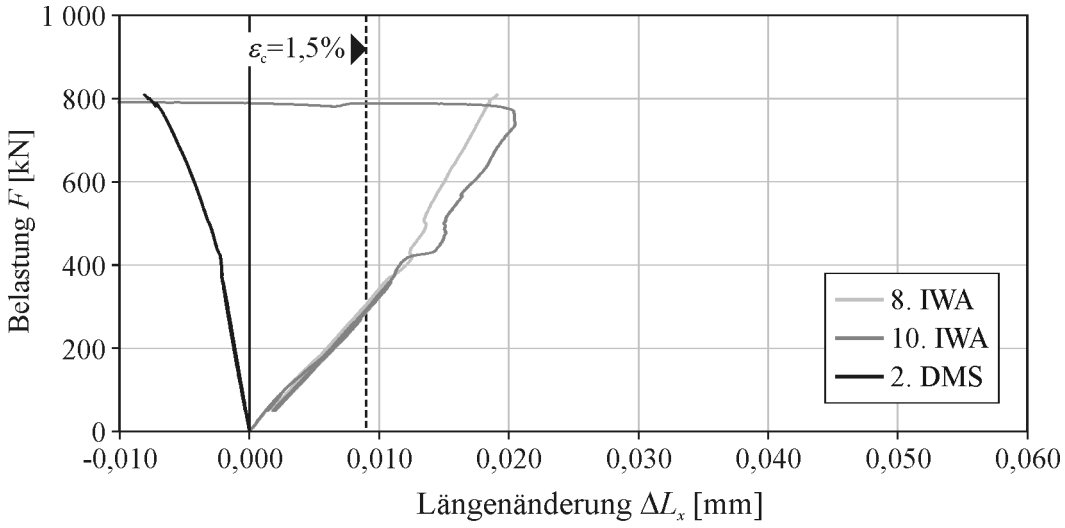

1000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
-0,900
-0,750
-0,600
-0,450
-0,300
-0,150
0,0
Relativverschiebung v_z [mm]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe

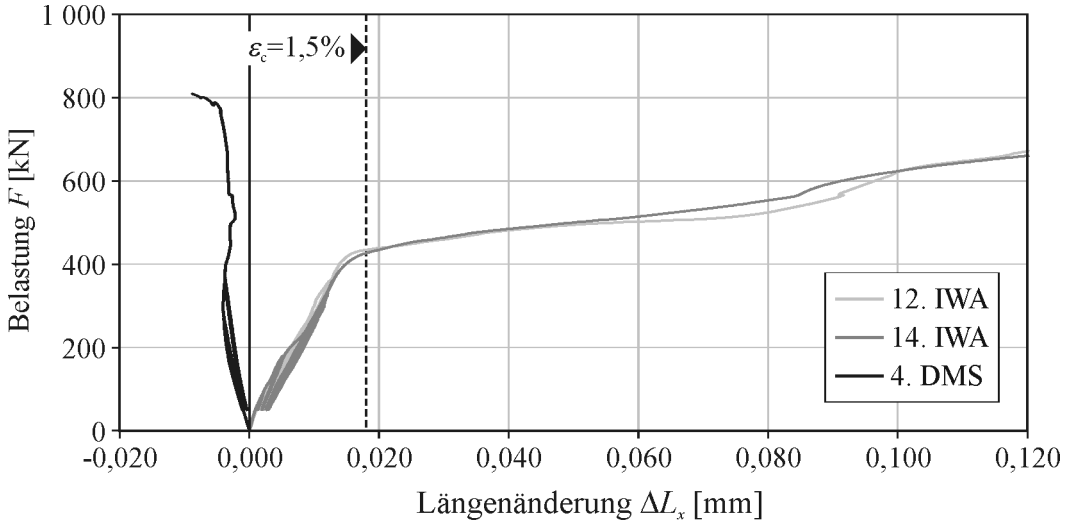

0 5 10 cm 20
2-PB – S/4(1) 24.10.07
TU Dresden SFB 528
13/14
11/12
9/10
Detail 1
Detail 2
2-PB-S/4(1)

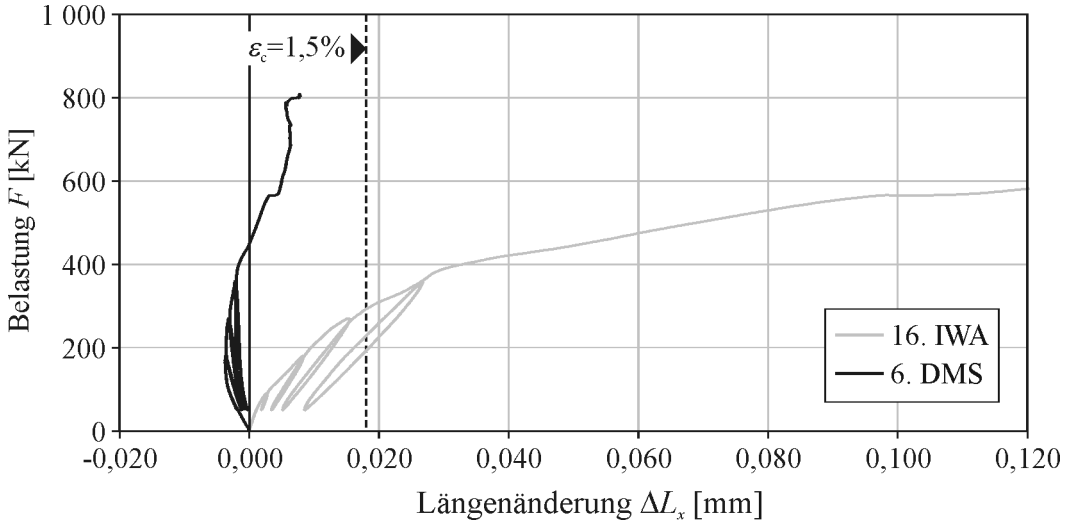
Detail 1

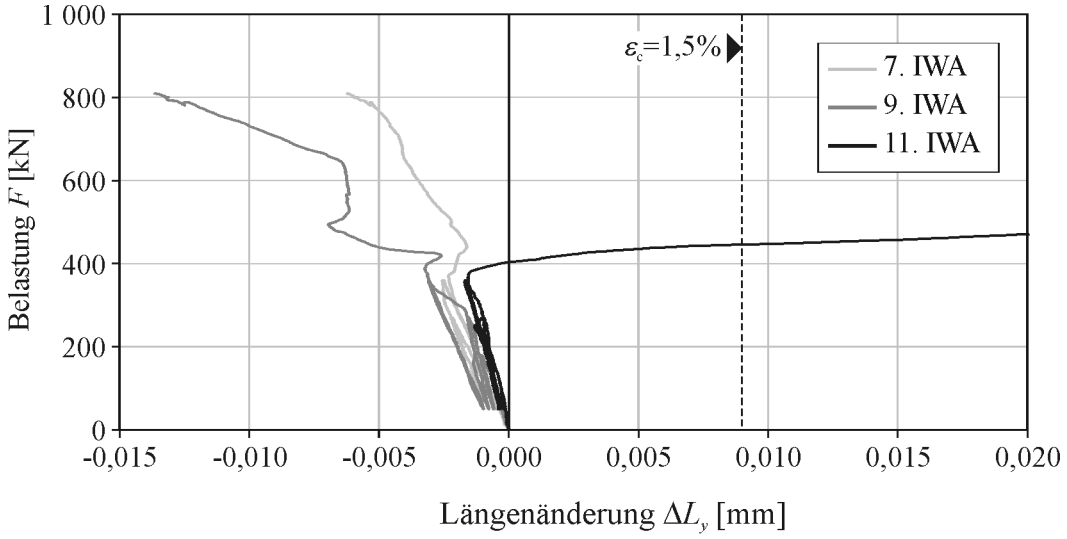
Detail 2

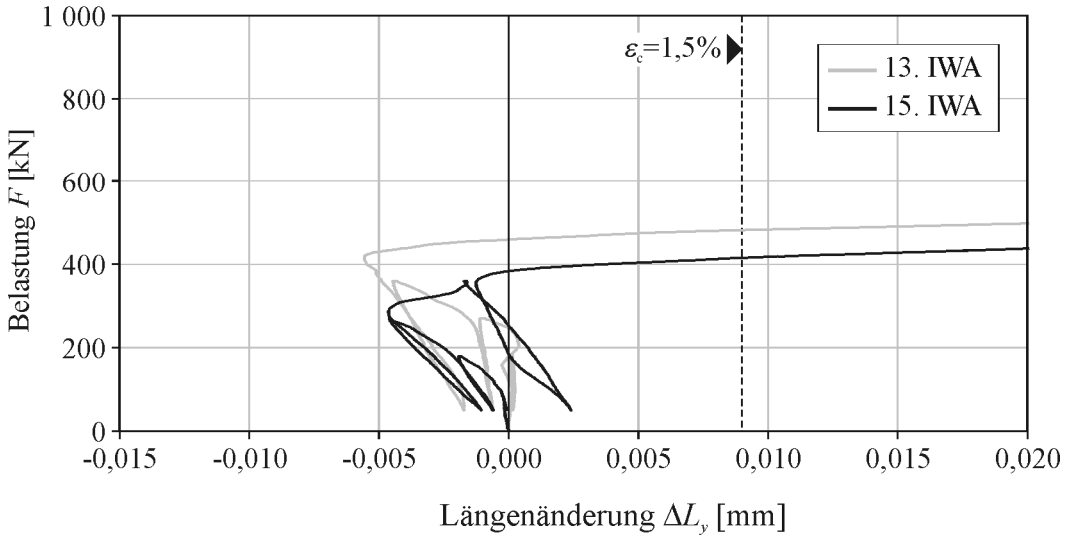
G.20 Plattenbalken 2-PB-S/4(2)

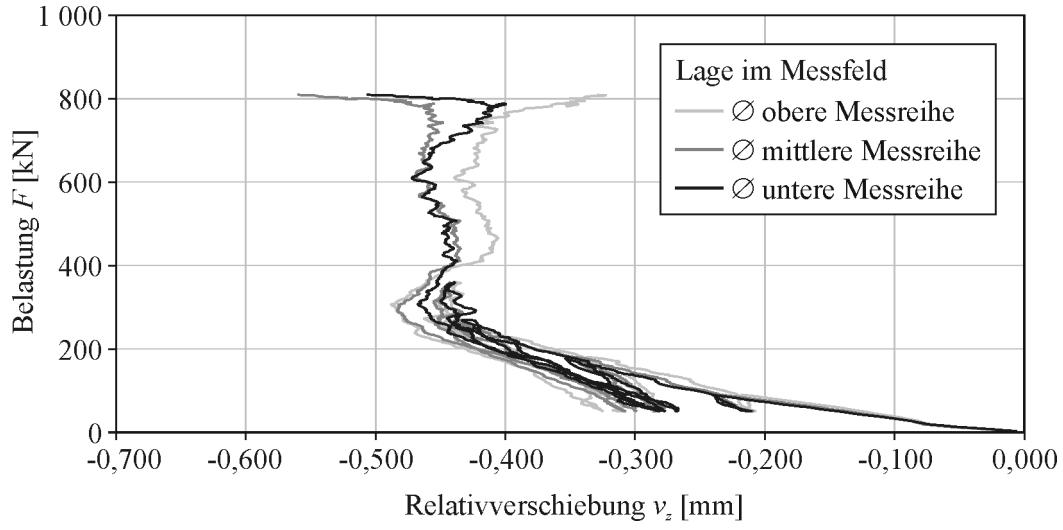


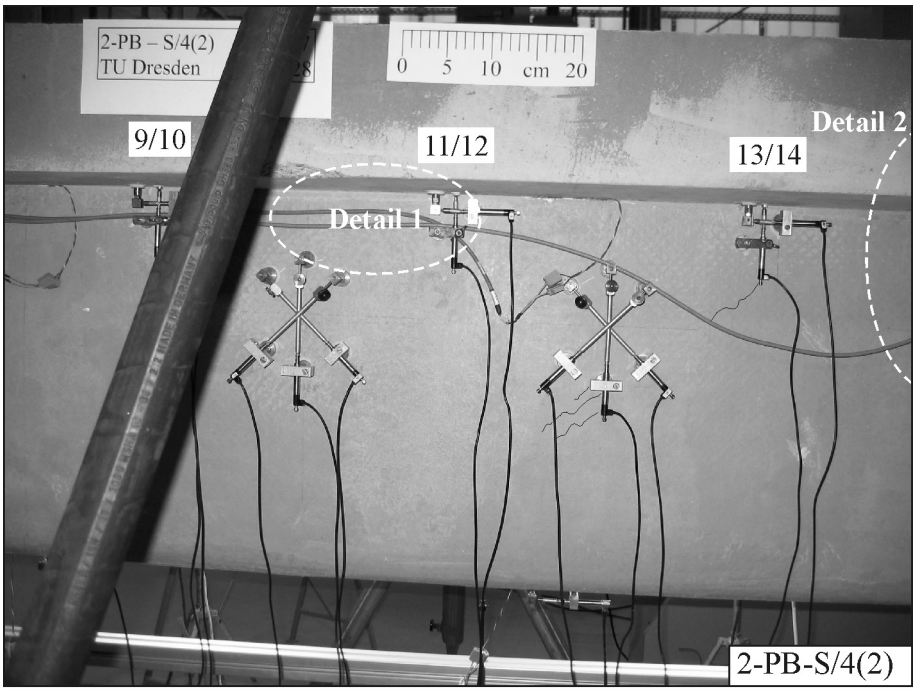




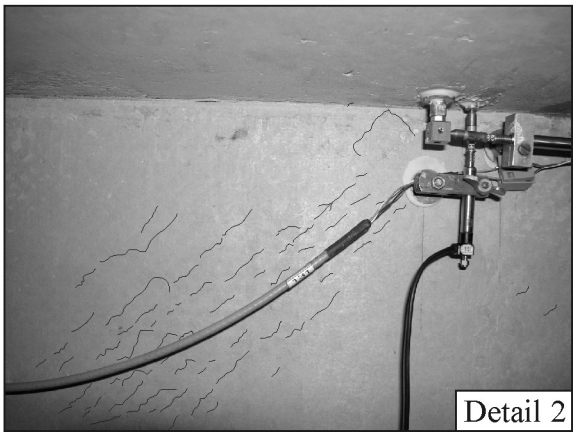

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
7. IWA
9. IWA
11. IWA
-0,015
-0,010
-0,005
0,000
0,005
0,010
0,015
0,020
Längenänderung ΔLy [mm]


1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
εc=1,5%
13. IWA
15. IWA
-0,015
-0,010
-0,005
0,000
0,005
0,010
0,015
0,020
Längenänderung ΔLy [mm]

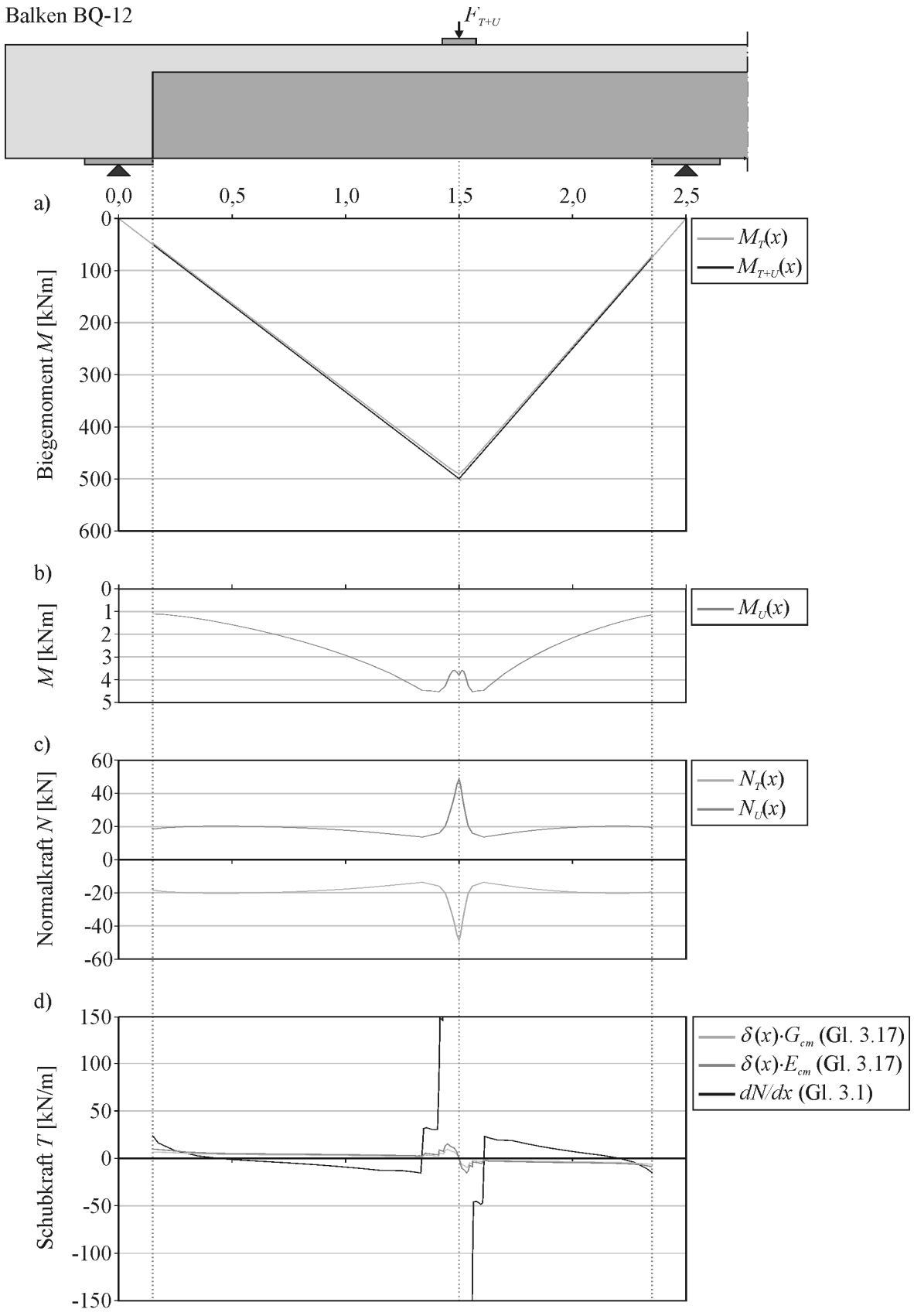

1 000
800
600
400
200
0
Belastung F [kN]
Lage im Messfeld
∅ obere Messreihe
∅ mittlere Messreihe
∅ untere Messreihe
-0,700
-0,600
-0,500
-0,400
-0,300
-0,200
-0,100
0,000
Relativverschiebung vz [mm]

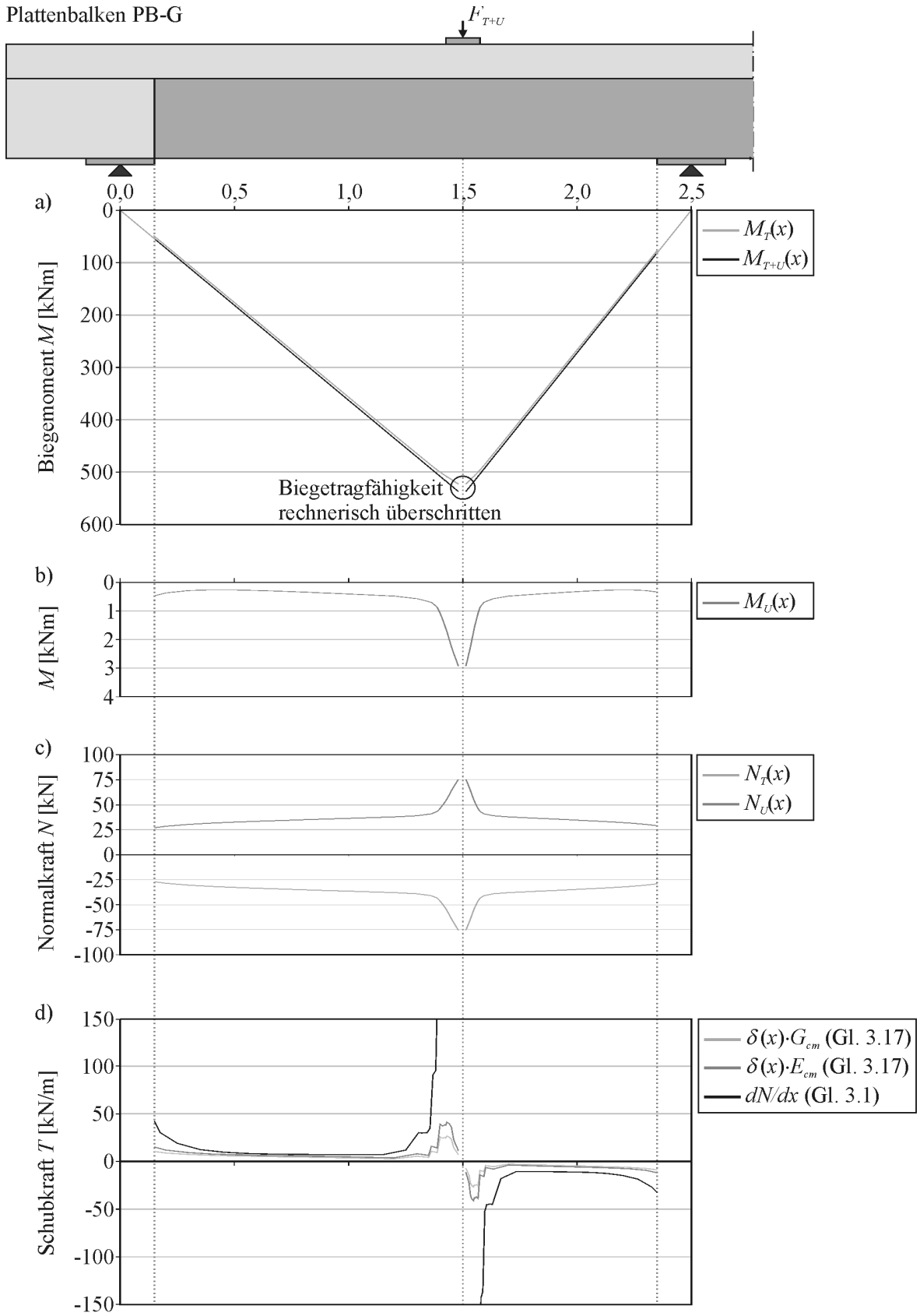

2-PB – S/4(2)
TU Dresden
0 5 10 cm 20
9/10
11/12
13/14
Detail 1
Detail 2
2-PB-S/4(2)

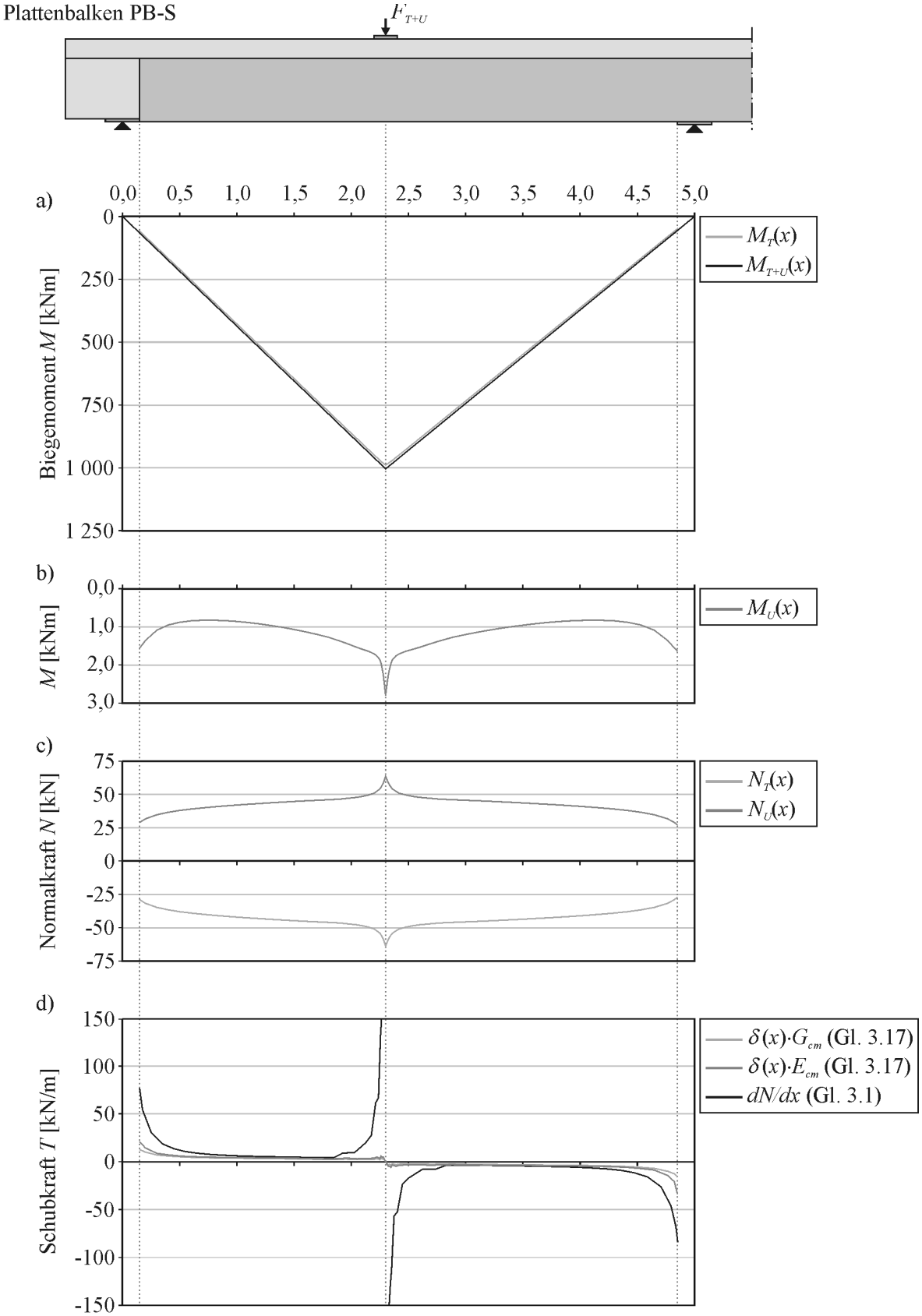
Detail 1


Detail 2

H Schnittgrößen am Verbundquerschnitt




Plattenbalken PB-G
F_{T+U}
0,0
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
a)
Biegemoment M [kNm]
0
100
200
300
400
500
600
$M_T(x)$
$M_{T+U}(x)$
Biegetragfähigkeit
rechnerisch überschritten
b)
M [kNm]
0
1
2
3
4
$M_U(x)$
c)
Normalkraft N [kN]
100
75
50
25
0
-25
-50
-75
-100
$N_T(x)$
$N_U(x)$
d)
Schubkraft T [kN/m]
150
100
50
0
-50
-100
-150
$\delta(x)\cdot G_{cm}$ (Gl. 3.17)
$\delta(x)\cdot E_{cm}$ (Gl. 3.17)
dN/dx (Gl. 3.1)


Plattenbalken PB-S
F'_{T+U}
a)
0,0 0,5 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 3,5 4,0 4,5 5,0
Biegemoment M [kNm]
0 250 500 750 1 000 1 250
$M_T(x)$
$M_{T+U}(x)$
b)
M [kNm]
0,0 1,0 2,0 3,0
$M_U(x)$
c)
Normalkraft N [kN]
75 50 25 0 -25 -50 -75
$N_T(x)$
$N_U(x)$
d)
Schubkraft T [kN/m]
150 100 50 0 -50 -100 -150
$\delta(x)\cdot G_{cm}$ (Gl. 3.17)
$\delta(x)\cdot E_{cm}$ (Gl. 3.17)
dN/dx (Gl. 3.1)

I Formelzeichen

I.1 Buchstaben

A	Fläche
C	Federkonstante des Verbindungsmittels
D	Druckkraft
E	Elastizitätsmodul
F	Gesamtbelastung des Trägers; Kraft
I	Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment)
L	Stützweite eines Trägers
M	Biegemoment
N	Normalkraft
S	Schwerpunkt, Summe der Abstandquadrate
T	Schubkraft in der Verbundfuge der Teilquerschnitte
V	Querkraft
Z	Zugkraft

a	Abstand zwischen Auflager und Einzellast
d	statische Nutzhöhe
a/d	Schubschlankheit
e	Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte
h	Höhe des Querschnitts oder Querschnittteils
t	Tiefe der Ringbohrung
u	Längenänderung infolge Normalkraft
$\vec{v}$	Richtungsvektor der Verschiebung
w	Durchbiegung, Biegelinie
w/z	Wasserzementwert
Δx	Verschiebung in x-Richtung
Δy	Verschiebung in y-Richtung
z	Hebelarm der inneren Kräfte

$\tan\alpha$	Verdrehung
δ	Relativverschiebung zwischen den Teilquerschnitten
ε	Dehnung
φ	Richtung der Dehnung
γ	Neigungswinkel der textilen Bewehrung
λ	Beiwert zur Berechnung der Schubkraft
ρ	Bewehrungsgrad
τ	Schubspannung in der Verbundfuge

I.2 Indizes

A	Auflager
B	Bogen
BA	Bogenanfang
BE	Bogenende
L	Lasche
LE	Lasteinleitung
M	infolge Biegemoment
N	infolge Normalkraft
R	Bauteil mit Verstärkung, Resultierende
SW	Stabwerk
T	Plattenbalken
U	Verstärkungsschicht
V	Querkraft

at	infolge Haftzug
b	Druckgurt
f	Flansch
h	horizontal
m	Mittelwert
s	Bewehrungsstahl

t textile Bewehrung

u Bruchzustand

v vertikal

Vu infolge Schub

w Steg

y Stahlbewehrung

z Hebelarm der inneren Kräfte

$\tan\alpha$ infolge Verdrehung

$\Delta\varepsilon$ infolge des Dehnungsunterschieds der Teilquerschnitte

ϑ Neigungswinkel der Druckstrebe im Längsschnitt

ϑ Neigungswinkel des Druckbogens im Querschnitt (Verankerungsbereich)

I.3 Buchstaben mit Indizes

A_{sw} Querschnittfläche der Stahlbügelbewehrung

E_{cm} mittlere Elastizitätsmoduls des Altbetons

E_{sm} mittlere Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls

F_{at} Haftzugkraft

F_G Zugkraft im Filamentgarn

$F_{L,Vu}$ Verbundbruchkraft im Schubversuch

F_{Rd} Gesamtbelastung des Bauteils

F_{UV} Umlenkkraft aus Garnwelligkeit

G_{cm} mittlerer Schubmodul des Altbetons

L_0 Messlänge zu Beginn des Versuches (Ausgangslänge)

L_1 Abstand zwischen linkem Auflager und Stelle der Lasteinleitung

L_2 Abstand zwischen rechtem Auflager und Stelle der Lasteinleitung

ΔL Längenänderung

$K_{B,R}$ Biegesteifigkeit des Bauteils mit Verstärkung

$K_{B,St}$ Steineranteil der Biegesteifigkeit

R_f Biegezugfestigkeit des Feinbetons am Prisma

R_c Druckfestigkeit des Feinbetons am Prisma

U_R Resultierende der Umlenkspannung

V_{Ed} einwirkende Querkraft

V_R Querkraftwiderstand

$V_{Rd,c}$ Betontraganteil des Querkraftwiderstandes

$V_{R,\max}$ Querkraftwiderstand der Druckstrebe

a_1 Breite des Auflagers

a_2 Breite der Lasteinleitung

a_R vertikaler Abstand zwischen dem Punkt des Neigungswechsels innerhalb der Druckstreben und der Unterkante der Platte eines Plattenbalkens

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Nutzhöhe, Stegbreite

c_j Rauigkeitsbeiwert in Verbundfugen (DIN1045-1)

d_1 Abstand der Resultierenden der Biegezugbewehrung vom unteren Bauteilrand

d_2 Abstand der Resultierenden der Biegedruckzone vom oberen Bauteilrand

e_T Abstand der Schwerpunkte von Plattenbalken und Bauteil mit Verstärkung

e_U Abstand der Schwerpunkte von Verstärkung und Bauteil mit Verstärkung

f_{at} Haftzugspannung

$f_{c,at}$ Haftzugfestigkeit des Altbetons

f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Altbetons

$f_{cm,cube}$ Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Altbetons

$f_{cm,zyl}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Altbetons

$f_{ctk;0,05}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Altbetons

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit

$f_{ct,sp}$ Spaltzugfestigkeit des Altbetons

$f_{t,at}$ Haftzugfestigkeit in der 1. Textilebene

f_{tm} Mittelwert der Bruchspannung der Betonstahlbewehrung

$f_{t,u}$ Bruchspannung der textilen Bewehrung

f_y Stahlspannung

f_{ym} Mittelwert der Streckgrenze der Betonstahlbewehrung

$k_{A,eff}$ wirksamer Flächenanteil eines textilen Geleges

l_B Bogenlänge

l_V Verankerungslänge der textilen Bewehrung

$l_{V,eff}$ wirksame Verankerungslänge der textilen Bewehrung

s_{max} maximaler Bügelabstand

s_w Bügelabstand

t_m mittlere Dicke der Verstärkungsschicht

w_k Rissbreite

z_1 vertikaler Abstand zwischen der Resultierenden der Biegezugbewehrung und dem Punkt des Neigungswechsels innerhalb der Druckstrebe; Höhe der unteren Druckstrebe

z_2 vertikaler Abstand zwischen dem Punkt des Neigungswechsels innerhalb der Druckstrebe und der Resultierenden der Biegedruckzone; Höhe der oberen Druckstrebe

β_R Rissneigung

ε_1 Hauptdehnung

ε_2 Hauptstauchung

$\Delta\varepsilon$ Dehnungsunterschied der Teilquerschnitte

$\varepsilon_{s,pl}$ Stahldehnung bei Erreichen der Streckgrenze

ε_{su} rechnerische Bruchdehnung des Bewehrungsstahls

ε_{xx} Dehnung in x-Richtung

ε_{yy} Hauptstauchung

φ_2 Neigungswinkel der Hauptdehnung

γ_b Neigung der oberen Druckstrebe im Fachwerkmodell der textilen Bewehrung

γ_{xy} Verzerrung

η_1 Beiwert nach DIN 1045-1

ρ_f Verstärkungsgrad

σ_{I} Hauptzugspannung

σ_{II} Hauptdruckspannung

σ_S Standardabweichung