

**Querkrafttragfähigkeit von historisch  
mit Betonstabstahl bewehrten und mit  
geklebter Bewehrung biegeverstärkten  
Betonbauteilen**

**T 3272**

T 3272

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2012

ISBN 978-3-8167-8707-5

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

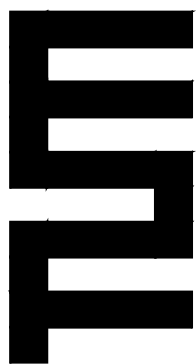
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)



TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN  
INSTITUT FÜR BAUSTOFFE UND KONSTRUKTION  
LEHRSTUHL FÜR MASSIVBAU

**"Querkrafttragfähigkeit von  
historisch mit Betonstabstahl  
bewehrten und mit geklebter  
Bewehrung biegeverstärkten  
Betonbauteilen"**

**Konrad Zilch  
Roland Niedermeier  
Wolfgang Finckh**

**Forschungsbericht  
September 2011**

gefördert durch das  
Deutsche Institut für Bautechnik  
(P 52-5 7.302-1367/11)





Technische Universität München  
Institut für Baustoffe und Konstruktion  
Lehrstuhl für Massivbau  
Univ.- Prof. Dr.- Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. K. Zilch  
Dr.- Ing. Roland Niedermeier  
Dipl.-Ing. Wolfgang Finckh

Briefanschrift:  
80290 München

Hausanschrift:  
Gebäude N6  
Theresienstraße 90  
80333 München

Tel.: +49 / 89 / 289 – 23039  
Fax.: +49 / 89 / 289 – 23046  
e-mail: massivbau@tum.de

## **Querkrafttragfähigkeit von historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen**

### **Kurzfassung:**

Im Rahmen dieses Berichtes wird die Querkrafttragfähigkeit von historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen untersucht. Dazu wurden zunächst auf Grundlage der vorherigen Untersuchungen des DAfStb Heft 594 zusätzlich 14 Querkraftversuche an historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen durchgeführt. Im Rahmen dieser Versuche wurden, um die historischen Bauteile zu simulieren, glatte Betonstabstähle in Kombination mit einem niedrigfesten Beton verwendet. Dabei wurden sowohl Bauteile mit Querkraftbewehrung und ohne Querkraftbewehrung untersucht, als Biegeverstärkung wurden bei diesen Versuchen sowohl aufgeklebte, wie auch in Schlitze verklebte CFK-Lamellen verwendet. Im Rahmen dieser Versuchserie wurden neben Einfeldträgerversuchen auch zwei Versuche an Zweifeldträgern durchgeführt, mit der Besonderheit, dass als Stützmomentenbewehrung lediglich die geklebte Bewehrung vorhanden war.

Im Anschluss an die durchgeführten Versuche wurden ausgewählte Versuche aus diesem Bericht und dem DAfStb Heft 594 mit einer nichtlinearen Finiten Elemente Berechnung nachgerechnet. Aufbauend auf dieser Nachrechnung wurden weitere Versuche simuliert.

Mithilfe der durchgeführten Versuche und der numerischen Simulation sowie Vergleiche mit zahlreichen historischen Querkraftversuchen konnte gezeigt werden, dass die Querkraftbemessung nach der der DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit dem zugehörigen nationalen Anwendungsdokument auch auf historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen angewendet werden kann. Desweiteren konnte gezeigt werden, dass die Verbundeigenschaften der Bewehrungsstränge zwar einen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten haben, dieser jedoch von untergeordneter Bedeutung ist.

## **Shear resistance of historic, steel bar-reinforced structural members subsequently reinforced for flexure with adhesive reinforcing**

### **Synopsis:**

This report investigates the shear resistance of historic concrete members reinforced with steel bars and subsequently strengthened for flexure using adhesive reinforcing. Initially, 14 shear tests were performed on historic, bar-reinforced members with adhesive flexural strengthening in addition to and based on previous investigations presented in DAfStb Heft 594. In order to simulate the historic members in these tests, smooth reinforcing steel bars were used in combination with low-strength concrete. Both members with and without shear reinforcing were investigated and for the flexural strengthening the adhesively applied CFRP strips were placed on either the surface or in slits cut into the members. As part of the test series not only simply-supported girders were investigated but two experiments involved two-span continuous beams with the peculiarity that only the adhesive reinforcing was present to resist the support moment.

After these tests, selected experiments both from this research as well as some presented in DAfStb Heft 594 were simulated using finite elements. Based on these recalculations, further tests were then simulated.

Using these experiments and numeric simulations as well as comparisons with numerous historic shear tests it could be shown that shear design according to DIN EN 1992-1-1 in conjunction with the respective National Annex can be applied also to historic, steel bar-reinforced members strengthened for flexure with adhesive reinforcing. Furthermore, it was shown that the bond properties of the reinforcement bars do influence the shear behaviour but that this effect is of subordinate importance.

## **Résistance aux efforts de cisaillement des éléments de construction en béton armé historique avec des barres en acier, et renforcés contre la flexion avec des armatures collées**

### **Résumé :**

Ce rapport a pour objectif de tester la résistance aux efforts de cisaillement des éléments de construction en béton traditionnels armés avec des barres en acier, et renforcés contre la flexion avec des armatures scellées. Dans un premier temps, un supplément de 14 tests d'efforts de cisaillement sur des éléments de construction en béton traditionnels armés avec des barres en acier, et renforcés contre la flexion avec des armatures scellées, a tout d'abord été réalisé sur la base des études préalablement réalisées dans le cadre du cahier 594 de la directive allemande DAfStb. Afin, dans le cadre de ces tests, de simuler les éléments de construction traditionnels, des barres d'armature en acier planes ont été utilisées en combinaison avec un béton à faible résistance mécanique. Pour cela des éléments de construction avec et sans armatures contre les efforts de cisaillement ont été testés, et en guise de renforts anti-flexion, ceux sont des lamelles en polymère renforcé en fibre de carbone (PRFC) scellées ou collées en fentes qui ont été utilisées dans le cadre de ces tests. Dans le cadre de cette série de tests, en plus des tests sur poutre à une travée, deux tests sur des poutres à deux travées ont été réalisés, avec la particularité que l'armature scellée faisait office d'armature pour les moments d'appui.

A la fin des tests réalisés, une sélection de tests issus de ce rapport et du cahier 594 de la directive allemande DAfStb a fait l'objet de nouveaux calculs effectués par analyse non-linéaire par éléments finis. Des tests supplémentaires ont ensuite été simulés sur la base de ces nouveaux calculs.

Grâce aux tests effectués et à la simulation numérique ainsi qu'aux comparaisons avec de nombreuses études d'efforts de cisaillements traditionnelles, il a pu être démontré que la mesure des efforts de cisaillement selon la norme DIN EN 1992-1-1 en relation avec le manuel d'utilisation national respectif peut également être utilisé pour les éléments de construction en béton traditionnels armés avec des barres en acier, et renforcés contre la flexion avec des armatures scellées. Il a par ailleurs pu être démontré que s'il est vrai que les propriétés de liaison des barres de renforcement ont une influence sur les efforts de cisaillement, celle-ci reste toutefois minimale.

## **Vorwort:**

Der vorliegende Bericht über die Querkrafttragfähigkeit von historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen stellt aus Sicht der Autoren eine Ergänzung zu dem DAFStb Heft 594 [96] dar, in welchem die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit aufgeklebter Bewehrung an Bauteilen mit derzeitigen Bewehrungsführungen untersucht wurde.

Aus diesem Grund werden in diesem Bericht nicht alle Details zur geklebten Bewehrung wiedergegeben und es wird nur speziell auf die Querkrafttragfähigkeit eingegangen. Um einen Einblick über die Besonderheiten von nachträglich mit geklebter Bewehrung verstärkten Betonbauteil zu erhalten empfehlen die Autoren die Lektüre der DAFStb Hefte 591 [97], 592 [95], 593 [10], und 594 [96].

Das Forschungsvorhaben zu dem vorliegenden Bericht wurde finanziell durch das Deutsche Institut für Bautechnik unterstützt. Die für die experimentellen Untersuchungen benötigten Betonbauteile wurden durch die Firma Laumer Bautechnik GmbH kostenlos zur Verfügung gestellt. Desweiteren wurden die Verstärkungsmaterialien soweit nicht noch aus dem vorherigen Forschungsvorhaben vorhanden durch die Firma Sika Deutschland GmbH und der Firma MC-Bauchemie zur Verfügung gestellt.

Die Autoren möchten sich an dieser Stelle bei den Unterstützern des Forschungsvorhabens bedanken. Desweitere sei den studentischen Hilfskräften Alexander Schkarlat und Markus Kresser sowie den Diplomanten bzw. Masteranten Zheng Li und Remus Tecusan für die Mitwirkung und Unterstützung im Rahmen des Forschungsvorhabens gedankt

## Inhalt:

<b>0</b>	<b>Abkürzungen und Bezeichnungen .....</b>	<b>IX</b>
<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Stand des Wissens.....</b>	<b>2</b>
2.1	Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von mittels geklebter Bewehrung verstärkter Stahlbetonbauteile .....	2
2.1.1	Allgemeines .....	2
2.1.2	Untersuchungen im DAfStb Heft 594.....	2
2.2	Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit historisch bewehrter Stahlbetonbauteile .....	2
2.2.1	Allgemeines .....	2
2.2.2	Untersuchungen von Bach und Graf .....	3
2.2.3	Untersuchungen von Leonhardt und Walter.....	4
2.2.4	Untersuchungen von Collins.....	5
2.3	Normative Situation.....	6
2.3.1	Historische Entwicklung.....	6
2.3.2	Formulierungen in der DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit dem Deutschen NAD.....	10
2.3.3	Formulierungen im Gelbdruck der DAfStb-Richtlinie.....	12
2.4	Zukünftige Entwicklung.....	13
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen .....</b>	<b>15</b>
3.1	Vorbemerkung .....	15
3.2	Versuchsprogramm .....	15
3.3	Materialien und Verarbeitung.....	16
3.3.1	Beton.....	16
3.3.2	Betonstahl.....	17
3.3.3	CFK-Lamellen.....	18
3.3.4	Epoxidharzklebstoff.....	18
3.3.5	Verarbeitung .....	18
3.4	Versuche zum Verbundverhalten einbetonierter Bewehrung.....	19
3.4.1	Versuchsdurchführung.....	19
3.4.2	Ergebnisse .....	19
3.4.3	Auswertung.....	20
3.5	Querkraftversuche an Einfeldträgern.....	21
3.5.1	Versuchsdurchführung.....	21
3.5.2	Versuche an Balken.....	22
3.5.3	Versuche an Einfeldplatten.....	35
3.6	Querkraftversuche an Zweifeldträgern .....	45
3.6.1	Versuchsdurchführung.....	45
3.6.2	Versuche an Zweifeldplatten .....	46
<b>4</b>	<b>Nummerische Modellierung .....</b>	<b>49</b>
4.1	Allgemeines .....	49
4.2	Modellierung .....	49
4.2.1	Allgemeines .....	49
4.2.2	Beton.....	49
4.2.3	Betonstahl.....	51
4.2.4	CFK-Lamellen.....	51
4.2.5	Verbund .....	51
4.3	Validierung der Modellierung Anhand der Versuche .....	53
4.4	Simulation ausgewählter Bauteile.....	60
4.4.1	Bauteile ohne Querkraftbewehrung.....	60
4.4.2	Bauteile mit Querkraftbewehrung .....	62
<b>5</b>	<b>Beurteilung der Ergebnisse .....</b>	<b>65</b>

5.1	Beurteilung der experimentellen Ergebnisse .....	65
5.1.1	Beurteilung der experimentellen Ergebnisse der Bauteile ohne Schubbewehrung .....	65
5.1.2	Beurteilung der experimentellen Ergebnisse der Bauteile mit Schubbewehrung .....	68
5.2	Auswertung von historischen Versuchen aus der Datenbank .....	70
5.2.1	Allgemeines .....	70
5.2.2	Bauteile ohne Querkraftbewehrung .....	70
5.2.3	Bauteile mit Querkraftbewehrung .....	72
5.3	Beurteilung der Ergebnisse der numerischen Simulationen .....	73
<b>6</b>	<b>Bemessungsempfehlung .....</b>	<b>74</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>75</b>
	<b>Literatur .....</b>	<b>76</b>
	<b>Anhang A - Bewehrungspläne .....</b>	<b>81</b>
	<b>Anhang B – Versuchsergebnisse .....</b>	<b>87</b>
	<b>Anhang C – Versuchsergebnisse der Ausziehversuche .....</b>	<b>122</b>
	<b>Anhang D – Übersicht über die historischen Querkraftversuche .....</b>	<b>126</b>

## **0 Abkürzungen und Bezeichnungen**

Im Rahmen dieses Berichtes wurden die Formelzeichen gemäß DIN EN 1992-1-1 [51] verwendet. Die für die Verstärkung mit geklebter zusätzlich nötigen Formelzeichen wurden gemäß des Gelbdruckes der DAFStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] verwendet. Sollten weitere Formelzeichen notwendig sein, werden diese bei der ersten Verwendung erläutert.

# 1 Einleitung

Das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung hat sich als Bauverfahren in der Praxis etabliert. Wegen der wirtschaftlichen Bedeutung wurde in den letzten Jahren intensiv an dem Verfahren der geklebten Bewehrung geforscht. Derzeit wird die Bemessung der Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung durch die Ausarbeitung einer Richtlinie [20] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton neu geregelt. Bei der Ausarbeitung dieser Richtlinie wurde darauf geachtet, dass die erstellten Bemessungsgleichungen auf mechanischen Grundsätzen basieren. Dazu wurde unter anderem das Verbundforschungsvorhaben „Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton durchgeführt. In diesem Forschungsvorhaben wurde neben der Verbundtragfähigkeit unter statischer [95] und dynamischer Beanspruchung [10] auch die Querkrafttragfähigkeit [96] betrachtet. Anhand von mehreren Querkraftversuchen mit aufgeklebten und in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen zur Biegeverstärkung wurde festgestellt, dass für verstärkte Bauteile mit geripptem Betonstahl die Bemessung nach der DIN EN 1992-1-1 [51] prinzipiell angewendet werden kann. Aufgrund der geringen Versuchsanzahl wurden jedoch nur Bauteile mit geripptem Betonstahl und derzeit typischen Bewehrungsverläufen geprüft. Da es sich bei den zu verstärkenden Bauteilen um Bestandsbauteile handelt, sind die Bewehrungsführungen sowie die verwendeten Betonstähle mannigfaltig [21].

Gerade bei Bauteilen vor 1972 wurden häufig schräge Aufbiegungen der Längsbewehrung als Querkraftbewehrung eingesetzt sowie glatte Betonstähle verwendet. Zu solchen Bewehrungsführungen existieren jedoch nur Querkraftversuche an unverstärkten Betonbauteilen.

Da die derzeitigen Euronormen jedoch prinzipiell vom Neubau ausgehen<sup>1</sup> und die Herleitung bestimmter Bemessungsgleichungen auf Versuchsauswertungen an Querkraftversuchen mit gerippter oder profilierter Längsbewehrung basieren<sup>2</sup>, ist die Anwendung dieser Bemessungsgleichungen nicht zwangsläufig auf der sicheren Seite. In vielen Fällen hat man jedoch auch festgestellt, dass bei einer Anwendung des Bemessungskonzeptes des Eurocodes auf Bestandsbauteile diese nicht mehr tragfähig wären, obwohl diese nach alten Normen richtig bemessen worden sind.

Mithilfe von Querkraftversuchen an mit Glattstahl bewehrten Stahlbetonbauteilen, welche mit geklebter Bewehrung auf Biegung verstärkt worden sind, sowie mit einer numerischen Nachrechnung und einem Vergleich mit historischen Querkraftversuchen wird in diesem Bericht untersucht in wie weit die derzeitigen Bemessungsvorschriften auf historisch bewehrte Bauteile, welche mit geklebter Bewehrung verstärkt wurden angewendet werden kann.

Dazu werden zunächst in Abschnitt 2 die Grundlagen und der bisherigen Stand des Wissens kurz zusammengefasst. In Abschnitt 3 werden darauffolgend die in diesem Vorhaben durchgeführten Versuche beschrieben. Darauf aufbauend werden in Abschnitt 4 die im Rahmen dieses Projektes durchgeführten numerischen Untersuchungen beschreiben und überprüft. Die Ergebnisse der Versuche sowie der numerischen Modellierung und einiger aus der Literatur vorhandenen Querkraftversuche werden dann in Abschnitt 5 den derzeitigen Bemessungsregeln für die Querkrafttragfähigkeit gegenübergestellt. Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen wird abschließend in Abschnitt 6 eine Bemessungsempfehlung für die Querkrafttragfähigkeit von historisch bewehrten Bauteilen, welche mit geklebter Bewehrung verstärkt wurden angeben.

---

<sup>1</sup> Vergleiche DIN EN 1990 [49] Vorwort

<sup>2</sup> Zum Beispiel basierte die Bemessungsgleichung (6.2a) der DIN EN 1992-1-1 [51] für  $V_{Rd,c}$  auf der Auswertung der Querkraftdatenbank [63] von Versuchen mit geripptem und profiliertem Betonstahl.



## **2 Grundlagen und Stand des Wissens**

### **2.1 Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von mittels geklebter Bewehrung verstärkter Stahlbetonbauteile**

#### **2.1.1 Allgemeines**

Zur direkten Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen, welche mit geklebter Bewehrung auf Biegung verstärkt wurden stehen nur wenige Untersuchungen zur Verfügung. In Deutschland wurden diese Fragestellungen im Rahmen des Forschungsvorhabens von Zilch et al. [98] tangiert und in der Arbeit von Schmidhuber [84] [85] aufgrund theoretischer Überlegungen behandelt. Aufgrund der Ergebnisse von Schmidhuber sowie weiterer Fragestellungen wurde mithilfe von experimentellen und theoretischen Untersuchungen die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit geklebter Bewehrung in Zilch et al. [96] weiter untersucht. Diese Untersuchung stellt somit den letzten Stand des Wissens zu dieser Fragestellung dar.

International wurde die Fragestellung der Querkrafttragfähigkeit von mittels geklebter Bewehrung biegeverstärkter Stahlbetonbauteile nicht genauer betrachtet. Es wird im Regelfall immer davon ausgegangen, dass die Querkrafttragfähigkeit der verstärkten Bauteile auch denen der unverstärkten Bauteile nach den aktuellen Normen entspricht. Der Fokus der internationalen Forschung liegt vielmehr auf der Untersuchung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen, welche mit geklebter Bewehrung auf Querkraft verstärkt wurden.

#### **2.1.2 Untersuchungen im DAfStb Heft 594**

Im Rahmen des Forschungsvorhabens von Zilch et al. [96] wurden die folgende Problemstellungen experimentell und theoretisch untersucht:

- Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit aufgeklebter Bewehrung
- Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit in Schlitzen verklebter Bewehrung
- Versatzbruchbildung und deren Vermeidung
- Querkraftverstärkung

Dazu wurden zunächst sieben Querkraftversuche mit aufgeklebten CFK-Lamellen und vier Querkraftversuche mit in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen sowohl mit als auch ohne Querkraftverstärkung durchgeführt. Aufbauend auf diese Versuche wurden zu jedem der genannten Themen bisherige Modelle analysiert und modifiziert.

Bis zur Erstellung der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ wurde die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit aufgeklebter Bewehrung durch die Grenzwerte der DIN 1045 (7.88) [34] und durch das Querkraftmodell von Schmidhuber [85] beschrieben. Bei dem Modell von Schmidhuber wird bei erhöhter Lamellendehnung die Querkrafttragfähigkeit abgemindert, da Schmidhuber davon ausgeht, dass aufgrund von erhöhten Rissbreiten die Rissverzahnung abnimmt.

Aufgrund der Versuche konnte gezeigt werden, dass die Regelungen der DIN EN 1992-1-1 [51] sowie der DIN 1045-1 (8.08) [35] für Bauteile mit aufgeklebter Bewehrung übernommen werden können. Desweiteren wurde das Modell von Schmidhuber [85] mit dem Verbundansatz nach Heft 592 [95] und realistischen maximalen Rissabständen, welche sich aufgrund der unterschiedlichen im Bestand vorhandenen Bewehrungsstähle einstellen, neu berechnet. Aufbauend auf dieser Neuberechnung konnte gezeigt werden, dass das Modell von Schmidhuber nicht maßgebend werden kann, da es vorher zu einer Verbundablösung der Lamelle kommt. In Abhängigkeit der Verbundeigenschaften der im Bestand vorhandenen Bewehrungsstähle wurden abschließend Bemessungsempfehlungen für die Querkrafttragfähigkeit von verstärkten Stahlbetonbauteilen angegeben.

Die Versuche zeigten auch, dass die Querkraftbemessung der DIN EN 1992-1-1 [51] sowie der DIN 1045-1 (8.08) [35] für Bauteile mit geripptem Betonstahl, welche durch in Schlitze verklebter Bewehrung verstärkt wurden übernommen werden können.

### **2.2 Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit historisch bewehrter Stahlbetonbauteile**

#### **2.2.1 Allgemeines**

Zum Zeitpunkt der Erstellung der historisch bewehrten Stahlbetonbauteile wurden bereits zahlreiche Versuche zu deren Tragfähigkeit durchgeführt. Diese Versuche wurden im Rahmen der Diplomarbeit von Zheng [94] gesammelt und in eine Datenbank gelistet. Da die meisten der verwendeten Versuchsberichte

nicht mehr erhältlich sind und teilweise sehr schwer zu beschaffen sind, werden die wichtigsten Untersuchungen, welche von Bach und Graf durchgeführt worden sind, nachfolgen noch einmal kurz zusammengefasst. In der Datenbank, welche in Anhang D wiedergegeben ist, sind jedoch noch mehr Versuche gelistet. Desweiteren wird noch kurz auf Untersuchungen von Leonhardt und Walther sowie auf die Untersuchungen von Collins eingegangen, welche sich experimentell direkt mit den Auswirkungen des Verbundes auf die Querkrafttragfähigkeit beschäftigen.

### **2.2.2 Untersuchungen von Bach und Graf**

Bach und Graf untersuchen in Zusammenarbeit mit Mörsch in Deutschland erstmals strukturiert das Verhalten von Balken unter hoher Querkraftbeanspruchung. Den Untersuchungen in den Heften 10 [6], 12 [4], 20 [5], 48 [3], 58 [61] und 67 [60] der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton waren sowohl von Bach wie auch von Mörsch zwei Versuchsserien vorausgegangen. Bach [2] führt vor den Untersuchungen, welche in den DAfEb Heften dokumentiert sind, 81 Versuche an Balken durch, bei welchen teilweise ein Querkraftversagen eingetreten ist. Auch Mörsch [78], [76], [75] führt für die Wayß & Freytag A.G. vorher zwei Versuchsserien durch. Nachfolgend sind die Versuche aus den Heften des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton noch einmal kurz zusammengefasst. Eine Auswertung der Versuche aus dem Heft 10, 12, 20 und 48 sind in Mörsch [77] enthalten. Die Versuche aus dem Heft 58 und 67 werden in Mörsch [79] ausgewertet.

#### **D.A.f.E.b. Heft 10**

Im Heft 10 [6] der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton „Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte; Erster Teil“ wurden Querkraftversuche an 69 Stahlbetonplattenbalken durchgeführt. Alle Bauteile hatten eine Stützweite von 3 m und wurden mit zwei Einzellasten mit einem Abstand von 1 m symmetrisch belastete. Zunächst wurden Vorversuche an zwölf Balken mit fünf verschiedenen Bewehrungsanordnungen, durchgeführt, um zu erkennen, ob die vorhandene Längsbewehrung ausreichend war, um ein Querkraftversagen zu erzeugen oder ob eine Modifikation der Versuchskörper erforderlich war. Nach der Durchführung der Vorversuche wurden die Abmessungen und Bewehrungsführungen der Hauptversuche festgelegt. Die 69 Versuchsbalken wurden in 23 Versuchsreihen unterteilt, welche jeweils die gleichen Abmessungen und Bewehrungsführungen hatte. Die Reihen 1 bis 3 hatten keine Bügelbewehrung, sonst unterschieden sich die verschiedenen Versuchsreihen durch verschiedenen Bügelbewehrungen und Querschnitt. Die Versuche, welche in diesem Bericht dokumentiert sind, hatten unterschiedliche Längsbewehrungsgrade und Bügelbewehrungsgrade. Die Längsbewehrung, glatter Betonstahl der Festigkeit von 200 bis 300 N/mm<sup>2</sup>, wurde mit unterschiedlichen Hakenformen über dem Auflager verankert. Aufgebogene Längsbewehrungsstäbe wurden bei dieser Versuchsserie nicht verwendet. Die Bügelbewehrung hatte in den verschiedenen Versuchsreihen unterschiedlichen Abmessungen und Ausführungen. Bei allen Versuchen wurden die Bügel senkrecht zur Bauteilachse angeordnet. Alle Versuche wurden mit der gleichen Betonmischung betoniert, welche circa eine Würfeldruckfestigkeit<sup>3</sup> von circa 25 N/mm<sup>2</sup> hatte. Da zur Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch keine Innenrüttler und Schalungsrüttler erfunden waren, wurde der Beton durch stampfen verdichtet.

Ziel der durchgeführten Versuche war es den Einfluss der Bügel in Abhängigkeit von ihrem Durchmesser, von ihrem Abstand und ihrer Form festzustellen. Desweiteren wurde auch der Einfluss der Stegbreite der Plattenbalken untersucht. Nach Graf [59] lieferten die Versuche Aufschluss über die zweckmäßige Verteilung der Bügel und den Einfluss der Dicke der Bügel. Auch zeigten die Versuche, dass die Bügel gezogen werden und somit verankert werden müssen.

#### **D.A.f.E.b. Heft 12**

Aufbauend auf die Untersuchungen im Heft 10 wurden im Heft 12 [4] weitere 81 Plattenbalken geprüft. Die Versuche wurden dabei mit dem gleichem Stahl sowie der gleichen Betonmischung wie bei den Versuchen im Heft 10 durchgeführt. Auch die Spannweite von 3 m und die Belastung durch zwei symmetrische Einzellasten mit dem Abstand von 1 m waren gleich wie bei den vorherigen Versuchen. Bei dieser Versuchsserie wurden verschiedenste Arten von Schrägaufbiegungen der Längsbewehrung zusammen mit orthogonaler Bügelbewehrung variiert um den Einfluss der Schrägaufbiegungen beschreiben zu können.

Nach Graf [59] wurde bei diesen Versuchen herausgefunden, dass die Aufbiegungen mit möglichst großer Abrundung erfolgen müssen, damit die örtlichen Pressungen an den Aufbiegungen so klein bleiben, dass die Zerstörung des Balkens nicht von diesen Stellen ausgeht. Entsprechend erwiesen sich die Stäbe mit großem Durchmesser weniger geeignet als Stäbe mit kleinerem Durchmesser. Die Verteilung der aufgebogenen Einlagen auf eine größere Zahl von Stäben mit kleinerem Durchmesser war von erheblichem Einfluss auf die Tragfähigkeit der Balken. Als besonders wichtig zeigte sich, dass durch Anordnung der aufgeboge-

---

<sup>3</sup> Wie es damals üblich war wurde die Druckfestigkeit an Würfeln mit Kantenlänge von 300 mm durchgeführt.

nen Stäbe den Schubkräften wirksamer ist und weniger Betonstahl benötigt wird als mit nur geraden Stäben und Bügeln.

#### **D.A.f.E Heft 20**

Als Fortsetzung der Versuche aus dem Heft 10 und 12 wurden im Heft 20 [5] Versuche an Plattenbalken mit einer Stützweite von 4 m durchgeführt. Im Gegensatz zu den bisherigen Versuchen wurden in diesem Bericht die Versuche mit acht Einzellasten, welche eine Gleichlast simulieren sollten belastet. Die Versuche in Heft 20 wurden sowohl mit Aufbiegungen der Längsstäbe die mit Bügeln in unterschiedlichen Kombinationen durchgeführt.

#### **D.A.f.E Heft 48**

Im Heft 48 [3] wurden fünf ergänzende Versuche an deutlich größeren Plattenbalken mit unterschiedlich aufgebogenen Stäbe durchgeführt. Die Versuche hatten dabei eine Stützweite von 5,4 m und wurden mit 16 Einzellasten belastet.

#### **D.A.f.E Heft 58**

Im Heft 58 [61] wurden vier Versuche an 4,6 m langen Einfeldträgern mit einem 1,4 m langen Kragarmen durchgeführt. Die Versuche wurden im Feld mit fünf Einzellasten und zwei Einzellasten am Kragarm so belastet, dass die Belastung einer Gleichlast eines Durchlaufträgers ähnelte. Die Plattenbalkenquerschnitte der Träger waren im Bereich des Mittelaufagers gevoutet ausgebildet. Sie waren in beide Richtungen gevoutet, so dass sie sowohl einen dickeren Steg wie auch eine höhere Querschnittshöhe hatte.

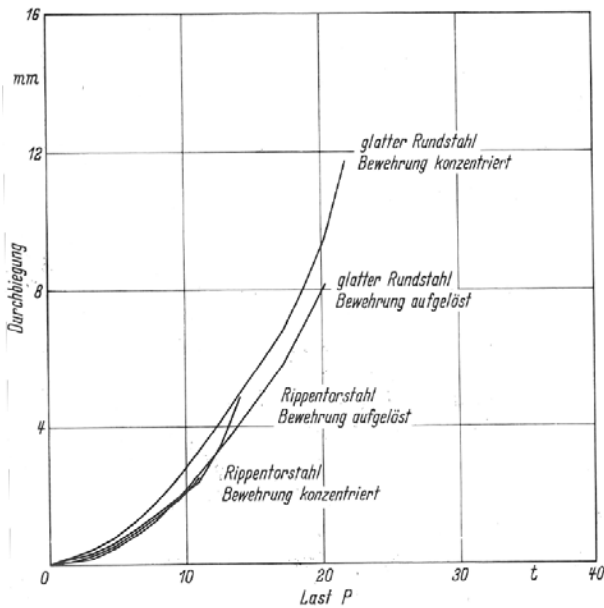
#### **D.A.f.E Heft 67**

Im sechsten Teil der Versuchsreihe, welche im Heft 67 [60] dokumentiert ist, wurden Versuche mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten durchgeführt um deren Einfluss zu ermitteln. Außerdem wurden verschiedene Bewehrungsanordnungen geprüft dazu wurden auch Versuche durchgeführt welche lediglich eine Querkraftzulage hatte. Dazu wurden im Heft 67 sechs Versuche an einfeldrigen Plattenbalken mit einer Stützweite von 5,4 m geprüft, welche durch drei Einzellasten belastet wurden. Zusätzlich wurden zwei Versuche mit der gleichen Abmessung durchgeführt, welche durch eine exzentrische Einzellast belastet waren. Desweiteren wurden acht Plattenbalken mit einer Stützweite von 4,5 m im Vierpunktbiegeversuch geprüft.

### **2.2.3 Untersuchungen von Leonhardt und Walter**

Leonhardt und Walter berichten in [71] von acht Querkraftversuchen zu Untersuchung des Einflusses des Verbundes der Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Rechteckbalken ohne Querkraftbewehrung. Die Versuche führen Sie dabei alle mit dem gleichen Bewehrungsgrad durch, jedoch verwenden sie in der einen Hälfte der Versuche glatten Betonstahl und in der anderen Hälfte gerippten Torstahl, welcher nahezu die gleiche Festigkeit hatte. Vier Versuche führt sie unter Gleichlast und vier Versuche unter Einzellast durch. Desweiteren wurden jeweils bei einigen Versuchen die Bewehrung aufgelöst und bei den anderen die Bewehrung auf zwei Stäbe konzentriert, so dass auch hier ein Unterschied im Verbundverhalten war.

Die Lastverformungskurven der Versuche sind in Bild 2.1 dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass die Bauteile mit glattem Bewehrungsstahl etwas höhere Tragfähigkeit bei deutlich größeren Verformungen haben, jedoch auch die aufgelösten Betonrippenstähle zu etwas höheren Bruchlast führen als die konzentrierten Bewehrungsstäbe.

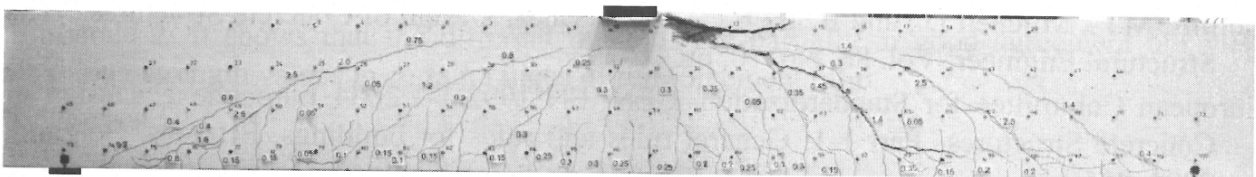


**Bild 2.1** Ergebnisse der Querkraftversuchswerte von Leonhardt und Walter [71] an Bauteilen mit unterschiedlichen Betonstählen

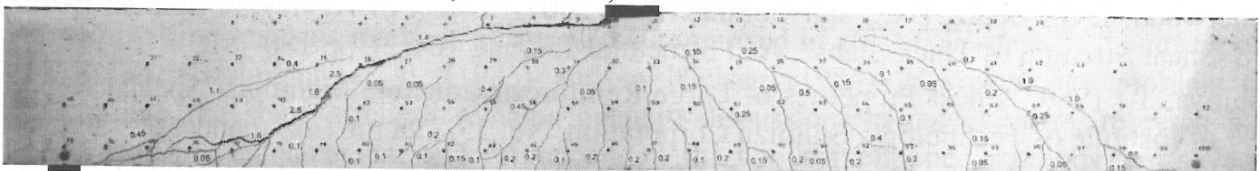
Die Versuchsergebnisse führten Leonhardt und Walter darauf zurück, dass die Balken mit Glattstahlbewehrung aufgrund des fehlenden Verbundes einen reinen Druckbogen mit Zugband bzw. ein Sprengwerk mit Zugband ausbilden und sich somit kaum Schubkräfte zwischen Beton und Betonstahl aufbauen. Jedoch stellen sie auch wiederum fest, dass es bei aufgelöster Bewehrung bei Rippentorstahl zu einer Verbesserung der Querkrafttragfähigkeit kommt, was wiederum auf die höhere Verbundtragfähigkeit der größeren Anzahl von Einzelstäben zurückzuführen ist. Aus den Versuchen lässt sich schließen, dass es bei bestimmten Verbundeigenschaften zu einem Minimum der Querkrafttragfähigkeit kommt.

### 2.2.4 Untersuchungen von Collins

Collins berichtet in [15] von Querkraftversuchen, bei welchen er den Einfluss des Verbundes der Zugbewehrung und der Querkraftbewehrung untersucht. Dazu testete er Bauteile mit gerippter innere Bewehrung und Querkraftbewehrung und ebenfalls Bauteile mit glatter Bewehrung, wobei diese die gleiche Festigkeit hatte wie die gerippte Bewehrung. Das Ergebnis der Versuche war, dass die Bauteile mit glattem Bewehrungsstahl einen circa 10% geringer Querkraftwiderstand hatten als die Bauteile mit gerippter Bewehrung. Die Bruchbilder der beiden Versuche mit und ohne Verbund sind in Bild 2.2 dargestellt.



(a) JB1: Deformed bars with no bar cutoffs, Failure Load,  $P=913$  kN



(c) JB3: Plain bars with no bar cutoffs, Failure Load,  $P=825$  kN

**Bild 2.2:** Bruchbild und Bruchlast der Versuche von Collins mit Querkraftbewehrung und unterschiedlichen Verbundbedingungen, entnommen aus [15]

Collins führt die geringere Tragfähigkeit auf die geringe Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zurück.

## **2.3 Normative Situation**

### **2.3.1 Historische Entwicklung**

#### **2.3.1.1 Allgemeines**

Im Folgenden wird ein kurzer Abriss über die Entwicklung der Deutschen und Europäischen Vorschriften zur Querkraftbemessung gegeben. Dieser geht bis zur DIN 1045 (07.88) [34] und bis zur DIN EN V 1992-1-1 [52] aus dem Jahre 1990. Diese Vorschriften wurden dann durch die DIN 1045-1 (07.01) [36], welche weitestgehend der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem Nationalen Anwendungsdokument [50] entspricht ersetzt, welche in Abschnitt 2.3.2 erläutert ist.

#### **2.3.1.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung**

##### **Entwicklung der Deutschen Normen**

Seit der Einführung der „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ [92] des Verbande Deutscher Architekten und Ingenieur- Vereine und dem Deutschen Beton-Verein im Jahre 1904 stehen Regelungen für die Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen zur Verfügung. Bis zur Einführung der DIN 1045-1 (07.01) [36] wurden für Bauteile ohne Querkraftbewehrung eine obere zulässige Schubgrenze in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse vorgegeben. In den Vorschriften von 1904 und den Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton von 1916 [19] und 1925 [17] waren diese Grenzwerte zunächst unabhängig von der Art des Bauteils. Mit der Einführung der Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton von 1932 [18] wurden unterschiedliche Grenzwerte für Platten und Balken festgelegt, wobei die der Platten etwas höher lagen, als die der Balken. Die nächste größere Änderung erfolgte mit der DIN 1045 (01.72) [32], bei welcher die für die Platten die Schubgrenzen deutlich gesenkt wurden und die Unterscheidung zwischen Platten mit gestaffelter und nicht gestaffelter Bewehrung eingeführt wurde. Die Grenzwerte für die Balken ohne Querkraftbewehrung sind nahezu gleich geblieben, wobei zusätzlich in der der DIN 1045 (01.72) [32] erstmals eine Mindestquerkraftbewehrung für Balken gefordert wird.

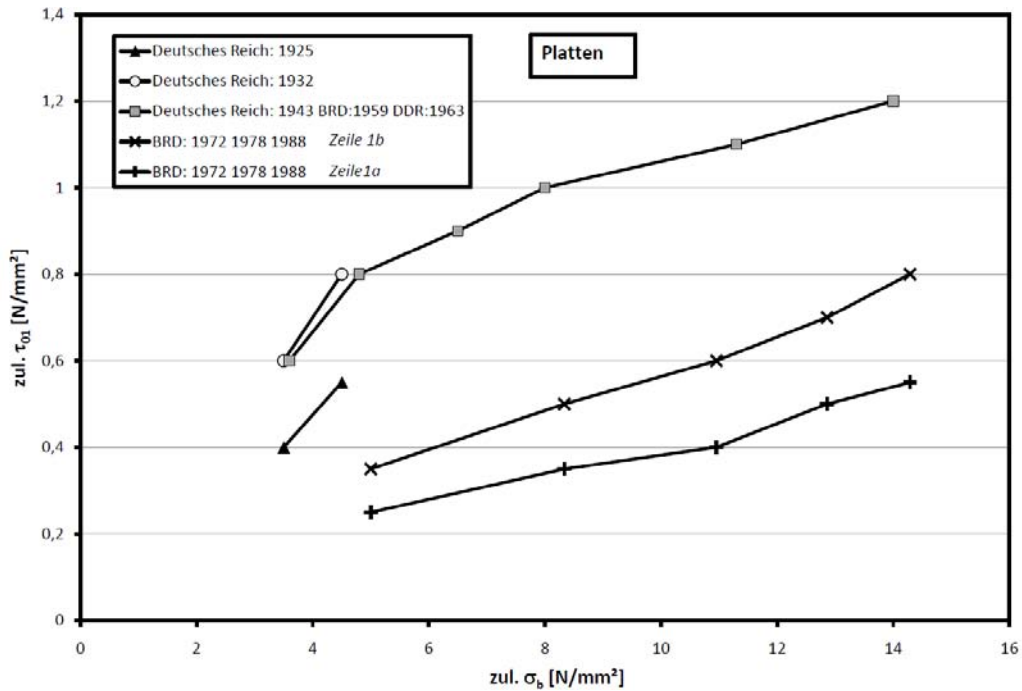
In der Tabelle 2.1 werden die zulässigen Werte für die Schubbeanspruchung und die Druckbeanspruchung der wesentlichen Deutschen Vorschriften miteinander verglichen, wobei die Formulierung und Werte der DIN 1045 (01.72) [32], DIN 1045 (12.78) [33] und der DIN 1045 (07.88) [34] identisch sind, desweiteren sind die Formulierungen von DIN 1045 (03.43) [31], DIN 1045 (11.59) [30] und der TGL 0-1045 [90] für die Querkraft ebenfalls identisch.

**Tabelle 2.1:** Schubbereichsgrenzen für Bauteile ohne Querkraftbewehrung der verschiedenen Deutschen Vorschriften

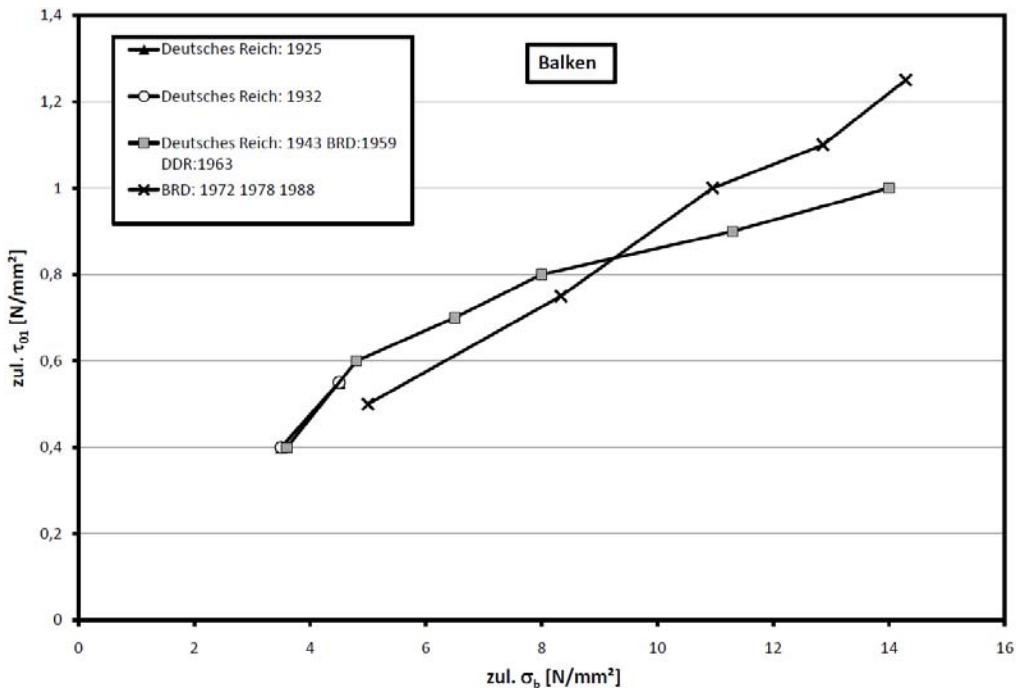
Preußen 1904 [92]	Nennfestigkeit	18					
	zul. $\sigma_b$	3,5					
	zul. $\tau_{01}$	0,45					
Deutsche Länder: 1916 [19]	Nennfestigkeit	15	18				
	zul. $\sigma_b$	3,5	3,5				
	zul. $\tau_{01}$	0,4	0,4				
Deutsches Reich: 1925 [17]	Nennfestigkeit	10	13				
	zul. $\sigma_b$	3,5	4,5				
	zul. $\tau_{01}$	0,4	0,55				
Deutsches Reich: 1932[18]	Nennfestigkeit	12	16				
	zul. $\sigma_b$	3,5	4,5				
	Balken zul. $\tau_{01}$	0,4	0,55				
	Platten zul. $\tau_{01}$	0,6	0,8				
Deutsches Reich: 1943 [31] BRD:1959 [30],[38] DDR:1963 [[90]	Nennfestigkeit	12	16	22,5	30	45	60
	zul. $\sigma_b$	3,6	4,8	6,5	8,0	11,3	14,0
	Balken zul. $\tau_{01}$	0,4	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	Platten zul. $\tau_{01}$	0,6	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
BRD: 1972 [32] 1978 [33] 1988 [34]	Nennfestigkeit	15	25	35	45	55	
	Rechenwert $\beta_R$	10,5	17,5	23,0	27,0	30	
	zul. $\sigma_b$	5,0	8,3	11,0	12,9	14,3	
	Balken zul. $\tau_{01}$	0,5	0,75	1,0	1,1	1,25	
	Platten zul. $\tau_{011,a}$	0,25	0,35	0,4	0,5	0,55	
	Platten zul. $\tau_{011,b}$	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	

Vergleicht man nun die Grenzwerte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung, so ergibt sich für die Platten Bild 2.3 und für die Balken Bild 2.4. In den Bildern sind die zulässig Schubgrenzen über die zulässigen Betondruckspannungen der jeweiligen Normen abgebildet. So kann der Zusammenhang zwischen der zulässigen Biege- und Schubbeanspruchung am besten dargestellt werden und eine komplizierte Umrechnung<sup>4</sup> der Nennfestigkeiten aufgrund der unterschiedlichen Versuchsdurchführungen und Versuchsauswertungen der Würfeldruckversuche kann damit entfallen.

<sup>4</sup> Eine genaue Umrechnung ist an dieser Stelle äußerst komplex, da neben den unterschiedlichen Probekörpergrößen, die Lagerung und auch die Geschwindigkeit der Druckprüfung unterschiedlich waren. Desweiteren beziehen sich die Nennfestigkeiten in bestimmte Normen auf die Mittelwerte unter Einhaltung eines Kriteriums für den kleinsten Einzelwert und in anderen Normen beziehen sich diese Nennfestigkeiten auf die charakteristischen Werte.



**Bild 2.3:** Vergleich der zulässigen Druckspannungen und Schubspannungen für Platten ohne Querkraftbewehrung der verschiedenen Deutschen Vorschriften



**Bild 2.4:** Vergleich der zulässigen Druckspannungen und Schubspannungen für Platten ohne Querkraftbewehrung der verschiedenen Deutschen Vorschriften

Bei dem Vergleich aus den Bild 2.3 und Bild 2.4 fällt auf, dass sich bei den Balken die Werte kaum verändert haben, bei den Platten jedoch mit der Einführung der DIN 1045 (01.72) [32] die Werte deutlich konservativer wurden. Die Werte aus der DIN°1045 (01.72) gehen wahrscheinlich im Wesentlichen auf konservativen Versuchsauswertungen von Rafla [80] zurück (vgl. Leonhardt [68]).

Allerdings wird von Kordina und Blume in [66] festgestellt, dass die Schubbereichsgrenzen für sehr geringen Bewehrungsmengen nicht immer auf der sicheren Seite liegen, was jedoch den Erkenntnissen von Kani [64]

widerspricht, bei welchen bei solch geringen Bewehrungsgraden kein Querkraftbruch eintreten kann (Schubbruchtal nach Kani [64]).

### Entwicklung der Europäischen Normungen

Da sich in diversen Untersuchungen gezeigt hat, dass die Längsbewehrung im Allgemeinen einen großen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung hat, wurde in der CEB/FIP Mustervorschrift [12] von 1978 eine Formel verwendet, welche von Hedman und Losberg [62] aufgrund von Versuchsauswertungen vorgeschlagen wurde. Diese Formel aus der CEB/FIP Mustervorschrift [12] wurde dann auch in die Vorversion des Eurocodes 2 der DIN V ENV 1992-1-1 (06.92) [52] übernommen. Die Querkrafttragfähigkeit wird hierbei mit der Gleichung (2.1) in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades, der Vorspannung sowie einer Schubspannung des Betons berechnet.

$$V_{Rd1} = \left[ \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.1)$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \approx \frac{0,18 \cdot f_c^{1/3}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (2.3)$$

Der Größeneinflussfaktor  $k$  wird mit Gleichung (2.4) bestimmt, wobei bei Bauteilen, bei denen mehr als 50% der Feldbewehrung gestaffelt ist  $k = 1,0$  zu setzen ist.

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \quad \text{mit } d \text{ in Meter} \quad (2.4)$$

Von Kordina und Blume in [66] sowie von Feix [55] wird jedoch festgestellt, dass die Formel von Hedman und Losberg [62] keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefert, weshalb in der DIN EN 1992-1-1 die Formel aus dem Modelcode 1990 [11] verwendet wird.

#### 2.3.1.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

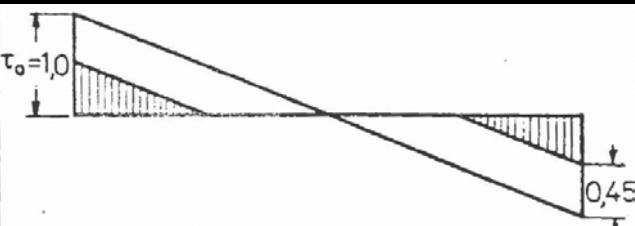
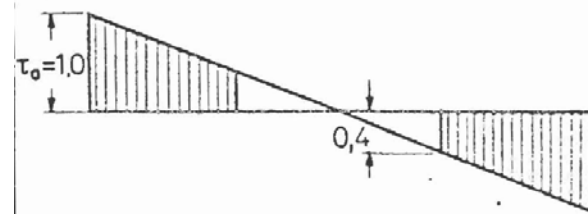
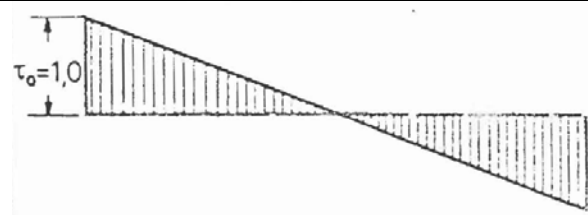
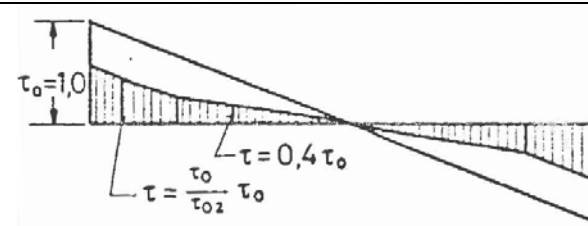
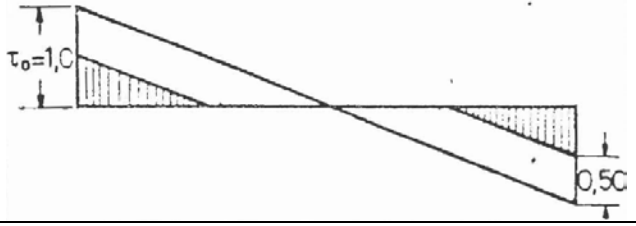
Die Konzepte für die Bemessung der Querkraftbewehrung haben sich im Laufe der Normengenerationen teilweise erheblich verändert. So sahen die Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und die Preußischen Stahlbetonbestimmungen im Jahre 1904 einen konstanten Abzugswert von  $0,45 \text{ N/mm}^2$  von der Schubspannung vor und verlangten die Aufnahme der restlichen Schubkräfte durch Schubbewehrung nach der Mörschen/Ritterschen Fachwerkanalogie mit Druckdiagonalen unter  $45^\circ$  [92]. Die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton [19], die 1916 von allen deutschen Bundesstaaten übernommen wurden, führten dagegen eine volle Abdeckung der Schubspannungen mit der beschriebenen Fachwerkanalogie in den Bereichen ein, in denen die Schubspannung den Wert von  $0,4 \text{ N/mm}^2$  überschreitet. Die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 [17] legten dann die volle Schubdeckung im ganzen Querkraftbereich nach der beschriebenen Fachwerkanalogie fest. Diese Regelung galt in Deutschland unverändert bis zum Jahr 1972. Die von 1972 bis 2001 gültige DIN 1045 [32][33][34] gestattete im Bereich mittlerer Schubspannungen eine Abminderung der nach der beschriebenen Fachwerkanalogie ermittelten Schubbewehrung unter Berücksichtigung einer quadratischen Formel, während sie bei dem neu hinzugekommenen oberen Schubspannungsbereich bei der vollen Schubdeckung blieb.

Das CEB (Comite Euro-International du Beton) hat in seiner Mustervorschrift [12] für die Schubbemessung zwei Methoden zur Wahl gestellt. Bei der Standardmethode wird - ähnlich wie 1904 - ein über die Balkenlänge konstanter Abzugswert verwendet, der allerdings von der Betonzugfestigkeit abhängt, wobei für die Aufnahme der verbleibenden Schubkräfte wiederum die Bemessung nach der Fachwerkanalogie mit Druckdiagonalen unter  $45^\circ$  durchgeführt wird. Die Formulierungen der CEB/FIP Mustervorschrift wurde auch in die Vorversion des Eurocodes 2 DIN V ENV 1992-1-1 (06.92) [52] übernommen. In Tabelle 2.2 ist diese Entwicklung schematisch für ein Beispiel dargestellt.

In der nächsten, aktuellen Normengeneration (DIN 1045-1 [35][36]; DIN EN 1992-1-1 [51][50]) wurde das Konzept mit der verminderten Schubdeckung verlassen und es wird ein reines Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenwinkel verwendet.



**Tabelle 2.2:** Schematische Darstellung der der Schubbemessungsvorschriften für ein Beispiel (Balken unter Gleichlast  $\max \tau_0 = 1,0 \text{ N/mm}^2$ , B 300  $\approx$  Bn 250 bzw. B25  $\approx$  C20/25 ) nach Kupfer und Moosecker [67]

Vorschrift von	Maximal Zulässiges $\tau_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubdeckung (mit 45° -Druckstreben abzudeckende Schubkraft schraffiert dargestellt)
Preußen 1904	Keine Angabe	
Deutsche Länder: 1916	1,4	
Deutsches Reich: 1925;1932;1943 BRD:1959 DDR:1963	1,4;1,6;2,0 2,0 2,0	
BRD: 1972;1978;1988 DDR <sup>5</sup> 1980	3,0	
CEB 1978 CEN 1990	3,1	

## 2.3.2 Formulierungen in der DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit dem Deutschen NAD

### 2.3.2.1 Allgemeines

Durch die voranschreitende Harmonisierung der Normen innerhalb Europas wurden nationale Normen und Regelwerke sukzessive an die europäischen Normen angepasst. Mit der Ausgabe der DIN 1045-1 von 2001 [36] wurden die zukünftigen Regelungen des Eurocodes 2 in Deutschland bereits vorweggenommen. Mit der Ausgabe der DIN 1045-1 von 2008 [35] erscheint die letzte Fassung der DIN 1045 vor dem Übergang zu den Eurocodes. Bauaufsichtliche Relevanz erhält DIN EN 1992-1-1 [51] in Deutschland mit der Aufnahme in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen und der anschließenden bauaufsichtlichen Einführung, welche am 1. Juli 2012 erfolgen soll (vgl. [86]).

<sup>5</sup> Das Verfahren in der TGL 33404 [89] ähnelt dem der DIN 1045 ist jedoch analytisch anders aufgebaut

In der DIN EN 1992-1-1(10.05) [51] und dem Nationalen Anwendungsdokument [50] sind Regelungen für Bauteile sowohl aus Normalbeton als auch aus Leichtbeton angegeben. Im Folgenden wird nur auf die Regelungen zu Bauteilen aus Normalbeton eingegangen. In dem europaweit einheitlichen Text sind einige Punkte ausgespart, die hoheitliche Belange der einzelnen CEN-Mitgliedsstaaten betreffen und von diesen festgelegt werden können/ müssen. Im Folgenden werden neben den allgemeinen Empfehlungen auch die Empfehlungen des Deutschen NAD für die Querkraftbemessungen kurz wiedergegeben.

### 2.3.2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Bislang fehlt für gerissene Trägerstege ohne Querkraftbewehrung ein allgemein anerkanntes Versagensmodell. Die Nachweisformate in der DIN EN 1992-1-1(10.05) [51] gehen daher auf einen im ModelCode 90 [11] angegebenen, semi-empirischen Ansatz zurück. Dabei werden die identifizierten Haupteinflussgrößen- Zugfestigkeit des Betons, Längsbewehrungsgrad, Steggeometrie und Längskraftbeanspruchung - deterministisch zu einem Bemessungsansatz verknüpft, dessen Freiwerte mit Hilfe einer Regressionsanalyse an Versuchsergebnisse angepasst wurden. Daraus ergibt sich die Gleichung (2.5).

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

Da hier eine multiplikative Verknüpfung der Einflussgrößen gewählt wurde, ergibt sich für Bauteile mit geringer bzw. ohne Längsbewehrung eine sehr geringe bzw. keine Querkrafttragfähigkeit. Aus diesem Grund wird eine untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit, die sich aus der Biegezugfestigkeit des jeweiligen Querschnittes ergibt, angegeben.

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} \cdot \eta_1 + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

Hierbei werden für die Werte  $C_{Rd,c}$ ,  $k_1$  und  $v_{\min}$  folgende Empfehlungen gegeben, welche auch durch ein nationales Anwendungsdokument anderslautend festgelegt werden können.

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad (2.7)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (2.8)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \quad (2.9)$$

Im Deutschen NAD [50] werden die Werte  $C_{Rd,c}$  und  $k_1$  in Abänderung der Empfehlungen wie folgt festgelegt.

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_c \quad (2.10)$$

$$k_1 = 0,12 \quad (2.11)$$

Für  $v_{\min}$  wurde aufgrund einer Überprüfung der Mindestquerkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 anhand von Versuchsergebnissen (vgl. Reineck [82]) die folgende Formel festgelegt, da festgestellt wurde, dass das geforderte Sicherheitsniveau für Balken mit  $d > 0,6$  m nicht mehr erreicht wird.

$$v_{\min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \quad (2.12)$$

Mit:

$$\kappa_1 = \begin{cases} 0,0525 & \text{für } d \leq 600 \text{ mm} \\ 0,0375 & \text{für } d > 800 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.13)$$

### 2.3.2.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1(10.05) [51] basiert auf einem Fachwerkmodell. Hierbei kann die Neigung der Druckstrebe aufbauend auf der Plastizitätstheorie frei innerhalb der Grenzen nach Gleichung (2.14) gewählt werden.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (2.14)$$

Die Querkrafttragfähigkeit errechnet sich mit dem gewählten Druckstrebenwinkel aus dem Minimum der Tragfähigkeit der Zugstrebe und der Betondruckstrebe des Fachwerks. Die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung (Zugstrebe) wird mit Gleichung (2.15) bestimmt.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.15)$$

Die durch die Tragfähigkeit der Betondruckstreben begrenzte Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  ist durch Gleichung (2.16) für Bauteile mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse gegeben.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (2.16)$$

In Gleichung (2.16) ist  $\alpha_{cw}$  der Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes bzw. des Ausnutzungsgrades der Druckzone und wird für Stahlbeton zu 1,0 vorgeschlagen. Der Wert  $v$  ist ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für den unter Querkraft gerissenen Beton, für dessen Berechnung die Gleichung (2.17) empfohlen wird.

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/200) \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad (2.17)$$

Im Gegensatz zu der Empfehlung der DIN EN 1992-1-1(10.05) [51] darf in Deutschland der Druckstrebenwinkel nicht frei gewählt werden, sondern soll mit Gleichung (2.18) bestimmt werden. Diese Gleichung ist anhand eines mechanisch begründeten Fachwerkmodells mit Rissreibung abgeleitet. (Vergl. Reineck [81])

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \quad (2.18)$$

Der Betontraganteil  $V_{Rd,cc}$  wurde empirisch aus Versuchsergebnissen zu Gleichung (2.19) abgeleitet.

$$V_{Rd,cc} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z \quad (2.19)$$

Bei der Tragfähigkeit der Betondruckstreben wird der Festigkeitsabminderungsbeiwert  $v_1$  für den unter Querkraft gerissenen Beton für Normalbeton zu 0,75 bestimmt.

### 2.3.3 Formulierungen im Gelbdruck der DAfStb-Richtlinie

#### 2.3.3.1 Allgemeines

Die DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] regelt sowohl die Bemessung, die Anwendung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für die Verstärkungssysteme, die Ausführung sowie die Planung von Verstärkungsmaßnahmen mit geklebter Bewehrung. Der erste Teil der Richtlinie regelt die Bemessung und Konstruktion von Verstärkungsmaßnahmen mit geklebter Bewehrung. Die DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] wird durch diesen Teil der Richtlinie aufgrund der für die geklebte Bewehrung zusätzlich nötigen Regelungen ergänzt. Dadurch entspricht die Gliederung exakt der DIN EN 1992-1-1 und es werden die für die geklebte Bewehrung zusätzlich nötigen Formulierungen für die Baustoffe, die Dauerhaftigkeit, den Grenzzustand der Tragfähigkeit, den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die Bewehrungsregeln sowie die Konstruktionsregeln angegeben. Aus diesem Grund muss prinzipiell die Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2 sowie des dem zugehörigen Nationalen Anhangs eingehalten sein. Für Bauteile mit glattem Bewehrungsstahl gelten jedoch weitere Anforderungen, welche aufgrund der Vorschläge im DAfStb Heft 594 [96] festgelegt wurden.

#### 2.3.3.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Im Gegensatz zu den Zulassungen bei in Schlitze verklebten CFK-Lamellen [23] darf in der Richtlinie bei der Ermittlung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$  nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2.2 die geklebte Bewehrung nicht bei der Fläche der Zugbewehrung  $A_{sl}$  angerechnet werden. Zusätzlich ist bei Betonbauteile, welche nicht mit geripptem Betonstahl ausgeführt worden sind, ist die Gleichung (2.20) einzuhalten, wobei die Werte der Querkrafttragfähigkeit nach Abschnitt 6.2.2 der DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument jedoch nicht überschritten werden dürfen.

$$V_{Rd,c} = 0,057 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad [\text{N}] \quad (2.20)$$

Dabei ist:

$f_{ck}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	Stegbreite des Querschnittes in mm
$d$	statische Nutzhöhe in mm

#### 2.3.3.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Für Betonbauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung, welche nicht mit geripptem Betonstahl ausgeführt worden sind, sind in der Richtlinie alle Querkraftnachweise mit dem Druckstrebenwinkel nach Gleichung (2.21) zu führen.

$$1 \leq \cot \theta \leq \frac{b_w \cdot d \cdot f_{ck}^{2/3}}{3 \cdot V_{Ed}} \leq 2,5 \quad (2.21)$$

Dabei ist:

$f_{ck}$  = Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm<sup>2</sup>

$b_w$  = Stegbreite des Querschnittes in mm

$d$  = Statische Nutzhöhe in mm

## 2.4 Zukünftige Entwicklung

Im Jahr 2010 wurde die Entwurfsversion des Modelcode 2010 [56] [57] herausgegeben, welcher als eine Art Mustervorschrift als Grundlage der weiteren Entwicklung der Europäischen Bemessungsnormen dient. Im Modelcode 2010 haben sich auch die Formulierungen für die Querkrafttragfähigkeit komplett geändert. Die Formulierungen des Modelcode 2010 bezüglich der Querkrafttragfähigkeit werden von Bentz [7] teilweise näher erläutert.

Das Model des Modelcode 2010 unterscheidet drei Nachweisstufen, welche sich in Komplexität und Genauigkeit immer weitere steigern:

- Nachweise der Stufe 1: Diese Stufe der Nachweisführung sollte nach MC 2010 für den Entwurf oder die Bemessung von Neubauten verwendet werden
- Nachweise der Stufe 2: Die zweite Stufe sollte nach MC 2010 für eine genauere Bemessung von Neubauten und eine einfache Nachrechnung von Bestandsbauteilen verwendet werden
- Nachweise der Stufe 3: Die Stufe drei stellt die genaueste Möglichkeit da die Querkraft nachzuweisen und sollte laut MC 2010 für die Nachrechnung im Bestand und für die Bemessung von komplexen Bauteilen verwendet werden.

Da die Nachweise der Stufe 1 eine grobe Vereinfachung des Nachweises der Stufe 3 darstellen und die Nachweise der Stufe 2 sehr ähnlich zu der Formulierung der DIN EN 1992-1-1 sind wird im Folgenden nur der Nachweis der Stufe 3 näher erläutert.

Bei den Nachweisen im Modelcode der Stufe 1 und 3 berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit aus der Summe des Anteils des Betons und der Querkraftbewehrung. Falls keine Querkraftbewehrung vorhanden ist, ist nur der Anteil des Betons zu berücksichtigen.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (2.22)$$

Die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung wird mit dem nach den verschiedenen Stufen berechneten Druckstrebenwinkel nach Gleichung (2.23) bestimmt.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.23)$$

Die Tragfähigkeit des Betons wird in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und einem Faktor  $k_v$ , welcher nach den verschiedenen Stufen berechnet wird mit Gleichung (2.24) bestimmt.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (2.24)$$

Zusätzlich zu der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2.22) darf die maximale Tragfähigkeit der Betondruckstreben  $V_{Rd,max}$  nach Gleichung (2.25) nicht überschritten werden. Dabei ist der Faktor  $k_c$ , wieder ein Wert, welcher nach den Formeln der verschiedenen Stufen bestimmt wird.

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.25)$$

Bei den Nachweisen der Stufe 3, welcher auf die Modified Compression Field Theory von Bentz und Collins [8] zurückgehet werden die Größen für den Druckstrebenwinkel sowie für den Betontraganteil in Abhängigkeit der Längsdehnung auf Höhe der Schwerlinie bestimmt.

$$\theta = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad (2.26)$$

Die Längsdehnung des Querschnitts auf Höhe der Schwerachse wird mit Gleichung (2.27), in Abhängigkeit des Momentes, der Längskraft, der Querkraft und der Vorspannung bestimmt.

$$\varepsilon_x = \frac{M_{Ed} / z + V_{Ed} + 0,5 \cdot N_{Ed} - A_p \cdot f_{p0}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p)} \quad (2.27)$$

Der Faktor  $k_c$  für die maximale Tragfähigkeit der Betondruckstreben  $V_{Rd,max}$  wird über die Gleichung (2.28) bestimmt.

$$k_c = 0,55 \cdot \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,55 \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad (2.28)$$

Der Faktor  $k_v$  zur Beschreibung des Betontraganteils, welcher in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades und der Längsdehnung bestimmt wird kann mit Gleichung (2.29) berechnet werden.

$$k_v = \begin{cases} \frac{0,4}{(1+1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000+0,7 \cdot k_{dg} \cdot z)} & \text{für } \rho_w = 0 \\ \frac{0,4}{(1+1500 \cdot \varepsilon_x)} & \text{für } \rho_w \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \end{cases} \quad (2.29)$$

In der Gleichung (2.29) ist zusätzlich der Faktor  $k_{dg}$  zu berücksichtigen, welcher sich in Abhängigkeit des Größtkorns  $d_g$  mit Gleichung (2.30) bestimmt.

$$k_{dg} = \frac{48}{16+d_g} \geq 1,15 \quad (2.30)$$

### 3 Experimentelle Untersuchungen

#### 3.1 Vorbemerkung

Die in diesem Vorhaben durchgeführten Versuche wurden auf eine sehr ähnliche Weise durchgeführt wie die Querkraftversuche von Zilch et al. [96] um einen direkten Vergleich zwischen dem Verhalten von gerippten und glatten Betonstählen zu erhalten. Aus diesem Grund wurden die gleiche Betonmischung und die gleichen Verstärkungsmaterialien wie in Zilch et al. [96] verwendet.

#### 3.2 Versuchsprogramm

In diesem Projekt wurden Querkraftversuche mit Glattstahl bewehrten Betonbauteilen, welche durch aufgeklebte und in Schlitzten verklebte CFK-Lamellen verstärkt wurden, durchgeführt. Die durchgeführten Versuche sind in Tabelle 3.1 aufgelistet. Als Versuchskörper dienten Balken und Platten, welche alle mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellt wurden. Es wurden acht Bauteile geprüft, wovon drei Bauteile mit in Schlitzte verklebter Bewehrung, drei Bauteile mit aufgeklebter Bewehrung verstärkt wurden und zwei Bauteile als Referenzversuche ohne Verstärkung dienten. In der Bezeichnung in Tabelle 3.1 kennzeichnet der vierte Buchstabe die Verstärkungsart des Bauteils, wobei A für aufgeklebte CFK-Lamellen, E für in Schlitzte verklebte CFK-Lamellen und R für den unverstärkten Referenzversuch steht.

Von diesen acht Bauteilen wurden sechs Bauteile als Einfeldträger geprüft, wovon drei Bauteile Balken (QVB) und drei Bauteile Platten (QVP) waren und zwei Bauteile wurden als Zweifeldplatte geprüft. Bei den Versuchen an Einfeldträgern konnten durch eine Verschiebung der Lasteinleitung jeweils die linke und die rechte Trägerhälfte separat geprüft werden, so dass an jedem Bauteil zwei Versuche möglich waren, wobei die Lamellen bei der linken und der rechten Trägerhälfte einen unterschiedlichen Abstand zum Auflager hatten. Bei den zwei Bauteilen welche als Referenzversuche dienten, wurde jeweils nur eine Trägerhälfte ohne Verstärkung ausgeführt. Die andere Seite wurde mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt. (QVBA4-2; QVPA4-2). Es wurden somit zwölf Versuche an Einfeldträgern und zwei Versuche an Zweifeldträgern durchgeführt. Die letzte Zahl der Bezeichnung in Tabelle 3.1 gibt hierbei immer die Nummer des Versuches an einem Bauteil an.

**Tabelle 3.1:** Querkraftversuche, welche in diesem Forschungsvorhaben mit Bauteilen mit aufgeklebten CFK-Lamellen durchgeführt wurden

Bezeichnung	System	Abstand der Lamelle vom Auflager	CFK- Lamelle			Bauteilquerschnitt <i>h x b</i>
			$b_L$	$t_L$	Anzahl	
-	-	-	mm	mm	-	mm x mm
QVBA3-1	Einfeld	Übers Auflager geführt	50	1,4	3	Balken (450 x 200)
QVBA3-2	Einfeld	150	50	1,4	3	Balken (450 x 200)
QVBR1-1	Einfeld	-	-	-	-	Balken (450 x 200)
QVBR1-2/ QVBA4-2	Einfeld	250	50	1,4	3	Balken (450 x 200)
QVBE3-1	Einfeld	Übers Auflager geführt	20	2	4	Balken (450 x 200)
QVBE3-2	Einfeld	150	20	2	4	Balken (450 x 200)
QVPA2-1	Einfeld	Übers Auflager geführt	100	1,4	3	Platte (200 x 500)
QVPA2-2	Einfeld	150	100	1,4	3	Platte (200 x 500)
QVPR1-1	Einfeld	-	-	-	-	Platte (200 x 500)
QVPR1-2 / QVPA4-2	Einfeld	150	100	1,4	2	Platte (200 x 500)
QVPE1-1	Einfeld	Übers Auflager geführt	20	2	9	Platte (200 x 500)
QVPE1-2	Einfeld	150	20	2	9	Platte

Bezeichnung	System	Abstand der Lamelle vom Auflager	CFK- Lamelle			Bauteilquerschnitt <i>h x b</i>
			$b_L$	$t_L$	Anzahl	
-	-	-	mm	mm	-	mm x mm
						(200 x 500)
QVPA3	Zweifeld	-	100	1,4	3	Platte (200 x 500)
QVPE2	Zweifeld	-	20	2	9	Platte (200 x 500)

### 3.3 Materialien und Verarbeitung

#### 3.3.1 Beton

Für die hier durchgeführten Versuche wurde ein Betonrezept mit der Zusammensetzung nach Tabelle 3.2 verwendet. Angestrebt wurde die Betongüte C20/25. Um zu gewährleisten, dass man durch die Versuche einen unteren Grenzwert der Querkrafttragfähigkeit erhält, wurde ein Zuschlag mit einem 8 mm Größtkorn verwendet, um die Effekte aus Rissverzahnung zu verringern.

Bei allen Zuschlägen handelte es sich um ungebrochenes Material aus niederbayerischen Vorkommen in den Korngruppen 0/4a und 4/8, die nach der in Bild 3.1 dargestellten Sieblinie verwendet wurden. Die wesentlichen Frischbetoneigenschaften sind in Tabelle 3.2 wiedergegeben.

**Tabelle 3.2:** Betonrezeptur und Frischbetoneigenschaften der drei verwendeten Betone

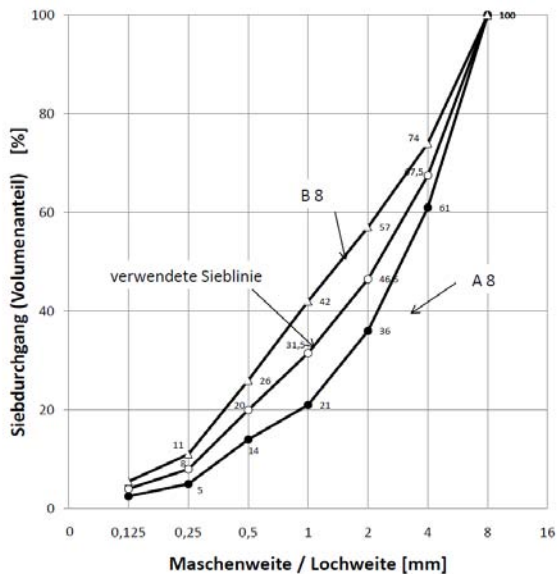
<b>Angestrebte Festigkeit</b>	C 20/25
<b>Ausgangsstoffe</b>	
<b>Zement<sup>6</sup></b>	CEM I 32,5 R
<b>Zuschlag</b>	Niederbayerischer Kies
<b>Betonzusatzmittel</b>	Keine
<b>Betonzusatzstoffe</b>	Keine
<b>Betonzusammensetzung [kg/m<sup>3</sup>]</b>	
<b>Wasser</b>	210,00
<b>Zement</b>	338,71
<b>Zuschlag</b>	1844,80
<b>Sieblinie</b>	A/B 8
<b>Korngruppen</b>	
<b>0/4</b>	1291,36
<b>4/8</b>	553,44
<b>Eigenschaften</b>	
<b>w/z Wert</b>	0,62
<b>Ausbreitmaß<sup>7</sup></b>	480
<b>Rohdichte<sup>8</sup></b>	2340

Die Betonmischungen wurden im Fertigteilwerk der Firma Laumer Bautechnik GmbH hergestellt und verarbeitet. Die Betonkörper wurden in drei Serien betoniert. Aus jeder Betonmischung wurden parallel zu den Versuchskörpern in Anlehnung an DIN EN 12390-1 [26] Probekörper in Form von Würfeln der Kantenlänge 150 mm und Zylindern mit Durchmesser/Höhe 150 mm/300 mm sowie Betonprismen der Größe 700 mm/150 mm/150 mm hergestellt. Zur Sicherstellung annähernder Konformität zwischen den an Probekörpern ermittelten mechanischen Kennwerten und den Eigenschaften der Versuchskörper wurde auf eine Normenlagerung zugunsten einer Lagerung analog zu den Versuchskörpern verzichtet.

<sup>6</sup> Nach DIN EN 197-1 [48][48]

<sup>7</sup> Nach DIN EN 12350-5 [28]

<sup>8</sup> Nach DIN EN 12350-6 [29]



**Bild 3.1:** Für die Betonmischungen verwendete Sieblinie AB8

### Druckfestigkeit

Die zum Zeitpunkt der Prüfung vorliegende Betondruckfestigkeit wurde für alle Versuche zeitgleich als Mittelwert der Ergebnisse an mindestens drei der gesondert hergestellten Würfel mit Kantenlänge 150 mm oder an Betonzylindern mit Durchmesser/Höhe 150 mm/300 mm in Anlehnung an DIN EN 12390-3 [27] bestimmt. Die Werte zu den einzelnen Versuchen sind im Anhang B zu finden.

### E-Modul

Je Betonierserie wurde der E-Modul an drei gesondert hergestellten Betonzylindern mit Durchmesser/Höhe 150 mm/300 mm als Sehnenmodul in Anlehnung an DIN 1048-5 [37] nach zehn Lastwechseln mit der Oberlast von 1/3 der vorher an drei Zylinder ermittelten Betondruckfestigkeit bestimmt. Die Werte zu den einzelnen Versuchen sind im Anhang B zu finden.

### Biegezugfestigkeit

Je Betonierserie wurde die Biegezugfestigkeit an drei gesondert hergestellten Betonprismen der Größe 700 mm/150 mm/150 mm mit zwei Lasteinleitungspunkten Anlehnung an DIN EN 12390-5 [28] bestimmt. Die Werte zu den einzelnen Versuchen sind im Anhang B zu finden.

### Spaltzugfestigkeit

Je Betonierserie wurde die Spaltzugfestigkeit an drei gesondert hergestellten Würfel mit Kantenlänge 150 mm Anlehnung an DIN EN 12390-6 [29] bestimmt. Die Werte zu den einzelnen Versuchen sind im Anhang B zu finden

### Oberflächenzugfestigkeit

An allen Probekörpern wurde im Bereich neben den Klebflächen nach Abschluss der Versuchsdurchführung die Oberflächenzugfestigkeit nach DIN EN 1542 [46] mit Stahlstempeln des Durchmessers 50 mm an einer durch eine Ringnut begrenzten Prüffläche ermittelt. Die Prüffläche war wie die mit Klebearmierung versehene Oberfläche vorbereitet worden. Im Anhang B finden sich zu jedem Versuch die entsprechenden Werte wieder.

### 3.3.2 Betonstahl

Für alle Versuche wurde warmgewalzte glatte Rundstähle der Güte S235JR+AR nach DIN EN 10025-2 [40] bzw. DIN EN 10027-1 [41] verwendet. Die Oberfläche der Rundstähle wurde bei den Versuchen nicht verändert und war somit mit der Walzhaut überzogen. In Tabelle 3.3 sind die mechanischen Eigenschaften der in den Versuchen verwendeten Betonstähle als Mittelwerte der Ergebnisse aus den entnommenen Stahlproben zusammengestellt. Die mechanischen Eigenschaften wurden in Zugversuchen nach DIN EN 10002-1 [39] bestimmt. Zusätzlich zu den mechanischen Werten, welche am MPA-Bau ermittelt wurden sind auch die Werte der Eigenüberwachung, welche aus den Prüfzeugnissen entnommen wurden in Tabelle 3.3 aufgelistet.



**Tabelle 3.3:** Mechanische Eigenschaften der in den Versuchen verwendeten Betonstähle

$\phi_s$	$A_s(\text{rechnerisch})$	$A_s(\text{gemessen})$	$R_{eH}$	$R_m$	$E_s$	$A_{gt}$
mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	%
Werte aus Prüfung am MPA-Bau der TUM						
10	78,5	78,9	375,9	476,2	209,1	30,2
16	201,1	204,3	304,5	433,9	204,3	33,4
20	314,2	313,0	344,9	494,6	205,7	28,2
Werte aus Eigenüberwachung						
10	78,5	-	375	477	-	-
16	201,1	-	310	447	-	-
20	314,2	315,41	344	490	-	-

### 3.3.3 CFK-Lamellen

Für die Versuche kamen drei verschiedene CFK-Lamellen- unidirektionale, kohlenstofffaserverstärkte Kunststofflaminat- zum Einsatz. Für die Versuche mit aufgeklebten CFK-Lamellen kamen nach Z-36.12.-70 [22] allgemein bauaufsichtlich zugelassene Sto S&P CFK-Lamellen 150/2000 mit Nennabmessungen von  $b_L/t_L = 50 \text{ mm}/1,4 \text{ mm}$  und  $b_L/t_L = 100 \text{ mm}/1,4 \text{ mm}$  zum Einsatz. Für die in Schlitzen verklebten Lamellen kam eine nach Z-36.12.-73 [23] allgemein bauaufsichtlich zugelassene Carboplus ®160/2800 CFK-Lamelle mit der Nennabmessung  $b_L/t_L = 20 \text{ mm}/2 \text{ mm}$  zum Einsatz. Alle Lamellen wurden einer Rolle entnommen. Die mechanischen Eigenschaften der CFK-Lamellen wurden entsprechend DIN EN 2561 [53] an 20 mm breiten Proben in Zugversuchen ermittelt und sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt. Dabei sind die Werte für die Lamelle der Abmessungen 100x1,4 und 20x2 aus Zilch et al. [96] entnommen, da die Lamelle von der gleichen Rolle entnommen wurde. Die Lamelle 50x1,4 wurde jedoch einer anderen Rolle bzw. Charge entnommen und somit wurden die mechanischen Werte erneut ermittelt.

Da die Spannungs-Dehnungs-Linie abweichend vom unterstellten linear elastischen Verhalten einen konkaven, verfestigenden Verlauf aufweist, der vornehmlich auf die Ausrichtung von Faserbündeln bei steigenden Zugkräften zurückzuführen ist, wird in DIN EN 2561 [53] der E-Modul als Sekantenmodul zwischen 10% und 50% der Bruchspannung definiert.

**Tabelle 3.4:** Mechanische Eigenschaften der in den Versuchen verwendeten CFK-Lamellen

Lamelle	$b_L$	$t_L$	$\epsilon_{L10\%}$	$\sigma_{L10\%}$	$\epsilon_{L50\%}$	$\sigma_{L50\%}$	$\epsilon_{LU\%}$	$\sigma_{LU\%}$	$E_L$
	mm	mm	‰	N/mm <sup>2</sup>	‰	N/mm <sup>2</sup>	‰	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>
50x1.4	50	1,4	1,78	301,6	7,68	1326,9	17,3 <sup>9</sup>	3003,3	174,6
100x1.4	100	1,4	2,0	312,1	9,5	1560,7	18,5 <sup>9</sup>	3121,4	168,4
20x2	20	2	2,2	312,6	9,3	1488,0	19,3 <sup>10</sup>	3233,5	165,3

### 3.3.4 Epoxidharzklebstoff

Zur Verklebung der aufgeklebten CFK-Lamellen wurde der allgemein bauaufsichtlich zugelassene Zweikomponenten-Epoxidharzklebstoff Sikadur 30 DUE nach Zulassung Z-36.12-80 [25] bzw. DIN EN 1504-4 [45] verwendet. Die in Schlitze verklebten CFK-Lamellen wurden mit dem allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Zweikomponenten Epoxidharzklebstoff MC-Dur 1280 nach Zulassung Z-36.12-79 [24] bzw. DIN EN 1504-4 [45] eingeklebt. Die Verarbeitung beider Klebstoffe erfolgte gemäß der technischen Merkblätter [87][73].

Zu jeder Klebstoffmischung wurde an Prismen mit  $l/b/h = 160 \text{ mm}/40 \text{ mm}/40 \text{ mm}$  in Anlehnung an DIN EN 196-1 [47] die Biegezug- und Druckfestigkeit bestimmt. Dies ist zusammen mit dem jeweiligen Alter der Verklebung zum Versuchszeitpunkt in Anhang B für jeden Versuch angegeben.

### 3.3.5 Verarbeitung

Die Herstellung aller Prüfkörper erfolgte durch geschulte Mitarbeiter der Firma Laumer Bautechnik GmbH, Massing. Bei den Bauteilen mit aufgeklebten CFK-Lamellen wurde auf der Unterseite der Bauteile durch Druckluftstrahlen mit trockenem Strahlgut die oberste Zementsteinschicht abgetragen, bis der Grobzuschlag

<sup>9</sup> Aus Extrapolation

<sup>10</sup> Aus Messwerten

sichtbar wurde. Nach dem Entstauben und Reinigen der Oberflächen wurden die CFK-Lamellen innerhalb der zulässigen Verarbeitungszeit des verwendeten Klebstoffes verklebt.

In jeden Probekörper für die in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen wurden mehrere Schlitze mit einer Tiefe von 22 mm und einer Breite von 4 mm mit einer mobilen Betonsäge der Firma SKB, München, eingeschnitten. Diese Schlitze wurden mit dem Klebstoff verfüllt und anschließend wurde die CFK-Lamelle in den Klebstoff eingedrückt. Die Klebstoffe wurde in den Räumen des gemeinsamen Laborbetriebs des Instituts für Baustoffe und Konstruktion der Technischen Universität München des unter Normalklima von 20°C und 65% Luftfeuchte verarbeitet und ausgehärtet.

### 3.4 Versuche zum Verbundverhalten einbetonierter Bewehrung

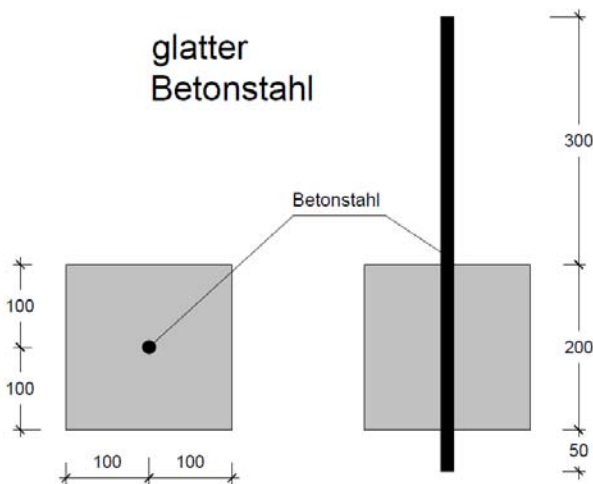
#### 3.4.1 Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung des Verbundverhaltens der glatten Bewehrungsstäbe wurde für die verwendeten Betonstäbe Ausziehversuche gemäß Rilem RC 6 [83] bzw. DIN EN 10080 [42] durchgeführt. Die Anzahl der durchgeführten Versuche sowie die verschiedenen Parameter sind in Tabelle 3.5 aufgelistet.

**Tabelle 3.5:** Anzahl und Versuchsparameter der Ausziehversuche nach RILEM RC 6 [83] welche in diesem Forschungsvorhaben durchgeführt wurden

Betonstahldurchmesser	Betonfestigkeit
	C20/25
10 (glatt)	3
16 (glatt)	3
20 (glatt)	3

Die Ausziehkörper wurden in zwei Betonierserien liegend erstellt. Die Abmessungen sind in Bild 3.2 dargestellt. Die Verbundlänge wurde bei allen Versuchen konstant zu 200 mm recht groß gewählt, da Verbund des glatten Betonstahl recht gering ist und durch die längere Verbundlänge größere Kräfte aufgenommen werden können, was den Versuch unempfindlicher für lokale Störungen macht.

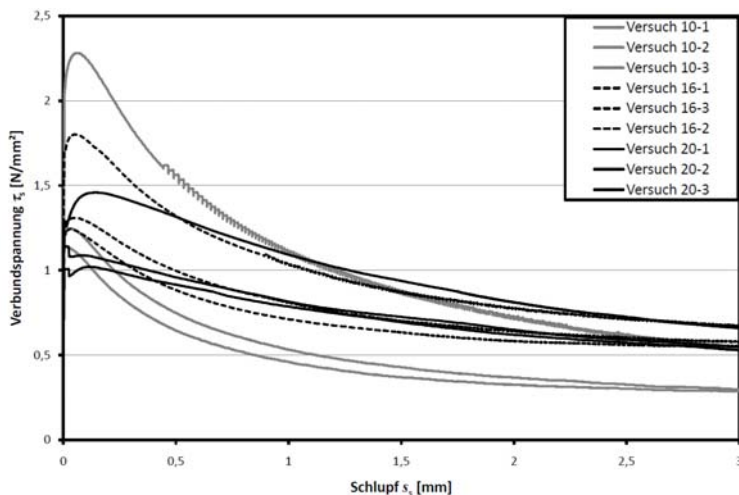


**Bild 3.2:** Abmessungen der Versuchskörper für die Ausziehversuche

Die Versuche wurden in einer hydraulischen Universalprüfmaschine der Firma Zwick, Ulm durchgeführt. Dabei wurden die Stäbe weggesteuert mit einer durchmesserabhängigen Geschwindigkeit ausgezogen, um auch das Reibverbundverhalten ermitteln zu können. Die Geschwindigkeit wurde so gewählt, dass die Laststeigerung im ansteigenden Ast der Verbundkraft der Laststeigerung nach RILEM RC6 [83] entspricht. Bei jedem Versuch wurden neben der aufgebracht Kraft der Weg der Maschine sowie der Schlupf des Betonstahls am oberen Ende des Verbundkörpers aufgezeichnet.

#### 3.4.2 Ergebnisse

In Bild 3.3 ist für alle Versuche die Verbundspannung, welche über die Verbundlänge als konstant angenommen wurde über den Schlupf des Bewehrungsstahles dargestellt. Die einzelnen Kurven so wie die Druckfestigkeit zum Versuchszeitpunkt sind in Anhang C aufgelistet.



**Bild 3.3:** Verbundspannungsschlupfbeziehung aus den Versuchen

### 3.4.3 Auswertung

Die in Abschnitt 3.4.1 beschriebenen Ausziehversuche an RILEM RC6 [83] Versuchskörpern an glatter Bewehrung werden im Folgenden gemäß des Verbundansatzes von Zehetmaier [93] ausgewertet, welcher vereinfacht von einer konstanten vom Schlupf unabhängigen Verbundspannung ausgeht. Diese wird mit Gleichung (4.1) bestimmt.

$$\tau_s = k_s \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.1)$$

Zur Auswertung wurde als Vereinfachung die Verbundspannung konstant über die Verbundlänge angenommen und der Relativverschiebung, welche am Stabende gemessen wurde als Bewehrungsschlupf angenommen. Im Ansatz von Zehetmaier [93] wird von einer konstanten Schlupf unabhängigen Verbundspannung bei den glatten Betonstählen ausgegangen. Da im Versuch die Verbundspannung nur annähernd konstant ist, wird die Verbundspannung für die Auswertung als Mittelwert der Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm und 0,5 mm bestimmt. Nach dieser Auswertung ergeben sich die Werte für den Verbundansatz nach Tabelle 3.6.

**Tabelle 3.6:** Werte für den Verbund einbetonierter glatter Bewehrung, welche sich aus der Auswertung der RILEM RC6 [83] Verbundversuche ergeben

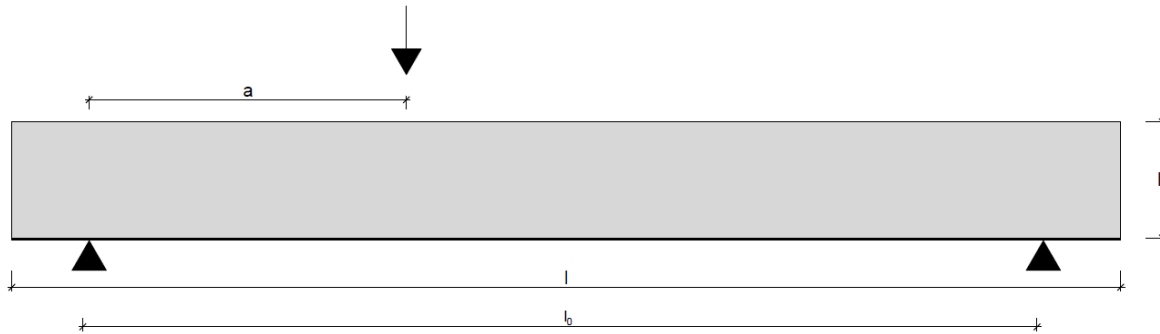
Versuch	$\phi_s$ mm	Beton	$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$k_s$ -	$\tau_s$ N/mm <sup>2</sup>
7-4-20-10p	10	C20	21.65	0.19	0.89
7-5-20-10p	10	C20	21.65	0.21	0.99
7-6-20-10p	10	C20	21.65	0.40	1.84
<b>Mittelwert</b>	<b>10</b>	<b>C20</b>	<b>21.65</b>	<b>0.27</b>	<b>1.24</b>
7-7-20-16p	16	C20	21.65	0.23	1.05
6-1-20-16p	16	C20	23.78	0.31	1.52
6-2-20-16p	16	C20	23.78	0.23	1.14
<b>Mittelwert</b>	<b>16</b>	<b>C20</b>	<b>23.07</b>	<b>0.26</b>	<b>1.24</b>
6-3-20-20p	20	C20	23.78	0.22	1.05
6-4-20-20p	20	C20	23.78	0.26	1.29
6-5-20-20p	20	C20	23.78	0.20	0.96
<b>Mittelwert</b>	<b>20</b>	<b>C20</b>	<b>23.78</b>	<b>0.23</b>	<b>1.10</b>

### 3.5 Querkraftversuche an Einfeldträgern

#### 3.5.1 Versuchsdurchführung

##### 3.5.1.1 Probekörper und Versuchsaufbau

Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit wurde ein Dreipunktbiegeversuch durchgeführt, wie er schematisch in Bild 3.4 dargestellt ist. Die geometrischen Abmessungen sowie die Schubspannweite sind in Tabelle 3.7 zusammengestellt.

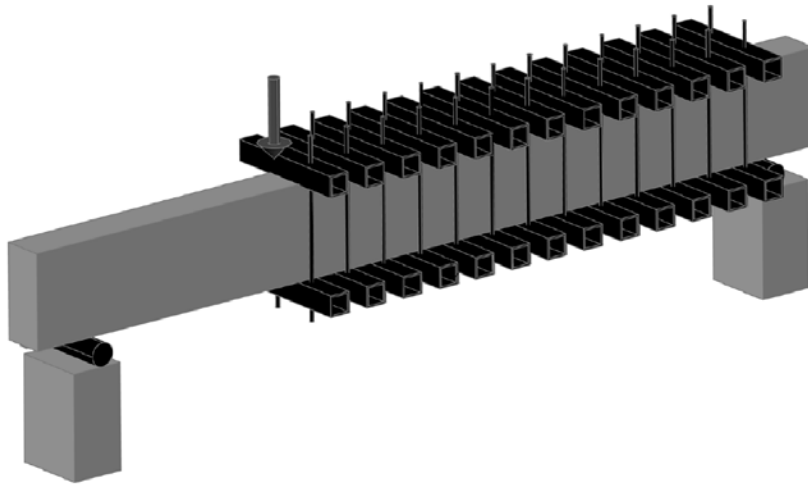


**Bild 3.4:** Versuchsaufbau für die Querkraftversuche

**Tabelle 3.7** Geometrische Abmessungen der Versuche

Bezeichnung	$l_0$	$l$	$b$	$h$	$a$	$a/h$
	mm	mm	mm	mm	mm	-
QVBA3-1	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVBA3-2	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVBE3-1	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVBE3-2	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVBR1-1	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVBR1-2	4000	4400	200	450	1230	2,78
QVPA2-1	4000	4400	500	200	600	3
QVPA2-2	4000	4400	500	200	600	3
QVPE1-1	4000	4400	500	200	600	3
QVPE1-2	4000	4400	500	200	600	3
QVPR1-1	4000	4400	500	200	600	3
QVPR1-2	4000	4400	500	200	600	3

An einem Träger wurden immer zwei Versuche durchgeführt. Ein Versagen oder eine Vorschädigung des ungeprüften Bereiches wurde durch Stahlprofile, welche mit Gewindestangen verbunden waren und somit als externe Bügel wirkten, verhindert. Der Versuchsaufbau mit den extern aufgeschraubten Stahlprofilen ist in Bild 3.5 schematisch dargestellt. Die Gewindestangen M 20 zwischen den Stahlprofilen wurden definiert mit einem Drehmoment von 200 Nm vorgespannt, um eine Vorschädigung dieses Bereiches zu vermeiden. Der Abstand vom ungeprüften Bereich, in dem externe Bügel angeordnet wurden, betrug immer 300 mm zum Hydraulikzylinder. Nach dem Versuch wurden die Position des Hydraulikzylinders verändert und die Stahlprofile ummontiert.

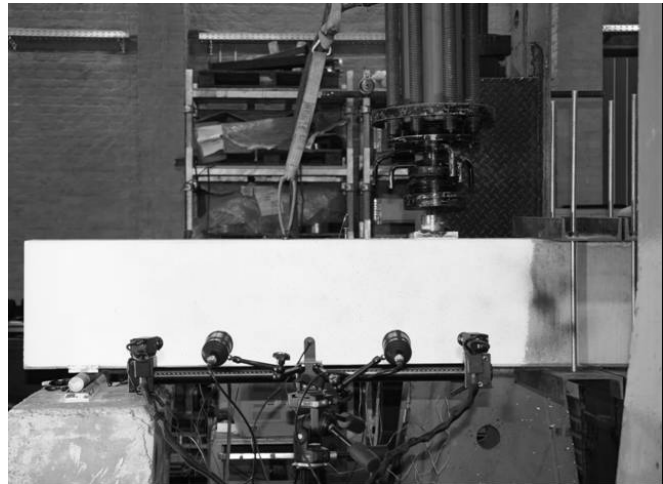
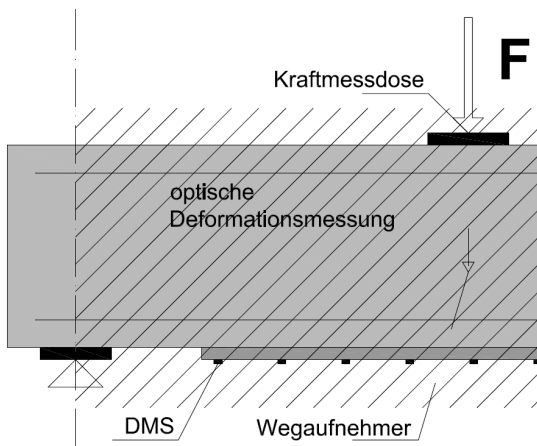


**Bild 3.5:** Verhindern einer Vorschädigung im nicht zu prüfenden Bereich mit extern aufbrachten Bügeln

### 3.5.1.2 Messtechnische Ausrüstung

Alle Versuche wurden mit einem 60 t Hydraulikzylinder druckgeregelt zu Bruch gefahren. Bei allen Versuchen wurde eine Seitenfläche komplett mittels optischer Deformationsmessung mit dem System ARAMIS der Firma GOM gemessen. Diese Messtechnik kann berührungslos und flächig die Verschiebung in alle Raumrichtungen bestimmen, was den Vorteil bietet, die Verschiebungen immer am geometrisch entscheidenden Punkt auswerten zu können und zusätzlich Effekte zu beobachten, die durch konventionelle Messverfahren nur schwierig zu erfassen sind.

Zusätzlich zu der optischen Messung wurde auch konventionelle Messtechnik zur Messung der Kräfte, Verschiebungen und der Lamellendehnungen eingesetzt. Die Dehnungen der Lamelle wurden mittels Dehnmessstreifen (DMS) der Firma TML bestimmt. Einen Überblick über die Messtechnik zeigt Bild 3.6.



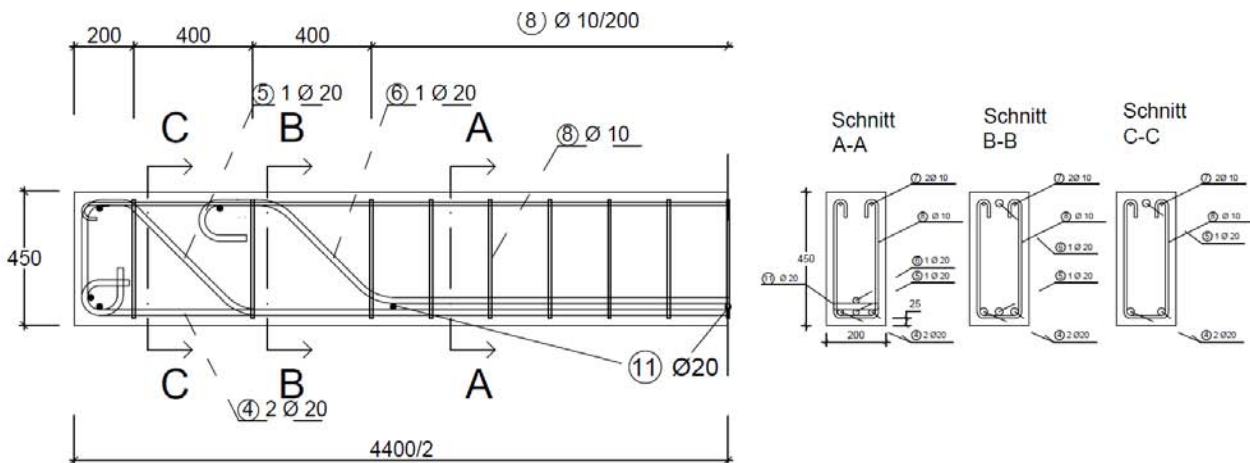
**Bild 3.6:** Schematische Darstellung der Messtechnik und photographische Darstellung der optischen Messung

## 3.5.2 Versuche an Balken

### 3.5.2.1 Allgemeines

Die Versuchsbalken QVBA3, QVBE3 und QVBR1 hatten alle die gleiche innere Bewehrung und wurden alle mit der Betonmischung C20/25 betoniert. Der Bewehrungsplan ist in Anhang A zu finden und ist schematisch in Bild 3.7 dargestellt. Die Bewehrung wurde so dimensioniert und geführt, dass diese den Bemess-

sungs- und Konstruktionsempfehlungen nach Mörsch [79] entspricht und eine möglichst realitätsnahe Bewehrungsführung darstellt. Dazu wurden die Bauteile in der Trägermitte mit 4  $\varnothing 20$  glatten Rundstäben als Längsbewehrung bewehrt. Von dieser Längsbewehrung wurde ein Stab 800 mm und ein weiterer Stab 400 mm vor dem Auflager unter 45° aufgebogen und in die Druckzone geführt. Neben der Längsbewehrung wurden die Balken mit glatten Betonstahlbügeln  $\varnothing 10$  bewehrt, welche in Trägermitte einen Abstand von 200 mm und im Bereich der Aufbiegungen einen Abstand von 400 mm hatten. Die Bügel hatte jedoch die Besonderheit, dass diese in der Druckzone nicht vollständig geschlossen waren, sondern über Haken verankert waren und somit eine Öffnung in der oberen Mitte des Querschnittes aufwiesen. Dies wurde so vorgesehen, da dies bei alten Bauteilen mit Bügelbewehrung, wie zum Beispiel in den Versuchen von Bach und Graf [6], oft der Fall ist, da dieser Platz benötigt wurde um den Beton zu stampfen, da Innenrüttler und Schalungsrüttler erst ab circa 1950 verwendet wurden.



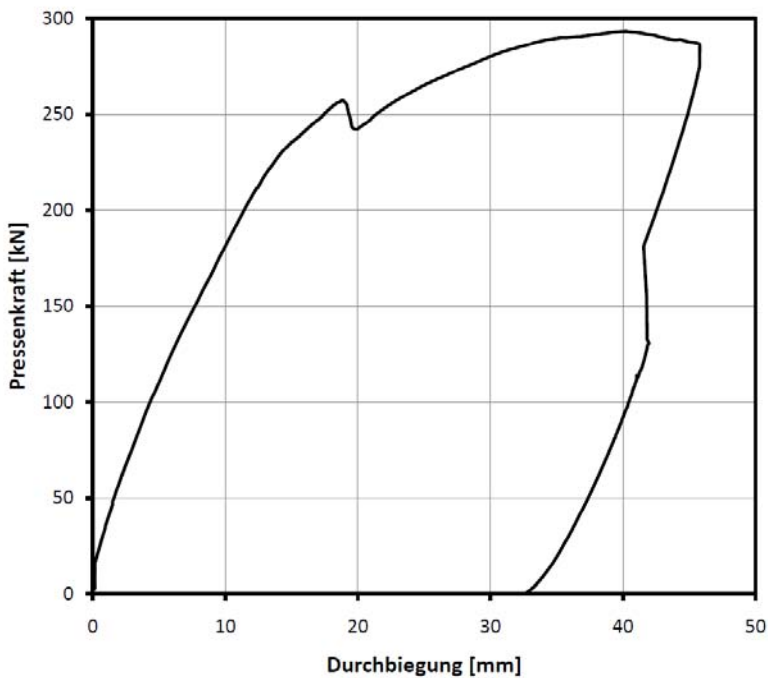
**Bild 3.7:** Bewehrungsführung der inneren Bewehrung der Bauteilversuche an Balken

### 3.5.2.2 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken QVBA3-1

Das Bauteil QVBA3 wurde mit drei nebeneinander liegenden Lamellen der Abmessungen 50 mm x 1,4 mm verstärkt. Auf der Seite des ersten Versuches wurde die Lamelle über das Auflager geführt um einen sogenannten Versatzbruch<sup>11</sup> auszuschließen. Der Versuch wurde druck geregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,3 kN/s kontinuierlich zu Bruch gefahren. Dabei wurde die Verformung einer Seite des Balkens optisch mit System ARAMIS vollflächig per Bemusterung gemessen auf der anderen Seite wurden vier Wegaufnehmer zur zusätzlichen Messung der Durchbiegung angebracht. Um die Dehnung auf der Lamelle zu erfassen wurden insgesamt neun DMS auf den Lamellen angeordnet.

Der Bruchversuch QVBA3-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **293,5 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 203,1 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 40,1 mm in der Trägermitte auf zu diesem Zeitpunkt hatte die Lamelle eine maximale Dehnung von 6,2 mm/m. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.8 dargestellt.

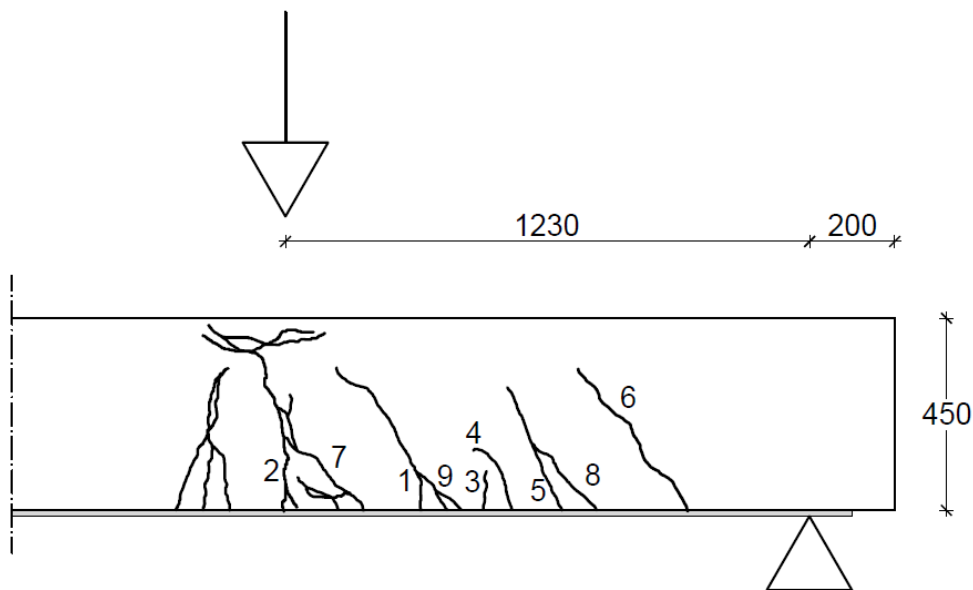
<sup>11</sup> Beim sogenannten Versatzbruch kommt es zu einem Ausbruch der Betondeckung im Bereich des Endes der geklebten Bewehrung.



**Bild 3.8:** Versuch QVBA3-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Lastverformungskurve

#### Ablauf des Versuches QVBA3-1

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.9) beschrieben.

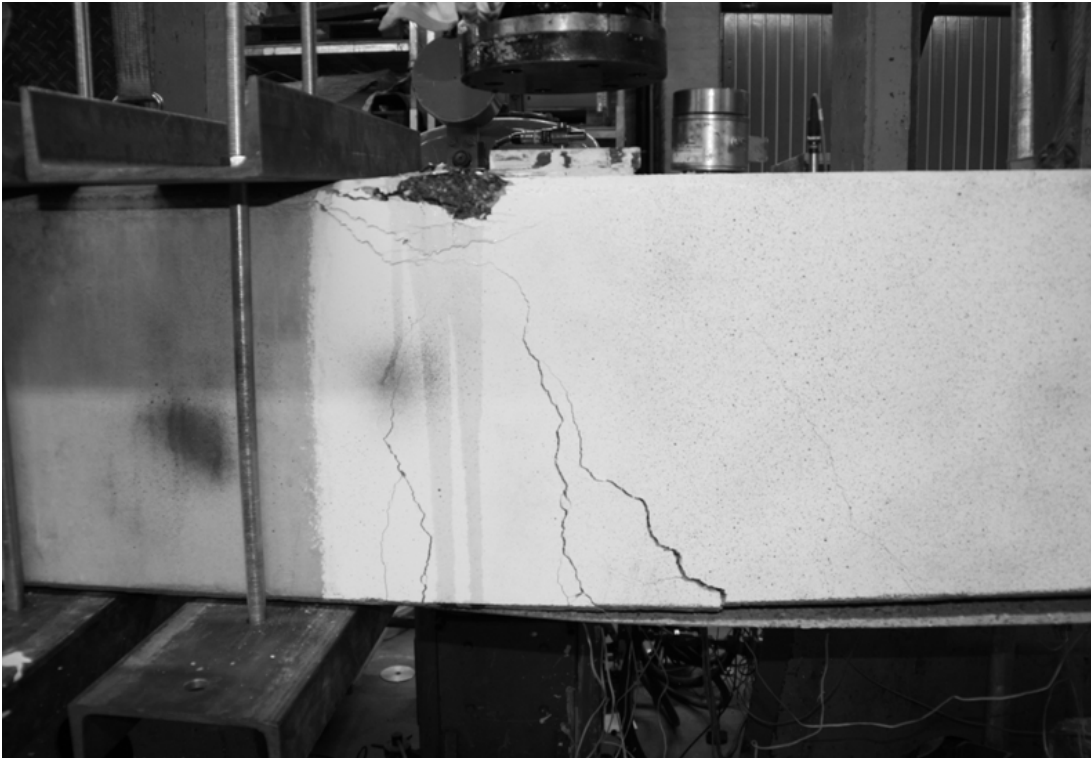


**Bild 3.9:** Versuch QVBA3-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Rissbild

Zuerst bildeten sich Biegerisse im Bereich der Lasteinleitung, welche sich mit der Richtung auch dorthin orientierten (Riss 1 bis 6). Bei circa 220 kN Pressenkraft begann die innere Bewehrung an zu fließen und der Riss 8 und 9 öffnete sich. Der Riss 8 öffnete sich immer weiter bis es bei Rissbreite von circa 0,8 mm zur Lamellenentkopplung an diesem Riss kam. Zu diesem Zeitpunkt hatte die Last 256,6 kN und die Lamelle eine Dehnung im Bereich der Lasteinleitung von 3,8 mm/m. Da die Lamelle über das Auflager geführt war konnte die Belastung nach einem kurzen Kraftabfall wieder gesteigert werden, wobei der Träger sich deutlich weicher verhielt. Bei der weiteren Steigerung der Belastung blieb die Rissbreite des Risses 9 nahezu konstant und die Rissbreiten der Risse 1,3,4,5,6,8 wurden immer kleiner, wobei sich der Riss 3 und vier fast

komplett wieder schloss. Die gesamte Dehnung der Bewehrung wurde lediglich über die beiden mittleren Risse 2 und 7 ausgeglichen, welche erhebliche Rissbreiten erreichten.

Bei der Maximallast von 293,5 kN kam es zu einem Versagen der Betondruckzone und einem nach und nach Ausbrechen des Betons bei der Lasteinleitung. Das Versagensbild des Versuches ist in Bild 3.10 dargestellt.



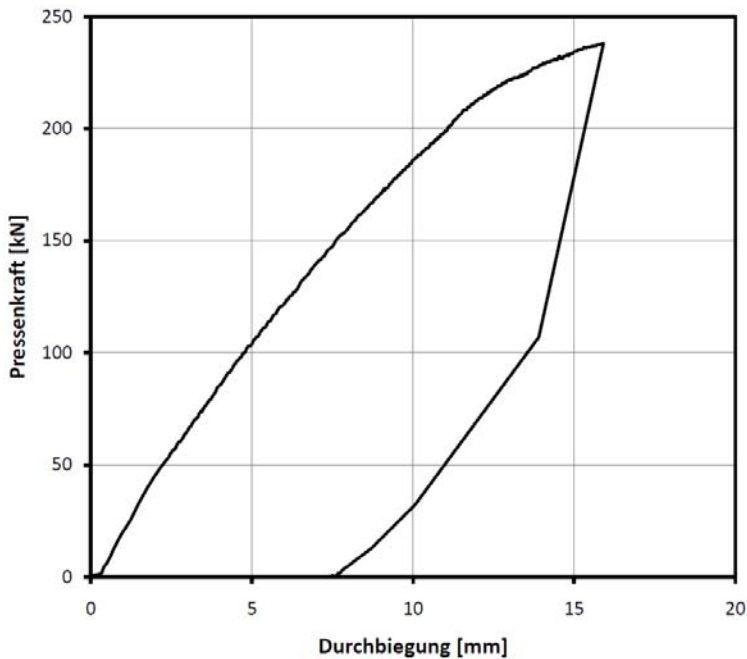
**Bild 3.10:** Versuch QVBA3-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Bruchbild

### 3.5.2.3 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken QVBA3-2

Auf der zweiten Seite des Balkens QVBA3 endeten die drei Lamellen, der Abmessungen 50 mm x 1,4 mm, 150 mm vor der Auflagerachse. Der Versuch war ansonsten identisch aufgebaut wie der Versuch QVBA3-1, hatte die gleiche messtechnische Ausrüstung und wurde ebenfalls druckgeregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,3 kN/s kontinuierlich zu Bruch gefahren.

Der Bruchversuch QVBA3-2 erreichte eine maximale Pressenkraft von **238,5 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 165,2 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 15,9 mm in der Trägermitte auf zu diesem Zeitpunkt hatte die Lamelle eine maximale Dehnung von 4,1 mm/m. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.11 dargestellt.

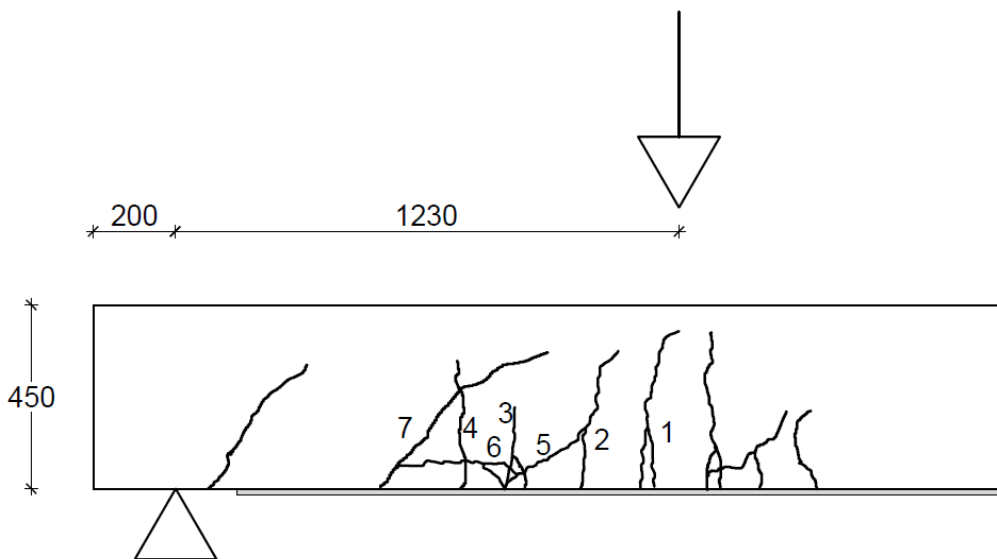




**Bild 3.11:** Versuch QVBA3-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Lastverformungskurve

#### Ablauf des Versuches QVBA3-2

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.12) beschrieben.



**Bild 3.12:** Versuch QVBA3-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Rissbild

Nach einer Belastung von circa 20 kN bildeten sich erste Risse im Bereich der Lasteinleitung (Riss 1-4). Bei circa 80 kN Pressenkraft entstanden die Risse 5 und 6 an der Trägerunterseite, welche sich bei circa 100 kN mit den Rissen 2 und 3 verbundenen. Der Riss 7 bildete sich bei circa 130 kN aus und verlängert sich zum Schrägriss 8 bei circa 170 kN. Nach weiterer Laststeigerung fing der Träger bei circa 210 kN an in den Zustand III überzugehen, wobei der Dehnungszuwachs im Wesentlichen über den Riss 5 stattfand. Bei der Maximallast von 238,5 kN kam es zu einem Ausbrechen der Betondeckung im Bereich zwischen den beiden aufgebogenen Schrägeisen und zu einem Endverankerungsversagen der CFK-Lamelle nach den Aufbiegungen wie es auch Bild 3.13 dargestellt ist.



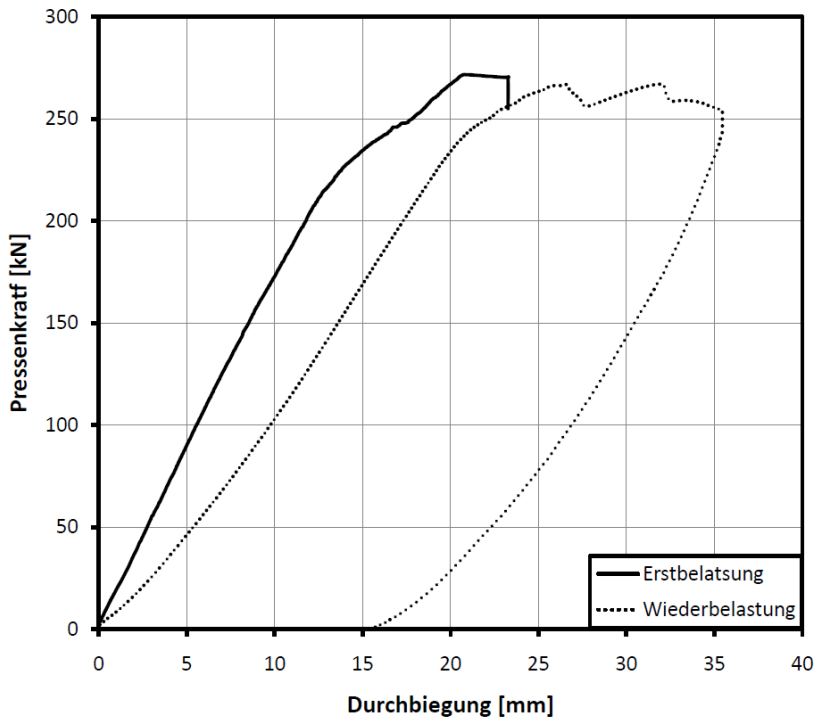
**Bild 3.13:** Versuch QVBA3-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Bruchbild

#### **3.5.2.4 Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken QVBE3-1**

Der Versuchsbalken QVBE3-1 wurde mit vier in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen der Abmessungen 20 mm x 2 mm verstärkt. Beim ersten Versuch wurden die CFK-Lamellen über das Auflager geführt um die Bildung eines Versatzbruchs zu vermeiden. In dem Versuch wurden wie bei den Versuchen auf dem Balken QVBA3 die eine Seite mittels optischer Deformationsmessung gemessen und die Verschiebungen auf der anderen Seite mittels vier Wegaufnehmern gemessen.

Um die Dehnungen der Lamelle bestimmen zu können, wurden, bevor die Lamellen in die Schlitze verklebt wurden, DMS an der Stelle aufgeklebt, wo später die Presse angeordnet wurde.

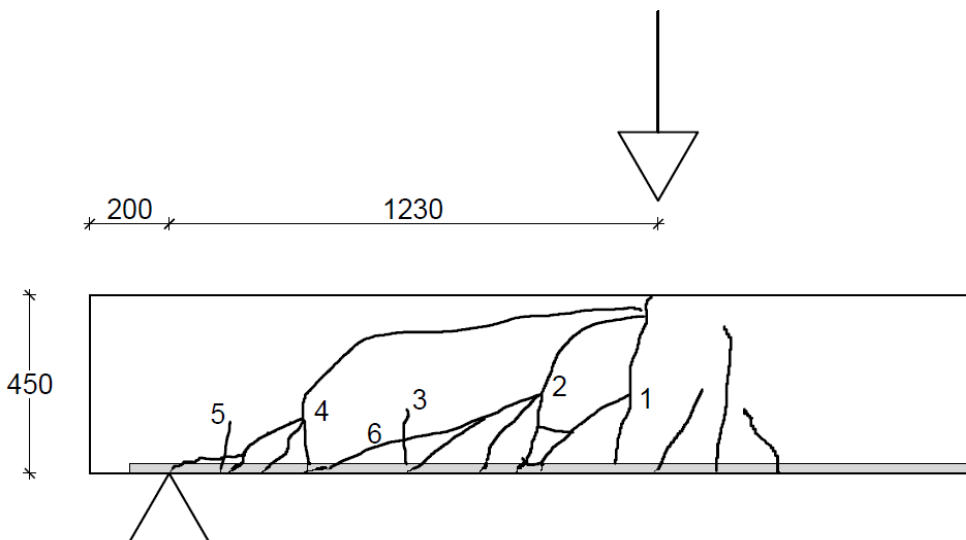
Der Bruchversuch QVBE3-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **271,6 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 188,1 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 20,8 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.14 dargestellt.



**Bild 3.14:** Versuch QVBE3-1 (Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Lastverformungskurve

#### Ablauf des Versuches QVBE3-1

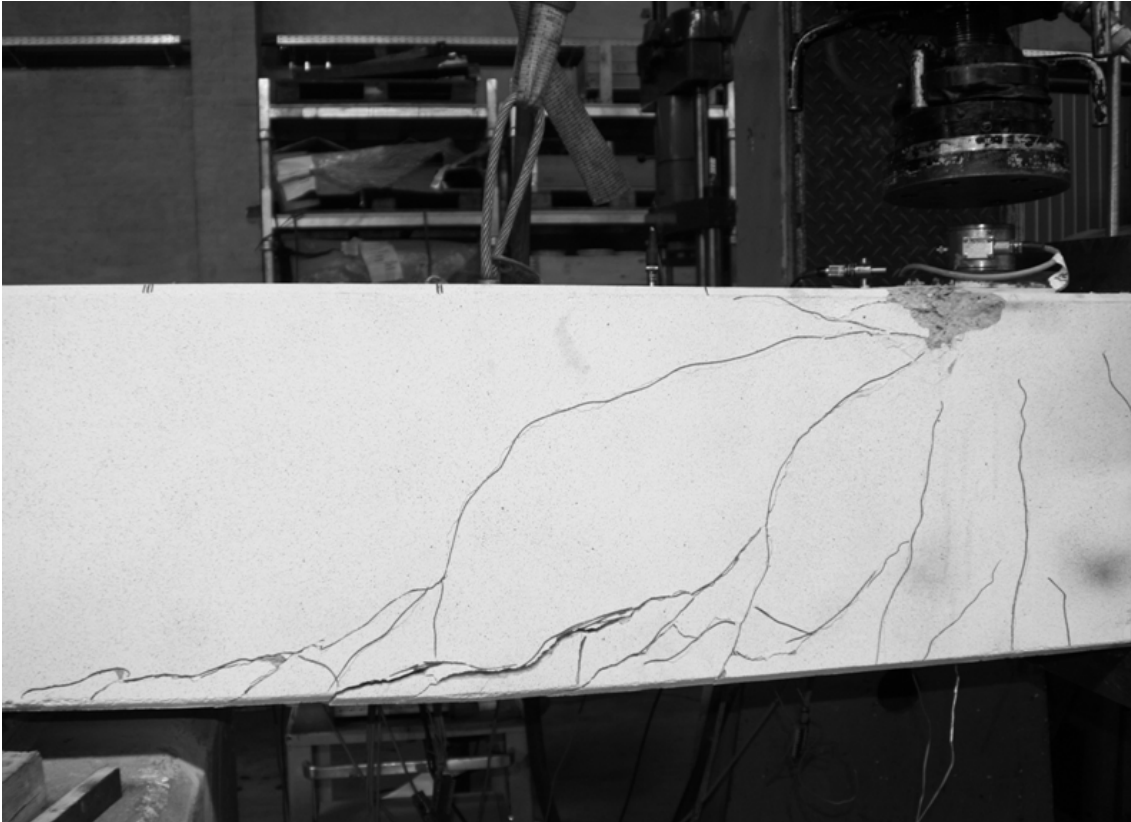
Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.15) beschrieben.



**Bild 3.15:** Versuch QVBE3-1 (Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Rissbild

Zuerst bildeten sich Biegerisse im Bereich der Lasteinleitung, welche sich mit der Richtung auch dorthin orientierten (Riss 1 bis 5). Bei einer Belastung von circa 135 kN bildeten sich weitere sekundäre Risse am unteren Enden des Trägers, welche sich oberhalb der Bewehrung mit den primären Rissen zusammentrafen (Risse 6 bis 8). Bei einer Belastung von 210 kN wurde der Träger deutlich weicher und die innere Bewehrung fing an zu fließen. Nach weiterer Laststeigerung bildet sich bei 240 kN in Höhe der Längsbewehrung aus, welche auch parallel zu dieser verliefen. Bei der Maximallast von 271,6 kN ließ die Last nach und der Versuch wurde gestoppt. Zu diesem Zeitpunkt hat die gemessene Dehnung in der Lamelle 6,7 mm/m betragen. Da der Träger noch nicht deutlich erkennbar gebrochen war wurde der Träger wiederbelastet und es kam

bei circa der gleichen Last zu einem nach und nach Ausbrechen der Druckzone des Balkens. Das Bruchbild des Balkens QVBE3-1 ist in Bild 3.16 dargestellt.

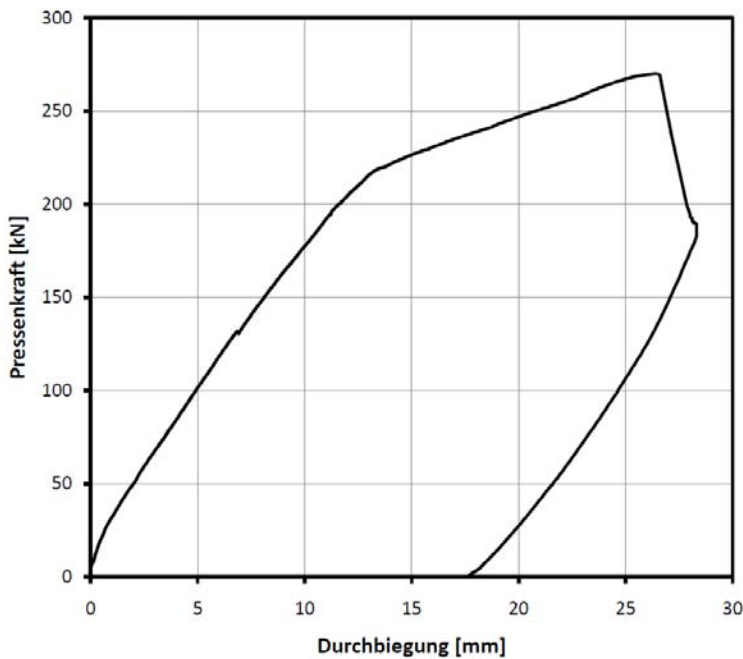


**Bild 3.16:** Versuch QVBE3-1 (Mit in Schlitzte verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Bruchbild

#### 3.5.2.5 Mit in Schlitzte verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken QVBE3-2

Beim zweiten Versuch auf dem Balken QVBE3 endeten die vier in Schlitzte verklebten CFK-Lamelle 150 mm vor dem Auflager. Die Messtechnik wie auch die Belastung war identisch wie beim ersten Versuch auf dem Balken.

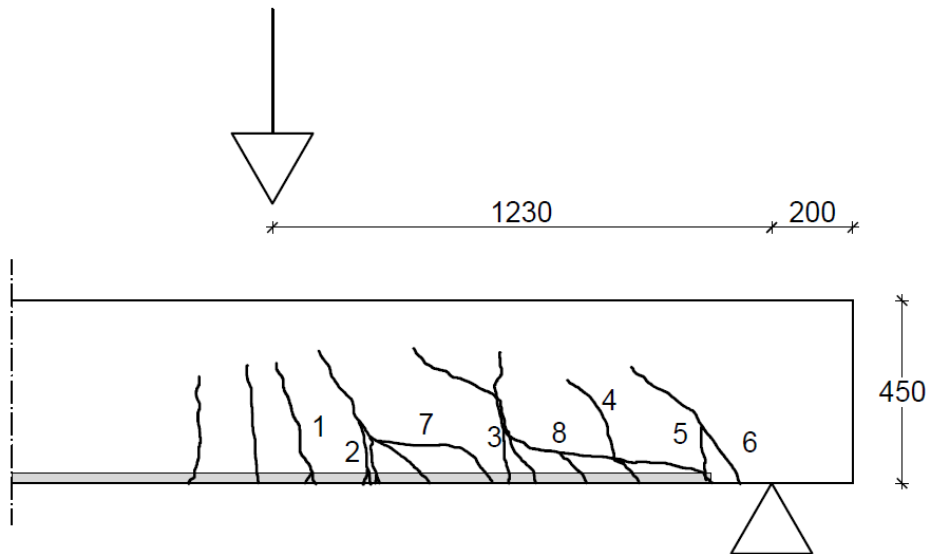
Der Bruchversuch QVBE3-2 erreichte eine maximale Pressenkraft von **270,1 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 187 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 26,3 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.17 dargestellt.



**Bild 3.17:** Versuch QVBE3-2 (Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Lastverformungskurve

#### Ablauf des Versuches QVBE3-2

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.18) beschrieben.



**Bild 3.18:** Versuch QVBE3-2 (Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Rissbild

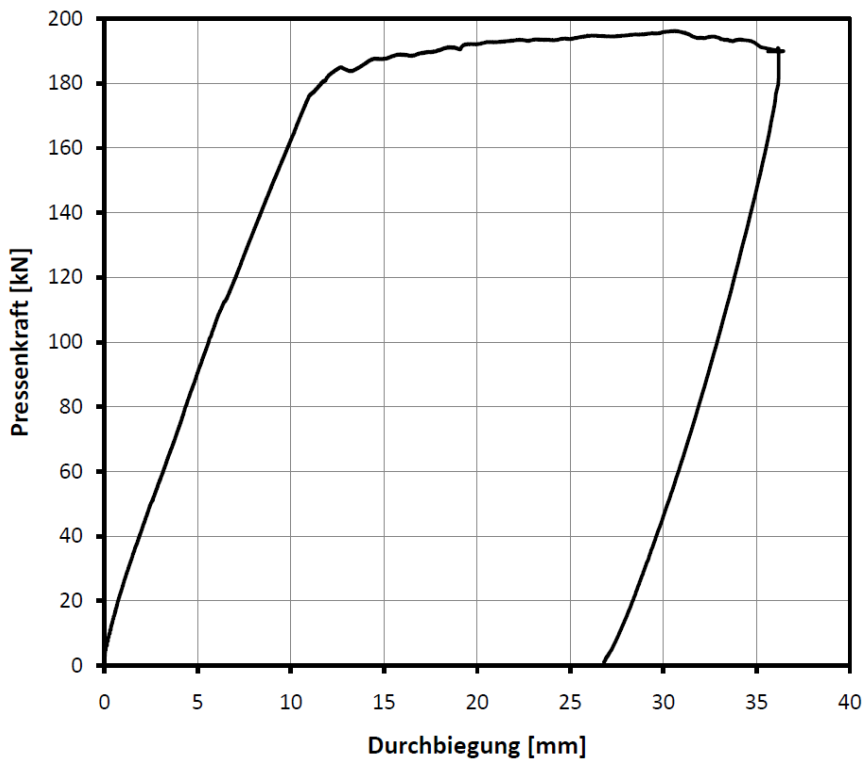
Nach überschreiten des Rissmomentes bildeten sich ab der Kraft von 25 kN sich die Biegerisse 1 bis 4, welche zunächst senkrecht nach oben verliefen. Nach weiterer Laststeigerung bildete sich bei einer Kraft von circa 100 kN ein Riss am Ende der in Schlitze verklebten Lamellen (Riss 5). Nach und nach wuchsen die Biegerisse immer weiter und orientierten sich mit ihrer Rissrichtung immer mehr zur Lasteinleitung und auch der Riss 5 zu einem Riss unter  $45^\circ$  an. Bei einer Belastung von circa 200 kN bildeten sich die Risse 6 und 7 aus welche sich mit den Rissen 3 und 5 über der Bewehrung vereinigten. Ab der Belastung von circa 215 kN ging das Bauteil in den Zustand III über. Nach weitere Laststeigerung bildeten sich immer mehr risse am Trägerend welche sich oberhalb der Bewehrung zu sammelrissen vereinten. Bei der Maximallast von 270 kN löste sich die Betondeckung mit den in Schlitze verklebten Lamellen am Riss 5 beginnen ab. Das sich so ergebene Bruchbild ist in Bild 3.19 dargestellt.



**Bild 3.19:** Versuch QVBE3-2 (Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Bruchbild

#### 3.5.2.6 Referenzbalken QVBR1-1

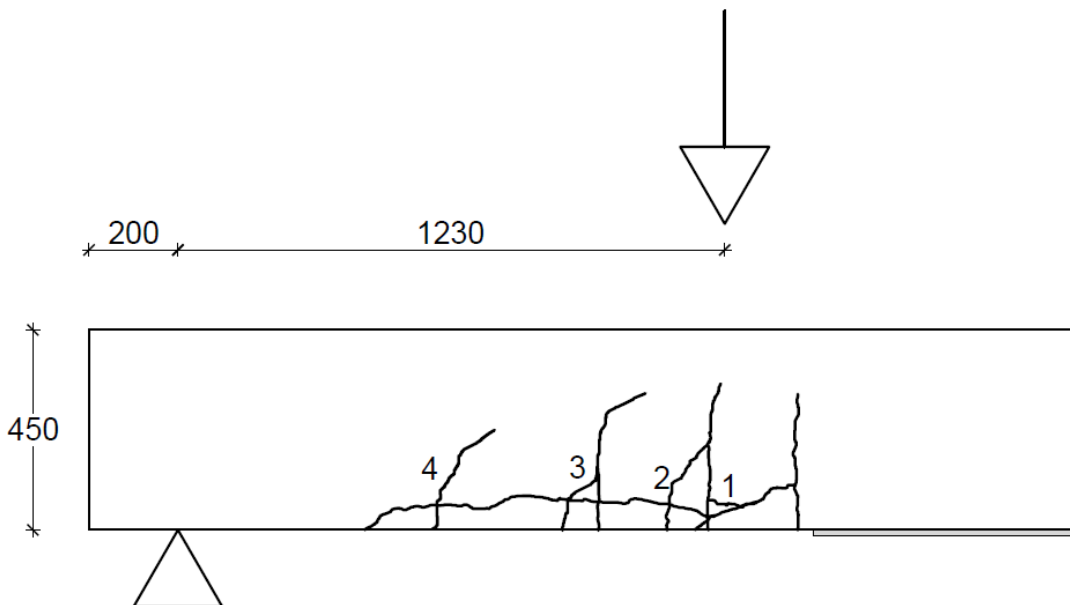
Der erste Versuch auf dem Balken QVBR1 wurde als Referenzversuch unverstärkt geprüft. Wie auch bei den anderen Versuchen wurden die Durchbiegungen durch vier Wegaufnehmer und die Dehnungen und Verschiebungen einer Seitenfläche mittels optischer Deformationsmessung bestimmt. Die Kraft wurde wie bei den anderen Versuchen druckgeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,3 kN/s kontinuierlich aufgebracht. Der Bruchversuch QVBR1-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **196,2 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 135,9 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 30,6 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.20 dargestellt.



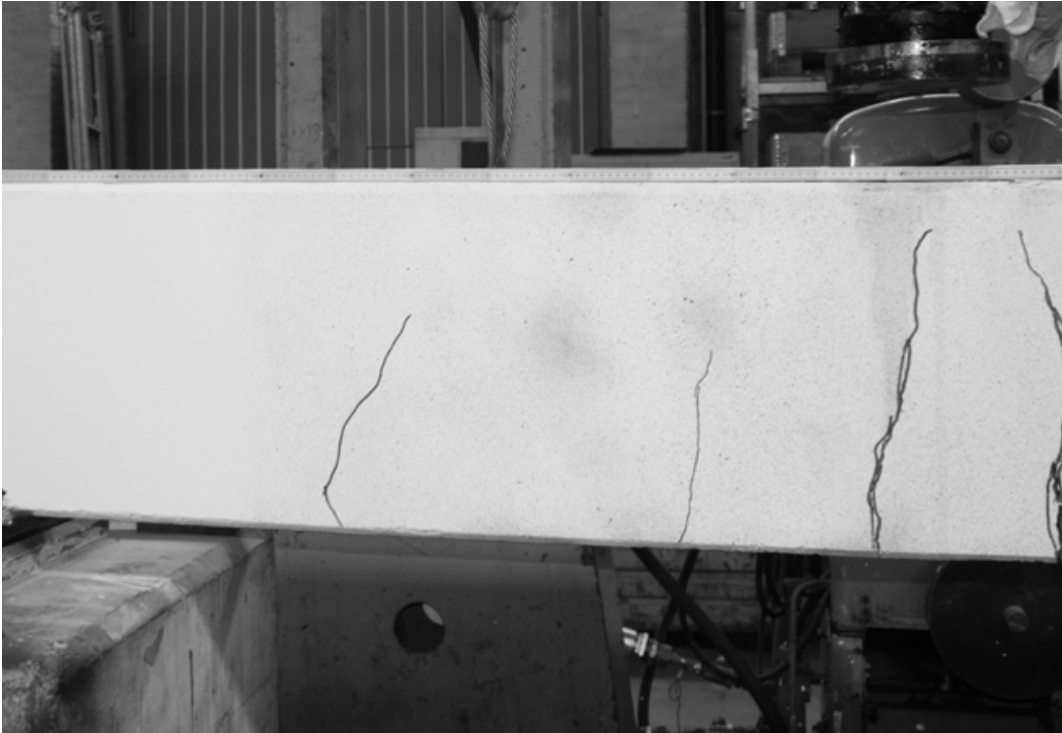
**Bild 3.20:** Versuch QVBR1-1 (Referenzbalken): Lastverformungskurve

**Ablauf des Versuches QVBR1-1**

Nach überschreiten des Rissmomentes bildeten sich nahezu gleichzeitig die Risse 1 bis 4 welche in Bild 3.21 dargestellt sind. Bei der Last von 176 kN begann die innere Bewehrung zu fließen, wobei der gesamte Dehnungszuwachs über die Risse 1 und 2 abgebaut wurde. Nach Erreichen der Fließgrenz konnte die Kraft kaum noch gesteigert werden und nach einem Kraftabfall und einer Verformung von über 35 mm wurde der Versuch beendet. Das Bruchbild des Versuches QVBR1-1 ist in Bild 3.22 dargestellt.



**Bild 3.21:** Versuch QVBR1-1 (Referenzbalken): Rissbild



**Bild 3.22:** Versuch QVBR1-1 (Referenzbalken): Bruchbild

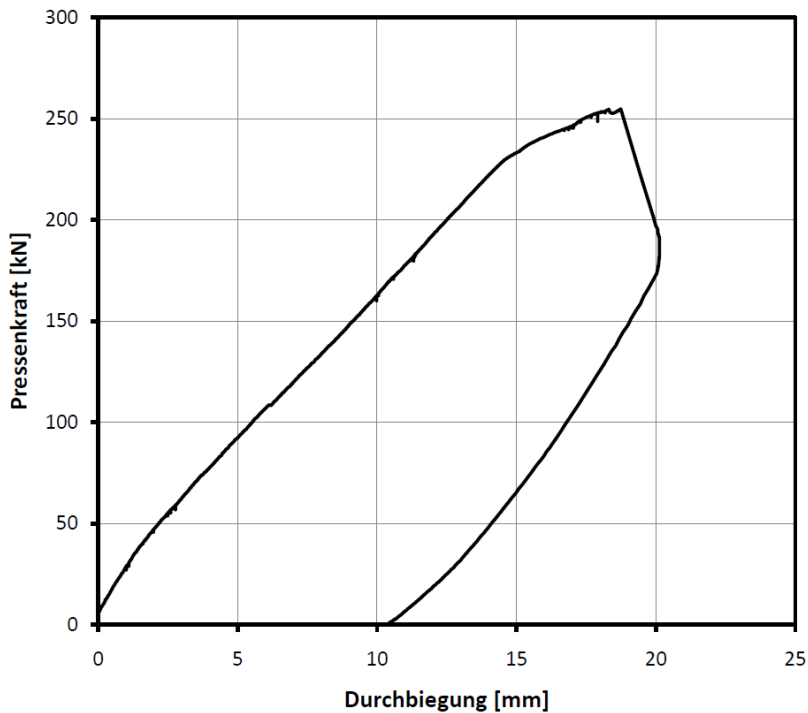
### 3.5.2.7 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken QVBA4-2

Die zweite Seite des Balkens QVBR1-1 wurde wie der Träger QVBA3 mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen der Abmessung 50 mm x 1,4 mm verstärkt. Die Lamelle endet auf der Seite des Versuches QVBA4-2 250 mm vor dem Auflager.

Wie bei dem Versuch QVBA3 wurden die Lamellendehnungen mit neun Dehmesstreifen gemessen. Die Verformungen und die Rissentwicklungen wurden wie bei dem vorherigen Versuch mittels Wegaufnehmern und optischer Deformationsmessung gemessen. Die Belastung wurde druckgeregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,3 kN/s aufgebracht.

Der Bruchversuch QVBA4-2 erreichte eine maximale Pressenkraft von **254,8 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 176,4 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 18,7 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.23 dargestellt.

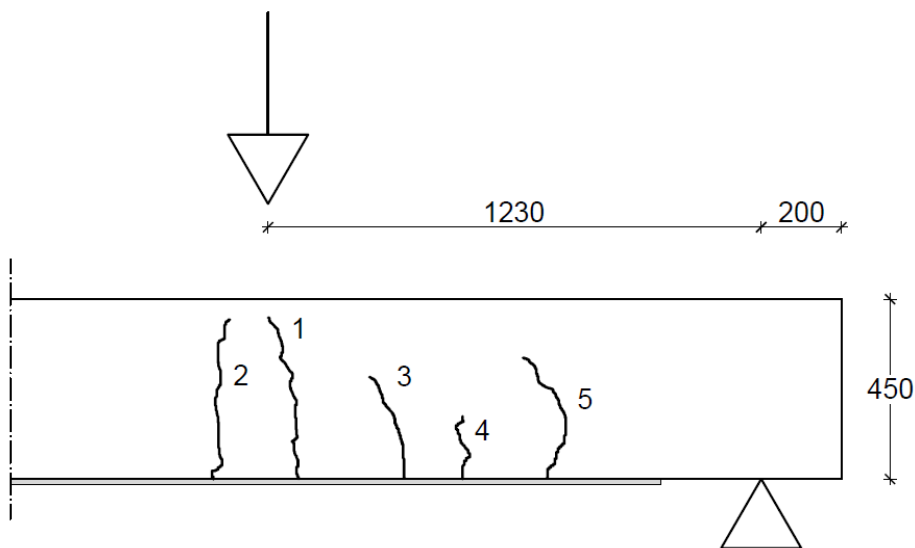




**Bild 3.23:** Versuch QVBA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Lastverformungskurve

#### Ablauf des Versuches QVBA4-2

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.24) beschrieben.



**Bild 3.24:** Versuch QVBA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Rissbild

Nach überschreiten des Rissmomentes bei circa 40 kN bildeten sich nahezu gleichzeitig die Risse 1 bis 4 aus. Nahezu schlagartig bildete sich der Riss 5 am Lamellenende bei 110 kN aus und hatte sofort eine Rissbreite von 0,15 mm. Zu diesem Zeitpunkt öffnete sich ebenfalls der Riss 6 nach und nach. Bei weiterer Laststeigerung öffneten sich die Risse 7 und 8 welche sich oberhalb der Betondeckung zum Riss 3 und 5 vereinigten. Ab der Belastung von 230 kN fing die innere Bewehrung an zu fließen. Kurz vor Erreichen der Maximalast bildete sich vom Riss 5 beginnend ein Riss auf der Höhe der inneren Bewehrung parallel zur dieser aus. Bei der Maximalast löste sich die Betondeckung in der Nähe vom Riss 7 beginnend mit samt der Lamelle ab. Zwischen dem Riss 7 und dem Riss 4 blieb die Betondeckung jedoch an dem Träger. Bei Erreichen der Maximalast hatte die Lamelle eine Dehnung von 3,7 mm/m. Das Bruchbild des Balkens QVBR1-2 ist in Bild 3.25 dargestellt.

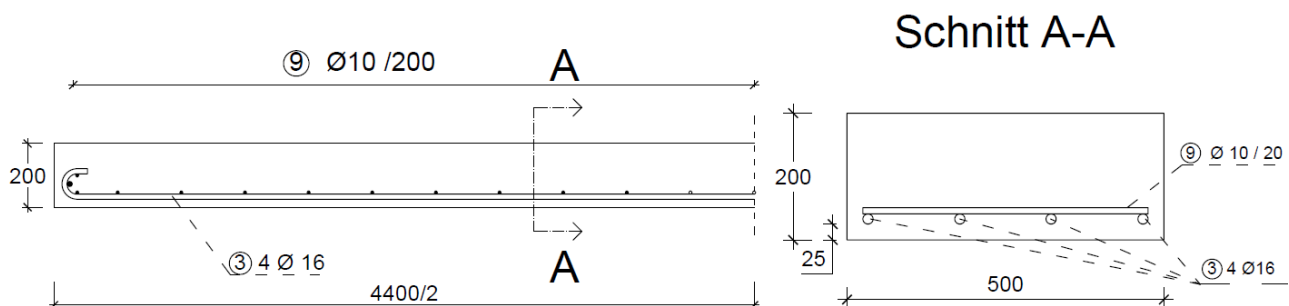


**Bild 3.25:** Versuch QVBA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkter Balken): Bruchbild

### 3.5.3 Versuche an Einfeldplatten

#### 3.5.3.1 Allgemeines

Die Versuchsplatten QVPA2, QVPE1 und QVPR1 hatten alle die gleiche innere Bewehrung und wurden alle mit der Betonmischung C20/25 betoniert. Der Bewehrungsplan ist in Anhang A zu finden und ist schematisch in Bild 3.26 dargestellt. Die Platten hatten eine Breite von 500 mm und eine Höhe von 200 mm. Als Längsbewehrung wurde vier warmgewalzter glatte Rundeisen  $\varnothing 16$  verwendet, welche am Ende durch ein  $180^\circ$  aufgebogen Haken verankert waren. Als Querbewehrung wurden glatte Rundeisen  $\varnothing 10$  alle 200 mm verwendet.

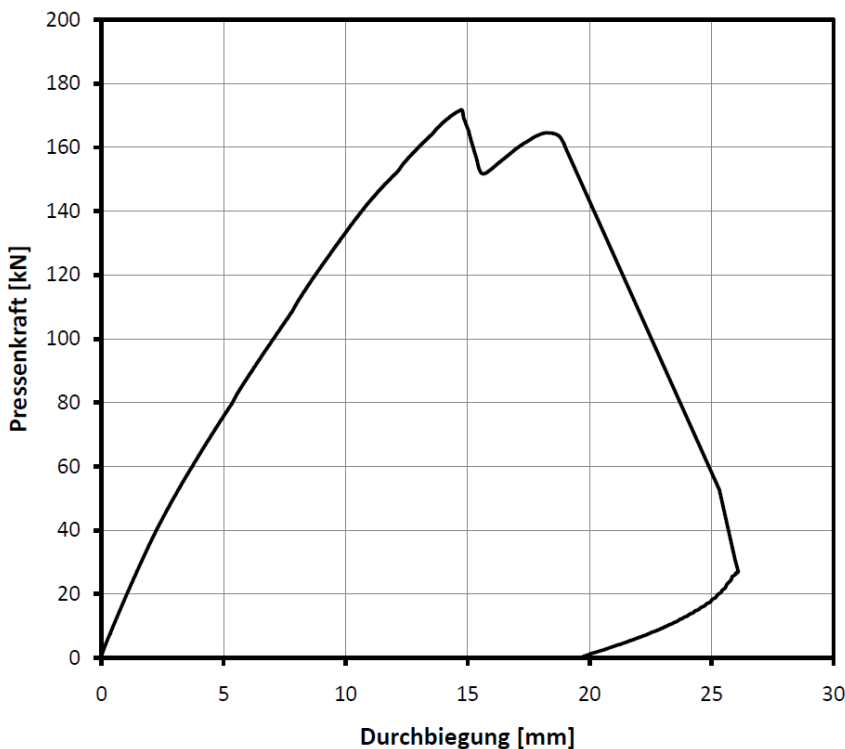


**Bild 3.26:** Schematische Darstellung der inneren Bewehrung einer Plattenhälfte der Einfeldplatten

#### 3.5.3.2 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte QVPA2-1

Das Platte QVPA2 wurde mit drei mit einem Achsabstand von 150 mm nebeneinander liegenden CFK-Lamellen der Abmessungen 100 mm x 1,4 mm verstärkt. Auf der Seite des ersten Versuches wurde die Lamelle über das Auflager geführt um den Einfluss der Verankerung über Auflager prüfen zu können. Der Versuch wurde druckgeregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,2 kN/s kontinuierlich zu Bruch gefahren. Dabei wurde die Verformung einer Seitenfläche des Balkens optisch mit System ARAMIS vollflächig per Bemusterung gemessen. Auf der anderen Seitenfläche wurden drei Wegaufnehmer zur zusätzlichen Messung der Durchbiegung angebracht. Um die Dehnung auf der Lamelle zu erfassen wurden insgesamt zehn DMS auf den Lamellen angeordnet.

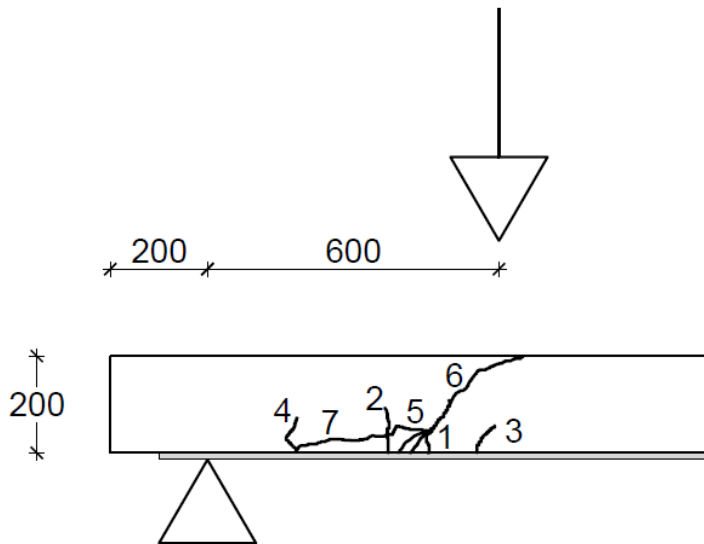
Der Bruchversuch QVPA2-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **171,8 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 146,0 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 14,7 mm in der Trägermitte auf zu diesem Zeitpunkt hatte die Lamelle eine maximale Dehnung von 3,3 mm/m. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.27 dargestellt.



**Bild 3.27:** Versuch QVPA2-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Lastverformungskurve

**Ablauf des Versuches QVPA2-1**

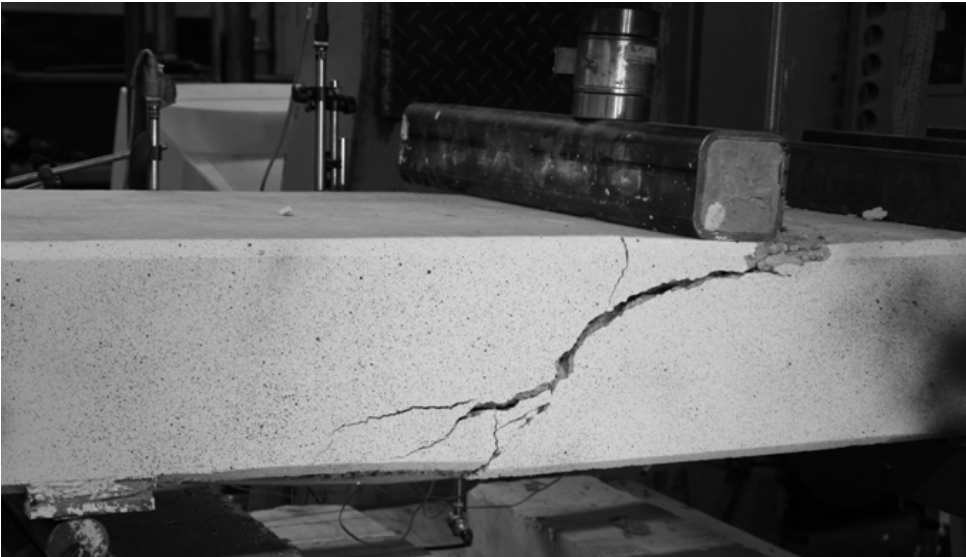
Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.28) beschrieben.



**Bild 3.28:** Versuch QVPA2-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Rissbild

Nach überschreiten des Rissmomentes bildeten sich die Biegeriss 1 bis 4 in der jeweiligen Reihenfolge aus. Der Riss 1 teilte sich ab der Belastung von 142 kN im unteren Bereich und es entstand der Riss 5. Der Riss 5 zusammen mit dem oberen Teil des Riss 1 wuchsen im Vergleich zu den anderen beiden Riss überproportional an und verlängerten sich Schräg zur Lasteinleitung. Bei einer Belastung von 171,6 kN verbanden sich die Risse 2 und 1 über den Riss 6. Der Querriss 1 vergrößerte sich bei der Maximallast von 171,8 kN deutlich

und Riss im unteren Bereich zwischen den Rissen 3 und 5 durch so dass der Riss 1 mit 7 nun nahezu exakt eine Neigung von  $45^\circ$  hatte. Kurz vor dem Erreichen der Maximallast hatte der Riss 1 eine Rissbreite von  $0,47\text{ mm}$  kann oberhalb der Verzweigungen zu Riss 5 und 6. Nachdem Erreichen der Maximallast konnte die Last nochmals auf  $164,5\text{ kN}$  gesteigert werden, bis die Platte unter circa  $25^\circ$  Grad Rissneigung mit den Rissen 9 und 8 durchriss. Das Bruchbild der Versuches QVPA2-1 ist in Bild 3.29 abgebildet.

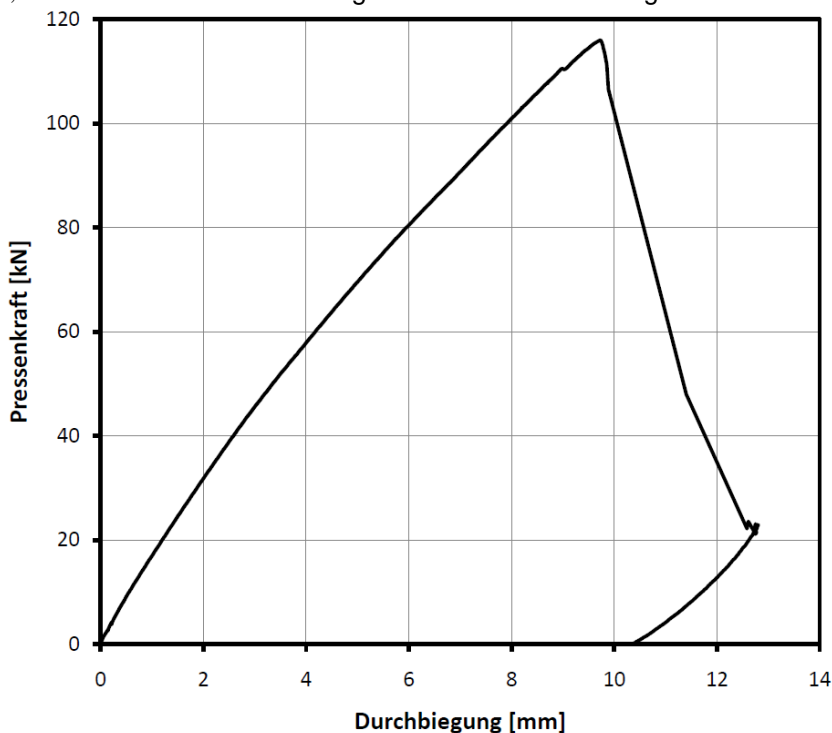


**Bild 3.29:** Versuch QVPA2-1 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Bruchbild

### 3.5.3.3 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte QVPA2-2

Beim zweiten Versuch auf der anderen Seite der Platte endeten die drei CFK-Lamellen  $150\text{ mm}$  vor dem Auflager. Die Messtechnische Ausrüstung wie auch die Belastung und deren Geschwindigkeit waren genauso wie beim ersten Versuch auf der Platte.

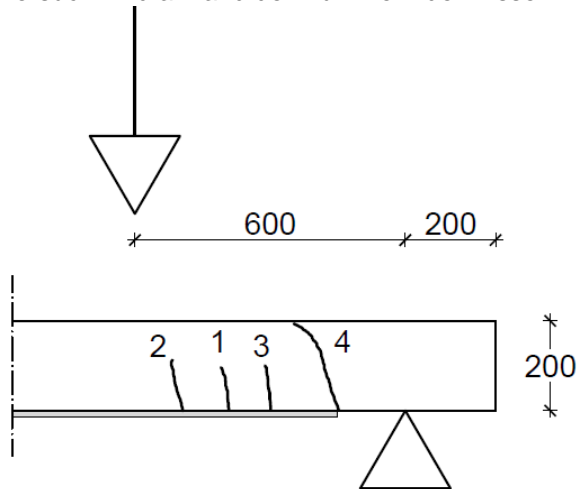
Der Bruchversuch QVPA2-2 erreichte eine maximale Pressenkraft von  **$116,0\text{ kN}$** , dies entspricht einer **Querkraft von  $98,5\text{ kN}$** . Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von  $9,8\text{ mm}$  und einer Lamellendehnung von  $1,7\text{ mm/m}$  bei der Lasteinleitung auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.30 dargestellt.



**Bild 3.30:** Versuch QVPA2-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Lastverformungskurve

### Ablauf des Versuches QVPA2-2

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.31) beschrieben.



**Bild 3.31:** Versuch QVPA2-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Rissbild

Zunächst bildeten sich die Biegerisse 1 bis 3 aus. Der Riss 3 war genau am Ende der Lamelle und wuchs überdurchschnittlich an. Bei der Belastung von 109 kN teilte sich der Riss im unteren Bereich und es entstand der Riss 4. Bei der Maximallast von 116 kN Riss die Platte am Riss 3 durch, welcher kurz vor dem Versagen eine Rissbreite von 0,52 mm hatte. Das Bruchbild des Versuches QVPA2-2 ist in Bild 3.32 abgebildet.

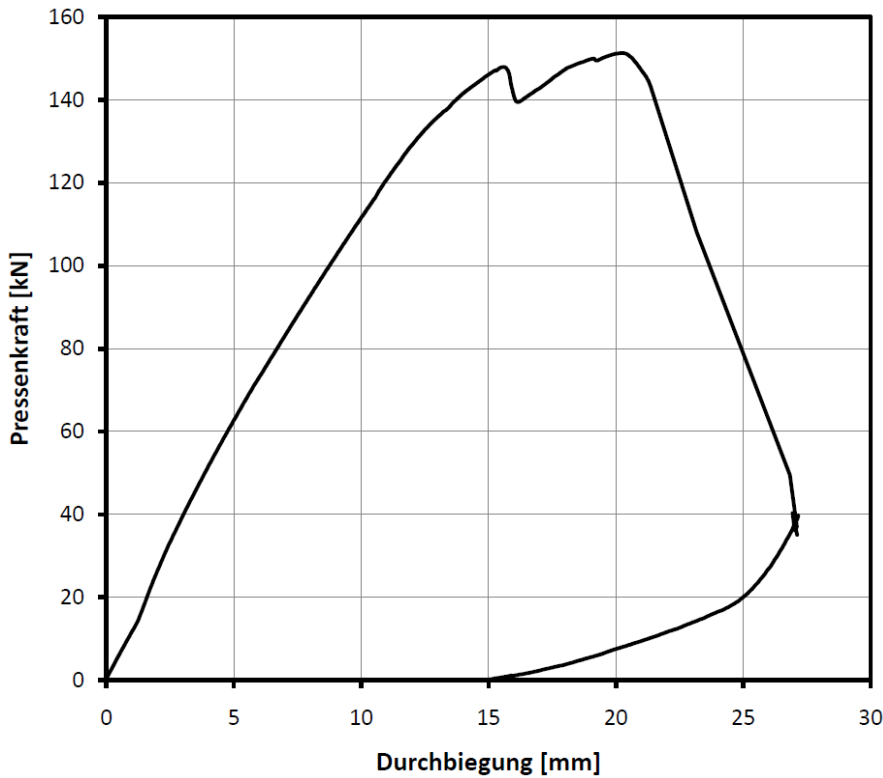


**Bild 3.32:** Versuch QVPA2-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Bruchbild

#### 3.5.3.4 Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte QVPE1-1

Die Platte QVPE wurde mit neun in Schlitze verklebten CFK-Lamellen der Abmessungen 20 mm x 2 mm verstärkt. Wie bei der Platte QVBA wurden die Durchbiegungen und Risse auf der einen Seitenfläche vollflächig mittels optischer Deformationsmessung und auf der anderen Seitenfläche mittels drei Wegaufnehmern ge-

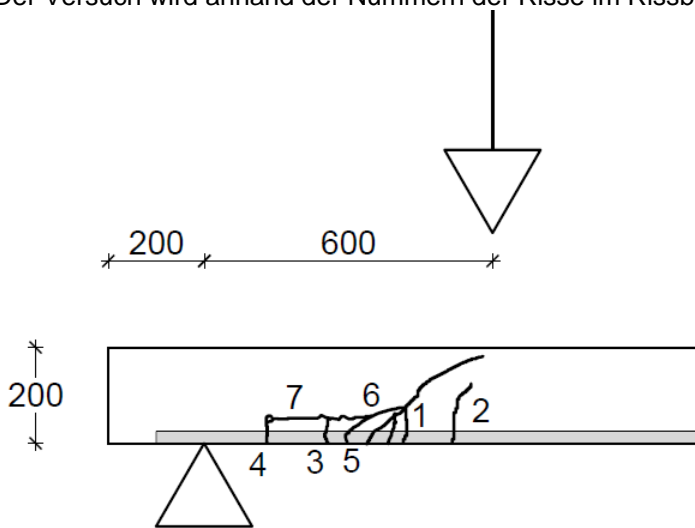
messen. Ebenfalls wurde die Last druckregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,2 kN/s aufgebracht. Beim ersten Versuch auf dieser Platte wurden die CFK-Lamellen über das Auflager geführt. Um die Dehnungen der Lamelle bestimmen zu können, wurden, bevor die Lamellen in die Schlitze verklebt wurden, DMS an der Stelle aufgeklebt, wo später die Presse angeordnet wurde. Der Bruchversuch QVBE1-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **151,3 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 128,6 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 20,2 mm und einer Lamellendehnung von 3,4 mm/m bei der Lasteinleitung auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.33 dargestellt.



**Bild 3.33:** Versuch QVPE1-1 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Lastverformungskurve

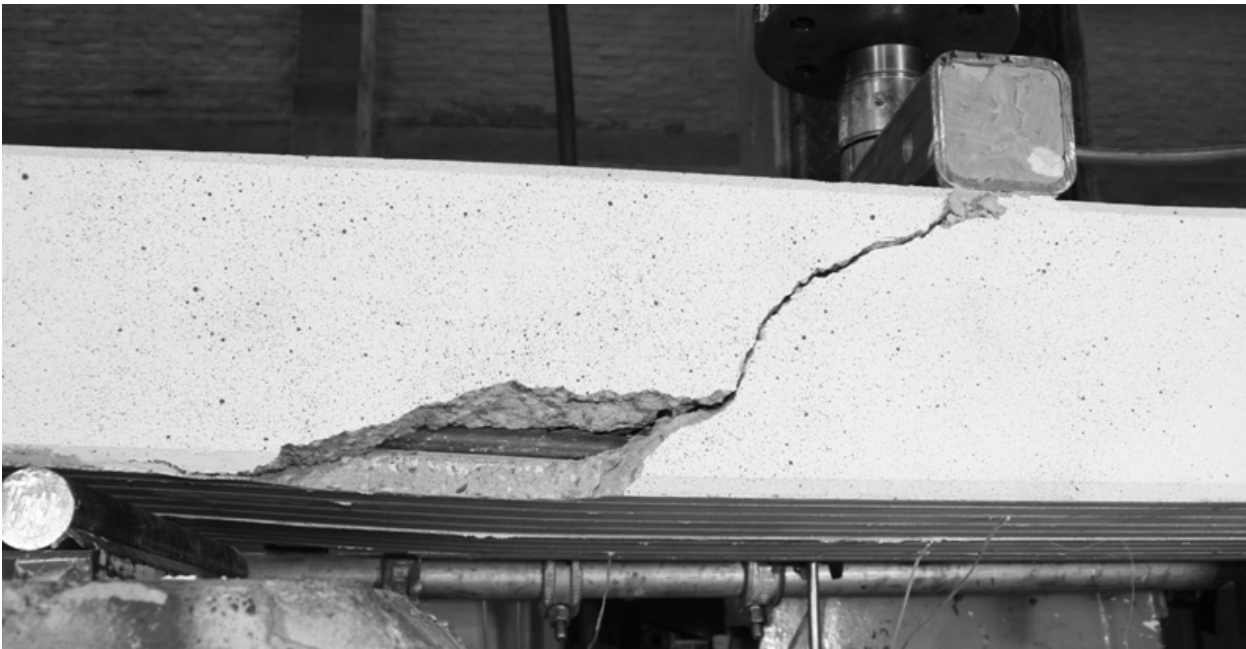
**Ablauf des Versuches QVPE1-1**

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.34) beschrieben.



**Bild 3.34:** Versuch QVPE1-1 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Rissbild

Zuerst bildeten sich nach überschreiten des Rissmomentes die Biegerisse 1 bis 4 in der gleichen Reihenfolge wie die Nummern. Der Riss 1 und 2 wuchs dann deutlich schneller als die anderen beiden Risse. Bei einer Last von 147,0 kN verzweigte sich der Riss 1 im unteren Bereich und erzeugte somit den Riss 5. Bei der Last von 147,8 kN machte der Riss 1 zusammen mit dem Riss 5 weit auf, so dass ein Riss unter circa 45° von der Lasteinleitung zur Plattenunterseite verlief. Aufgrund des Steifigkeitsverlustes nahm die Last leicht ab, wie auch in Bild 3.33 zu sehen ist. Kurz vor diesem Lastabfall hatte der Riss 1 oberhalb der Gabelung mit Riss 5 eine Rissbreite von 1,142 mm. Nach dem Lastabfall konnte die Last nochmals auf die Maximallast von 151,3 kN gesteigert werden. Bei diesem Lastanstieg bildeten sich flache Risse im Bereich der Betondeckung aus. Bei Erreichen der Maximalast gingen diese Risse ganz auf und der Bereich der Betondeckung viel seitlich ab, wie es Bild 3.35 zeigt.

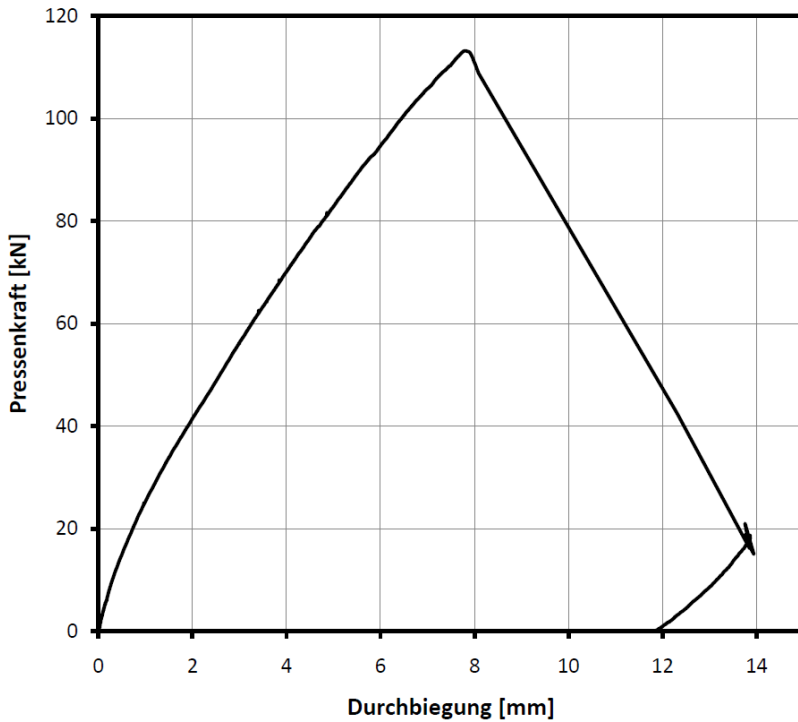


**Bild 3.35:** Versuch QVPE1-1 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Bruchbild

#### 3.5.3.5 Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte QVPE1-2

Beim zweiten Versuch auf der anderen Trägerhälfte endete die Lamelle 150 mm vor dem Auflager. Ansonsten wurde der Versuch genauso durchgeführt wie der erste Versuch.

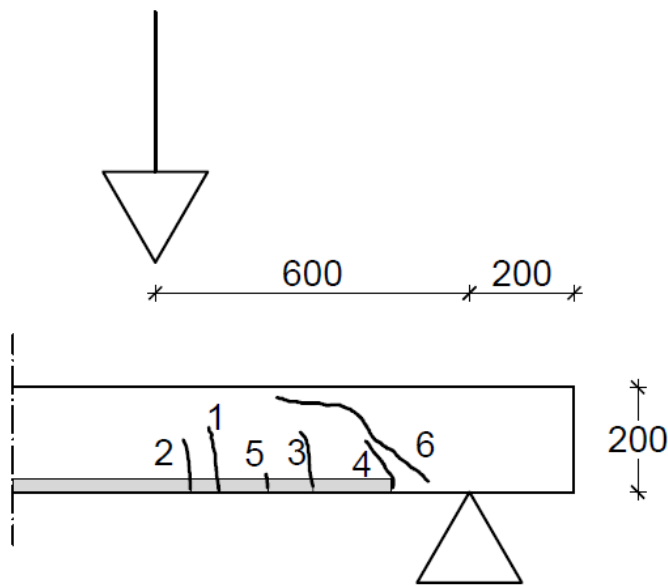
Der Bruchversuch QVBE1-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **113,2 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 96,2 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 8,3 mm bei der Lasteinleitung auf. Die Lamellendehnung betrug zum Zeitpunkt der Maximalast 2,3 mm/m an der Stelle der Lasteinleitung. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.36 dargestellt.



**Bild 3.36:** Versuch QVPE1-2 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Lastverformungskurve

**Ablauf des Versuches QVPE1-2**

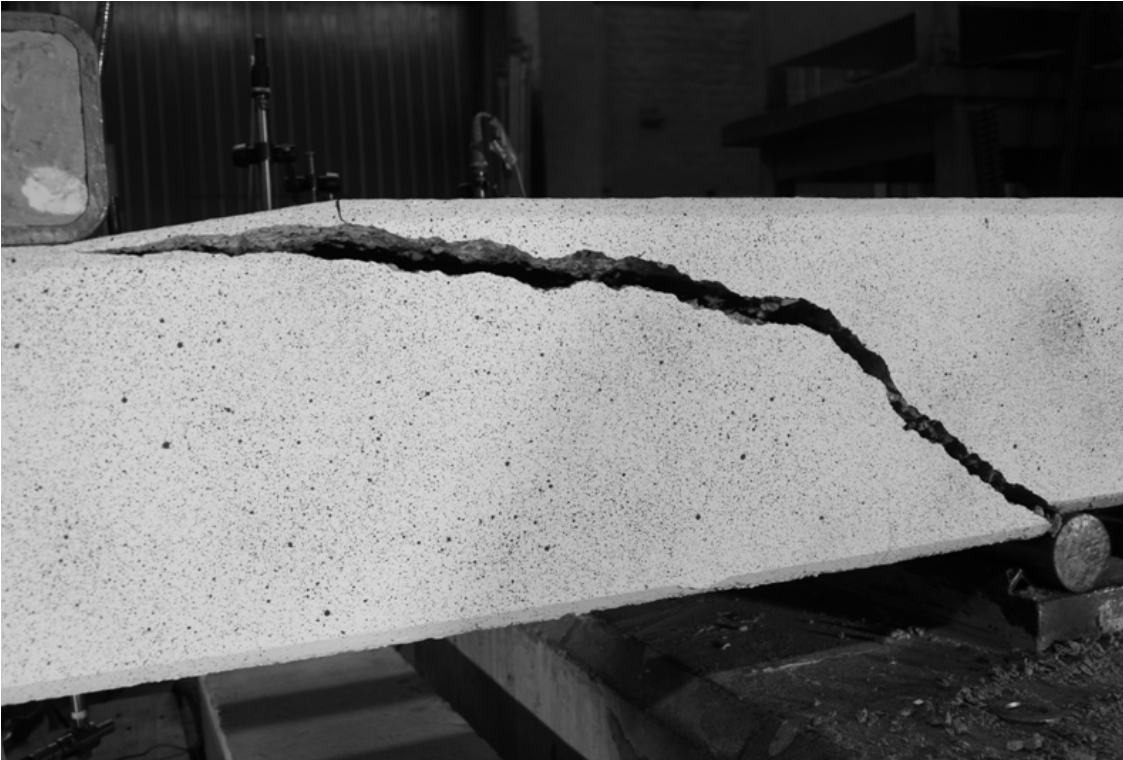
Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.37) beschrieben.



**Bild 3.37:** Versuch QVPE1-2 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Rissbild

Zunächst bildeten sich die Biegerisse 2 und 1 zuerst an der Lasteinleitung, dann auch bis zum Lamellenende hin. Der Riss 4, welcher sich genau am Lamellenende befindet, bildete sich bei circa 66 kN aus. Bei einer Belastung von 101,5 kN entstand als zunächst als Verlängerung des Risses 4 der Schräge Riss 6, welcher von der Spitze des Risses 4 beidseitig sowohl zur Lasteinleitung wie auch zum Auflager anwuchs. Als der Riss mit der Spitze das Auflager und die Lasteinleitung erreichte kam es bei 113,2 kN zum schlagartigen Versagen. Das Bruchbild des Versuches ist in Bild 3.38 dargestellt.



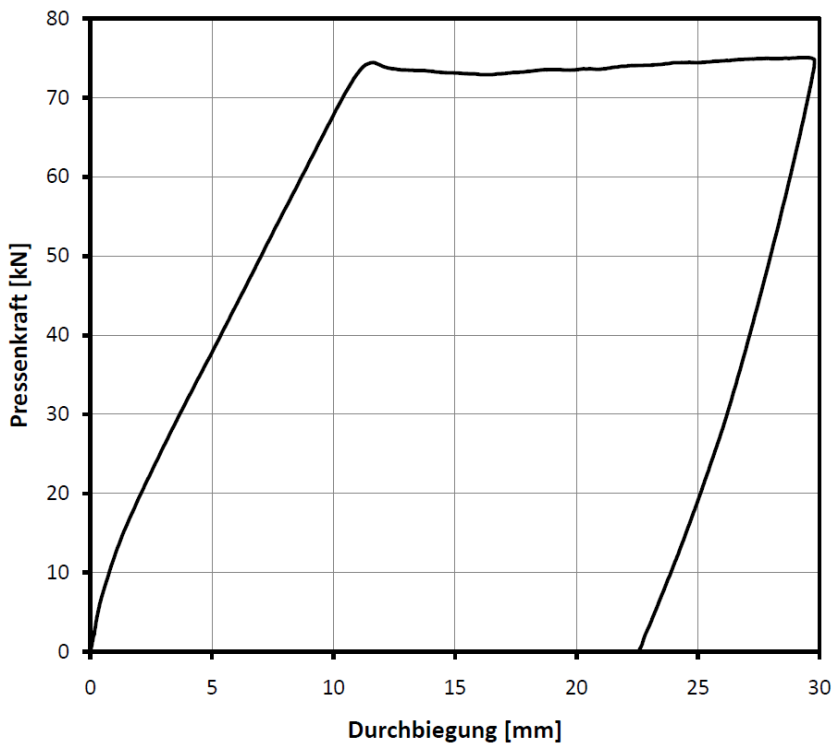


**Bild 3.38:** Versuch QVPE1-2 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte): Bruchbild

### 3.5.3.6 Referenzplatte QVPR1-1

Der erste Versuch auf der Platte QVPR1 wurde als Referenzversuch unverstärkt geprüft. Wie auch bei den anderen Versuchen wurden die Durchbiegungen durch drei Wegaufnehmer und die Dehnungen und Verschiebungen einer Seitenfläche mittels optischer Deformationsmessung bestimmt. Die Kraft wurde wie bei den anderen Versuch druckgeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,2 kN/s kontinuierlich aufgebracht.

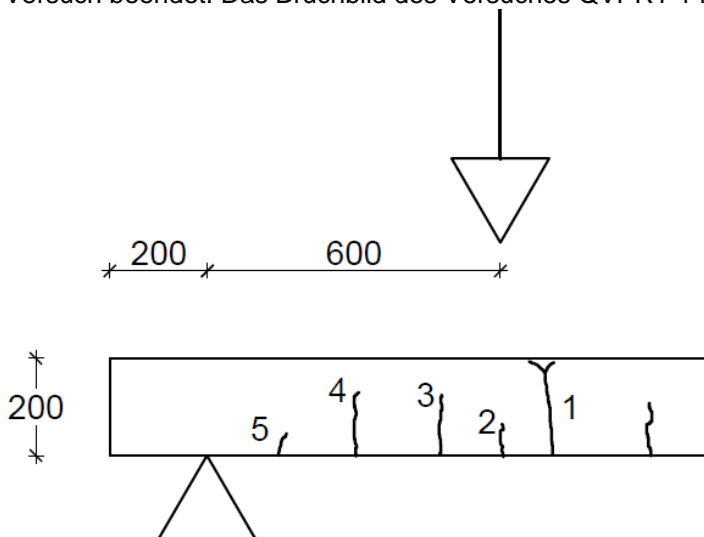
Der Bruchversuch QVPR1-1 erreichte eine maximale Pressenkraft von **75,1 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 63,8 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 29,2 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.39 dargestellt.



**Bild 3.39:** Referenzversuch QVPR1-1: Lastverformungskurve

**Ablauf des Versuches QVPR1-1**

Nach überschreiten des Rissmomentes bildeten sich nahezu gleichzeitig die Risse 1 bis 4, welche in Bild 3.40 dargestellt sind. Bei der Last von 74,3 kN begann die innere Bewehrung zu fließen, wobei der gesamte Dehnungszuwachs über den Risse 1 abgebaute wurde. Nach Erreichen der Fließgrenz konnte die Kraft kaum noch gesteigert werden und nach einem Kraftabfall und einer Verformung von circa 30 mm wurde der Versuch beendet. Das Bruchbild des Versuches QVPR1-1 ist in Bild 3.41 dargestellt.



**Bild 3.40:** Referenzversuch QVPR1-1: Rissbild

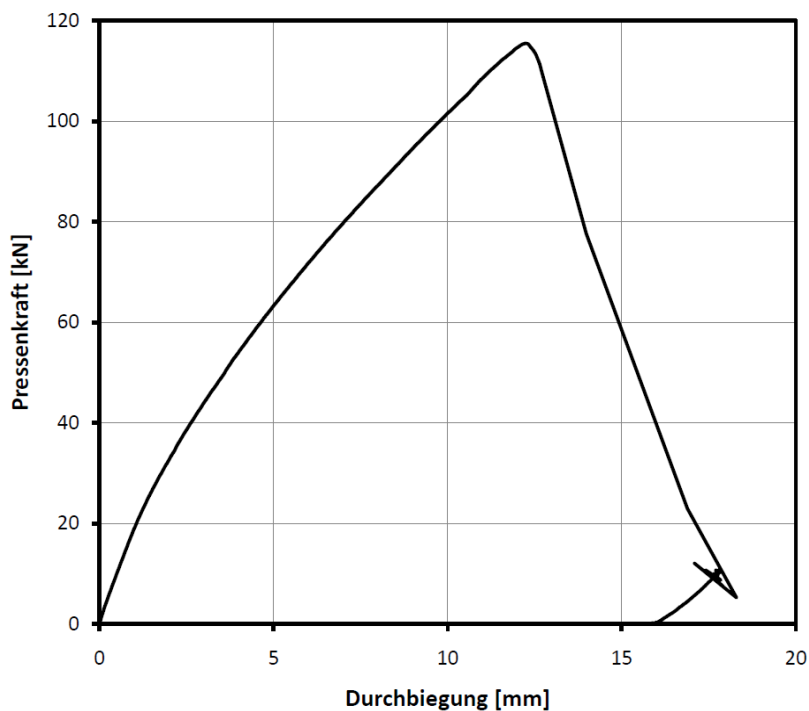


**Bild 3.41:** Referenzversuch QVPR1-1: Bruchbild

### 3.5.3.7 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte QVPA4-2

Die zweite Seite der Platte QVPR1 wurde mit zwei aufgeklebten CFK-Lamellen der Abmessung 100 mm x 1,4 mm verstärkt. Die Lamelle endet auf der Seite des Versuches QVPA4-2 150 mm vor dem Auflager. Wie bei dem Versuch QVPA1 wurden die Lamellendehnungen mit zehn Dehmesstreifen gemessen. Die Verformungen und die Rissentwicklungen wurden wie bei dem vorherigen Versuch mittels Wegaufnehmern und optischer Deformationsmessung gemessen. Die Belastung wurde druckgeregelt mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,2 kN/s aufgebracht.

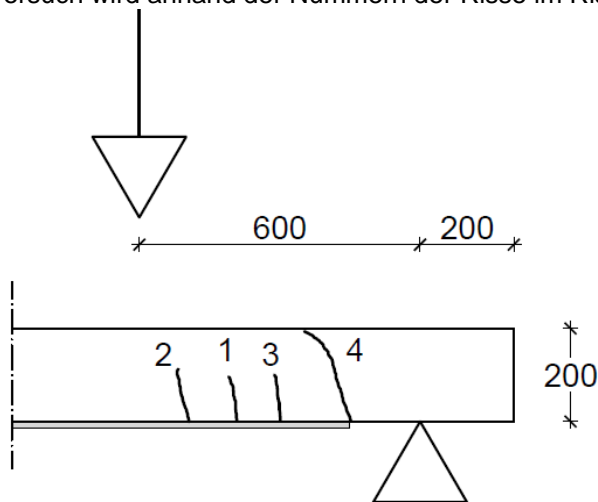
Der Bruchversuch QVPA4-2 erreichte eine maximale Pressenkraft von **115,5 kN**, dies entspricht einer **Querkraft von 98,1 kN**. Die maximale Kraft trat bei einer Verformung von 12,2 mm in der Trägermitte auf. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.42 dargestellt.



**Bild 3.42:** Versuch QVPA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Lastverformungskurve

### Ablauf des Versuches QVPA4-2

Der Versuch wird anhand der Nummern der Risse im Rissbild (Bild 3.43) beschrieben.



**Bild 3.43:** Versuch QVPA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Rissbild

Zunächst bildeten sich die Biegerisse 1 bis 4 aus. Der Riss 4 war genau am Ende der Lamelle und wuchs überdurchschnittlich an. Bei einer Belastung von 115,4 kN verzweigte sich der Riss 4 in Höhe der Betondeckung, so dass der Riss 5 entstand, welcher mit seiner Richtung deutlich zum Auflager zeigte. Bei der Maximallast von 115,5 kN Riss die Platte am Riss 4 und 5 durch, welcher kurz vor dem Versagen eine Rissbreite von 0,35 mm hatte. Das Bruchbild des Versuches QVPA4-2 ist in Bild 3.44 abgebildet.



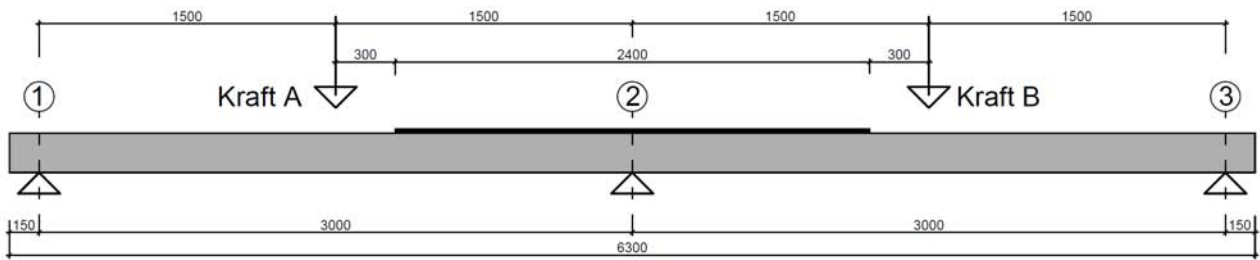
**Bild 3.44:** Versuch QVPA4-2 (Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte): Bruchbild

## 3.6 Querkraftversuche an Zweifeldträgern

### 3.6.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche an Zweifeldträgern wurden an 6,3 m langen Bauteilen durchgeführt. Jedes Feld hatte eine Stützweite von 3 m. Bei den Versuchen wurde die Belastung mittig in einem Feld angeordnet. Die Belastung wurde mit zwei 60 t Hydraulikzylindern druck geregelt gleichzeitig auf die beiden Felder aufgebracht.

Bei allen Versuchen wurde das Rissbild eines Bereiches des Trägers auf der Seitenfläche optisch mit dem System ARAMIS gemessen. Die Durchbiegung der Platte wurde sowohl mit dem optischen Messsystem wie auch mit sechs Wegaufnehmern in der Mitte und in den Viertelpunkten der Stützweite bestimmt. Verstärkt wurden die Bauteile jeweils nur in Stützmomentenbereich des Zweifeldträgers. Eine Ansicht über den Versuchsaufbau ist in Bild 3.45 dargestellt.

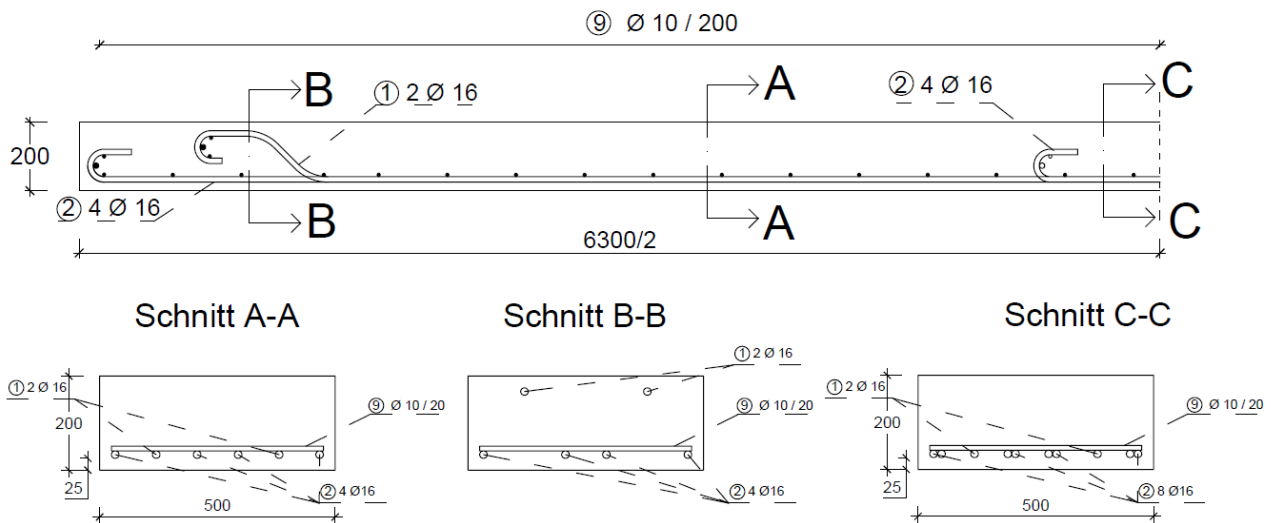


**Bild 3.45:** Aufbau der Versuche an Zweifeldträgern

### 3.6.2 Versuche an Zweifeldplatten

#### 3.6.2.1 Allgemeines

Bei den Versuchen an den Zweifeldplatten sollte der Fall simuliert werden, dass unter einem weit gespannten Einfeldträger nachträglich in Feldmitte eine Stütze eingezogen wird. Somit hatten die zu prüfende Platte keinerlei Stützmomentenbewehrung außer der geklebten Bewehrung. Als Längs- / Feldbewehrung hatte die Platte  $6\varnothing 16$ , von diesen sechs Stäben wurde jeweils zwei Stäbe jeweils kurz vor dem Endauflager als Abstufung aufgebogen. Aufgrund der begrenzten Lieferlänge der Stäbe von 6 m wurden die anderen vier Stäbe in der Mitte der Platte gestoßen. Neben der Längsbewehrung wurde  $\varnothing 10$  alle 200 mm als Querbewehrung eingelegt. Eine Übersicht über die Bewehrung der Platte zeigt Bild 3.46 an einer Plattenhälfte.



**Bild 3.46:** Schematische Darstellung der Bewehrung der Versuche an Zweifeldplatten

#### 3.6.2.2 Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkte Platte QVPA3

Die Platte QVPA3 wurde mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen der Abmessungen 100 mm x 1,4 mm im Bereich der Stützmomente verstärkt. Die CFK-Lamellen endeten dabei 300 mm vor der Kräfteinleitung in Feldmitte. Zum Messen der Lamellendehnung wurde insgesamt 14 DMS auf den CFK-Lamellen angebracht. Die Belastung wurde druckregelt aufgebracht.

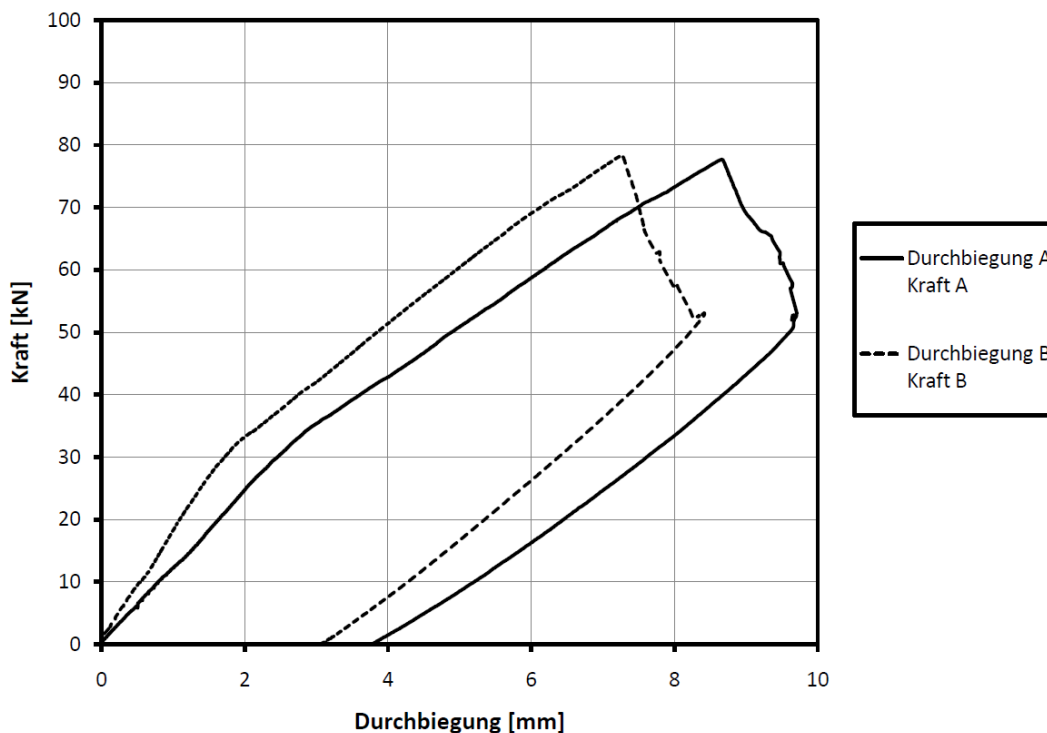
### Ablauf des Versuchs QVPA3:

Zunächst entstand ein Riss genau über dem Mittelaufleger, danach entstanden weitere Biegerisse in einem Abstand von circa 260 mm links und in einem Abstand von circa 160 mm rechts vom Mittelaufleger. Nachdem der Riss über dem Mittelaufleger eine Rissbreite von 25 mm erreicht hatte bildete sich zwischen den beiden bestehenden Rissen auf der linken Seite ein neuer Riss mit dem Abstand von 80 mm welcher überdurchschnittlich anwuchs. Nachdem dieser Riss eine Rissbreite von 0,45 mm erreicht hatte kam es bei zu einer Ablösung der CFK-Lamellen im linken Feld des Zweifeldträgers, wie es in Bild 3.47 abgebildet ist.



**Bild 3.47:** Lamellenablösung bei dem mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkten Plattenversuches QVPA3

Der Versuch QVPA3 erreichte einer Maximallast von 80,0 kN je Hydraulikzylinder. Bei Erreichen der Maximallast hatte die Lamelle eine Dehnung über dem Mittelaufleger von 2,4 mm/m. Die Lastverformungskurven der beiden Felder sind in Bild 3.48 abgebildet.



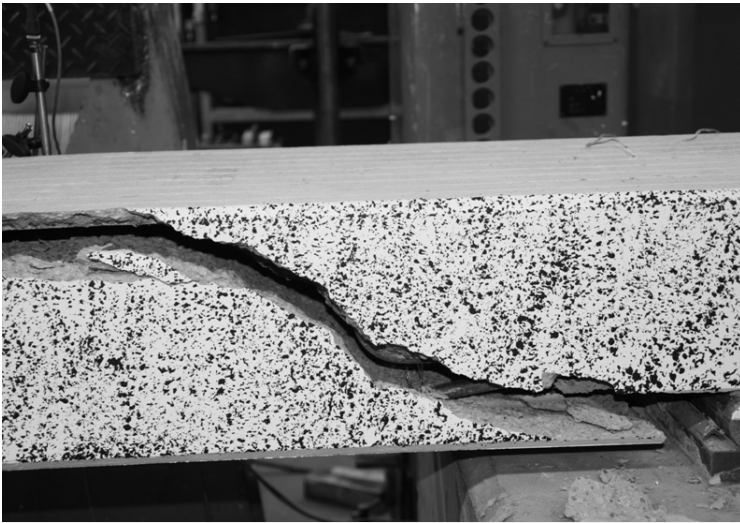
**Bild 3.48:** Last-Verformungskurve des mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkten Plattenversuches QVPA3

### 3.6.2.3 Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte QVPE2

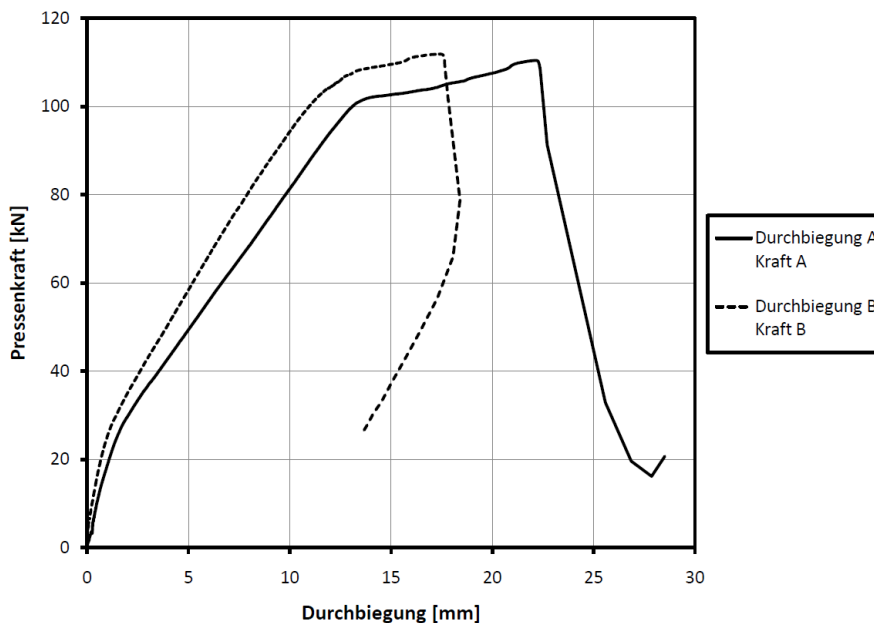
Der Versuch QVPE2 wurde im Bereich des Stützmomentes mit neun in Schlitze verklebten CFK-Lamellen der Abmessung 20 mm x 2 mm verstärkt. Die CFK-Lamellen endeten dabei 300 mm vor der Kraffteinleitung in Feldmitte. Zum Messen der Lamellendehnung wurde insgesamt drei DMS an verschiedenen Lamellen in Trägermitte angebracht. Die Belastung wurde druckgeregelt aufgebracht.

#### Ablauf des Versuchs QVPE2:

Nach überschreiten des Zustand I entstanden zunächst zahlreiche Biegerisse im Stützmomentenbereich mit einem Abstand von 40 bis 120 mm. Bei 91,3 bildete sich im Bereich der Felder ein Fließgelenk aus, wonach die Verformungen deutlich zunahmten. Bei der Maximallast von 111,2 kN bildete sich schlagartig ein Querkraftriss in Höhe der Verankerungshaken der Stoßstelle der Längsbewehrung aus. Das Bruchbild des Versuches ist in Bild 3.49 abgebildet. Die Lastverformungskurve ist in Bild 3.50 abgebildet. Unter Maximallast von 11,2 kN hatte die CFK-Lamelle eine Dehnung von 4,96 mm/m.



**Bild 3.49:** Bruchbild des Versuches am Bauteil QVPE2 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte)



**Bild 3.50:** Last-Verformungskurve des Versuches QVPE2 (Mit in Schlitze verklebte CFK-Lamelle verstärkte Platte)



## 4 Numerische Modellierung

### 4.1 Allgemeines

Im Rahmen der Masterarbeit von Tecusan [88] wurden ausgewählte Versuche aus Abschnitt 3.5.3 sowie ausgewählte Versuche aus Zilch et al. [96] mithilfe des nichtlinearen Finite Element Programms Atena [13], mit dem in Abschnitt 4.2 beschriebenen Modellierung nachgerechnet. Da diese Nachrechnung, welche in Abschnitt 4.3 beschrieben ist, eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen zeigte, wurden weitere Simulationen, welche in Abschnitt 4.4 beschrieben ist, durchgeführt um den Einfluss des Verbundes der geklebten Bewehrung sowie der einbetonierten Bewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit gezielt zu untersuchen.

### 4.2 Modellierung

#### 4.2.1 Allgemeines

Zur Modellierung wurde das Finite-Element Programm Atena 3D<sup>12</sup> [13] verwendet. Dabei wurde der Betonkörper mit 3D-Volumenelementen modelliert, in welchen die Betonstahlbewehrung und die geklebte Bewehrung diskret mit CCBBarWithBond Elements modelliert wurde. Dadurch wird eine Kopplung der einzelnen Betonelemente an die Bewehrungselemente über Verbundspannungsschlupfbeziehungen erreicht, welche in Abschnitt 4.2.5 beschrieben sind. Das Finite Element Programm Atena berücksichtigt auch das nichtlineare Verhalten des Betons mit Rissbildung, welches in Abschnitt 4.2.2 beschrieben ist. Dabei werden die Risse verschmiert über das jeweilige gerissene Element betrachtet.

#### 4.2.2 Beton

Der Beton wurde durch das Material CC3DNonLinCementitious2 beschrieben. Durch die so durchgeführte Modellierung werden gemäß Handbuch [14] folgende Effekte berücksichtigt:

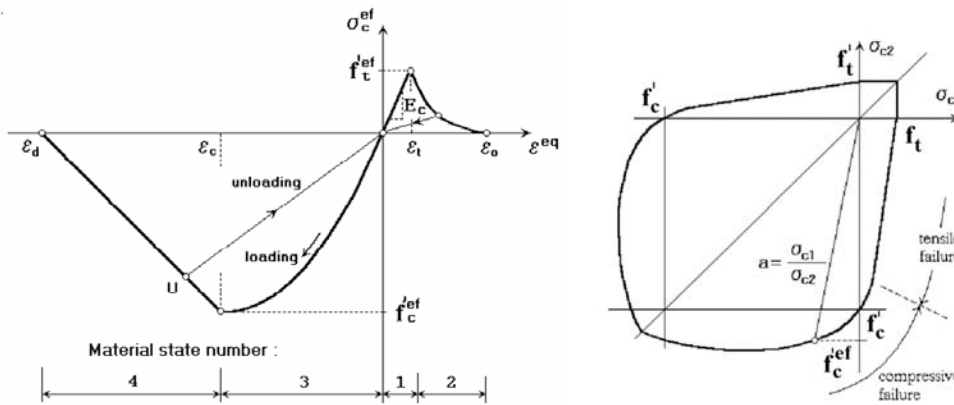
- non-linear behavior in compression including hardening and softening,  
(nicht lineares Materialverhalten unter Druck unter Berücksichtigung der Verfestigung und Entfestigung)
- fracture of concrete in tension based on the nonlinear fracture mechanics,  
(Reißen des Betons auf Zug auf Basis nicht linearer Bruchmechanik)
- biaxial strength failure criterion,  
(Zweiachsiges Bruchkriterium des Betons)
- reduction of compressive strength after cracking,  
(Reduktion der Druckfestigkeit nach dem Reißen des Betons)
- tension stiffening effect,  
(Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen)
- reduction of the shear stiffness after cracking (variable shear retention),  
(Reduktion der Schubsteifigkeit nach dem Reißen des Betons)
- two crack models: fixed crack direction and rotated crack direction.  
(zwei Rissmodelle: feste Rissrichtung und gedrehte Rissrichtung)

Das im Programm verwendete nicht lineare Materialverhalten unter Berücksichtigung der Verfestigung und Entfestigung ist in Bild 4.1 links dargestellt und das verwendete zweiachsiges Bruchkriterium des Betons ist in Bild 4.1 rechts dargestellt.

---

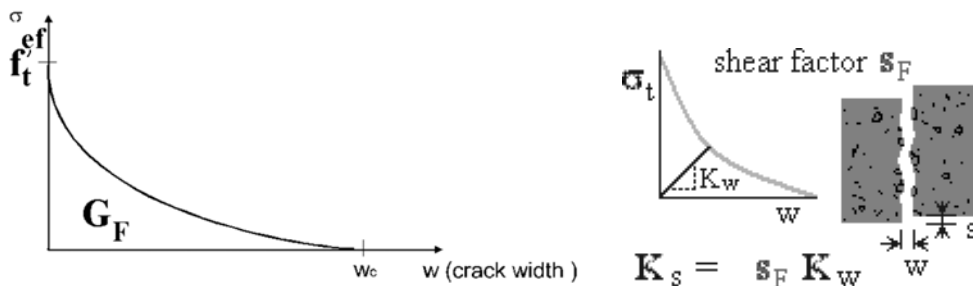
<sup>12</sup> Programmversion 4.2.7.5844





**Bild 4.1:** Verwendetes nichtlineares Lastverformungsverhalten sowie das verwendete Zweiaxiales Bruchkriterium des Betons, entnommen aus [14]

Zwei wichtige Beziehungen sind noch das Reißen des Betons auf Zug auf Basis der nicht linearer Bruchmechanik, welche in Bild 4.2 links dargestellt ist und die Reduktion der Schubsteifigkeit nach dem Reißen des Betons, welche in Bild 4.2 rechts dargestellt ist.



**Bild 4.2:** Verwendetes Modell des Reißens des Betons auf Zug sowie das verwendete Modell zur Reduktion der Schubsteifigkeit nach dem Reißen des Betons, entnommen aus [14]

Die Materialkennwerte der einzelnen Beziehungen wurden soweit aus den Begleitversuchen bekannt in das Programm eingeben. Die restlichen Werte wurden auf Grundlage der jeweiligen Druckfestigkeit angenommen und sind in Tabelle 4.1 aufgelistet.

**Tabelle 4.1:** Kennwerte der Modellierung des nichtlinearen Betonverhaltens

Kennwerte	Einheit	Wert
Elastic modulus $E_c$ E-Modul des Betons	N/mm <sup>2</sup>	Nach Prüfung
Poisson's ratio $\nu$ [-] Querdehnzahl	-	0,20
Tensile strength $f_t$ Zugfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	Nach Prüfung
Compressive strength $f_c$ Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	Nach Prüfung
Specific fracture energy $G_F$ Spezifische Bruchenergie	MN/m	6,372E-05
Critical compressive displacement $w_d$ Kritische Druck Verformung	m	-5,000E-04
Plastic strain at compressive strength $\epsilon_{cp}$ Plastische Betondehnung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit	-	-2,200E-03
Reduction of compressive strength due to cracks $r_{c,lim}$ Reduktion der Druckfestigkeit aufgrund von Rissen	-	0,8
Crack Shear Stiff. Factor $s_F$ Riss Schubsteifigkeitsfaktor	-	20,0

Kennwerte	Einheit	Wert
Aggregate Size Korngröße	-	0,01

### 4.2.3 Betonstahl

Da bei den im Rahmen der Nachrechnung betrachteten Versuchen entweder ein warmgewalzter Betonstahl oder eine warmgewalzter glatter Rundstahl verwendet wurde, bei welchem eine Verfestigung erst nach sehr hohen Dehnungen einsetzt, wurde der Betonstahl als ideal linear-elastisch-plastisch ohne eine Verfestigung modelliert. Dabei wurden die E-Module und die Streckgrenzen verwendet, welche in den entsprechenden Begleitversuchen ermittelt wurden.

Bei den Bauteilen mit Querkraftbewehrung wurde jedoch bei der Querkraftbewehrung die Verfestigung des Betonstahls berücksichtigt, da hier teilweise ein Zugversagen der Querkraftbewehrung aufgetreten ist und die Zugfestigkeit somit maßgebend war.

### 4.2.4 CFK-Lamellen

Die CFK-Lamellen wurden als linear elastisches Material modelliert, dabei wurde als E-Modul, der E-Modul der jeweiligen CFK-Lamelle verwendet, welcher in Abschnitt 3.3.3 nach der DIN EN 2561 [53] bestimmt wurde.

### 4.2.5 Verbund

#### 4.2.5.1 Betonstahl - glatt

Der Verbundspannung der glatten Betonstahlbewehrung wurde gemäß Zehetmaier [93] als unabhängig vom Schlupf als konstant angenommen:

$$\tau_s = k_s \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.1)$$

Dabei ist  $k_s = 0,25$  für den Verbundbereich I und  $k_s = 0,13$  für den Verbundbereich II. Dies deckt sich auch mit der Auswertung der hier durchgeführten Verbundversuche in Abschnitt 3.4.3.

#### 4.2.5.2 Betonstahl - gerippt

Für die Modellierung des Verbundes der gerippten Betonstahlbewehrung der Verbundansatz verwendet, welcher in Zehetmaier [93] in Anlehnung an Eligehausen et al. [54] angegeben ist. Der Verbundspannungsschlupfbeziehung kann analytisch über die Gleichung (4.2) beschrieben werden.

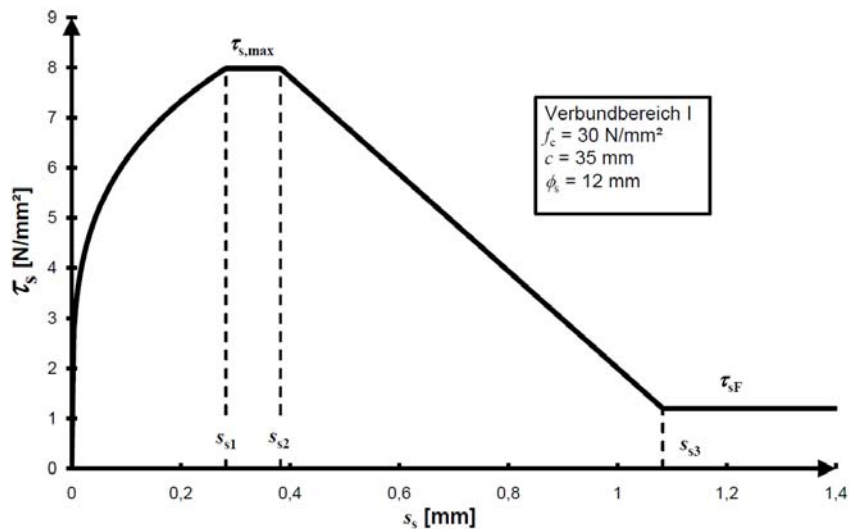
$$\tau_s(s_s) = \begin{cases} k_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot s_s^{\alpha_s} & 0 \leq s_s \leq s_{s1} \\ \tau_{s,max} = k_{s,max} \cdot \sqrt{f_c} & 0 < s_s \leq s_{s2} \\ \tau_{s,max} - \frac{\tau_{s,max} - \tau_{sF}}{s_{s3} - s_{s2}} \cdot (s_s - s_{s2}) & 0 < s_s \leq s_{s3} \\ \tau_{sF} & s_s > s_{s3} \end{cases} \quad (4.2)$$

Für diesen Ansatz sind in Abhängigkeit des Verbundbereiches die Werte für die Gleichung (4.2) auf Mittelwertbasis in Tabelle 4.3 angegeben. Desweiteren ist in Tabelle 4.3 die verwendeten Werte angegeben, welche sich aus der Auswertung der Verbundversuche an gerippten Betonstahl aus Zilch et al. [95] ergibt. Die Auswertung der Versuche ist in [58] enthalten.

**Tabelle 4.2:** Werte für den Verbundansatz für gerippten Betonstahl nach {Zehetmaier 2006 #443}

	$k_s$	$k_{s,max}$	$\tau_{s,max}$	$\tau_{sF}$	$\alpha_s$	$s_{s1}$	$s_{s2}$	$s_{s3}$
	-	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	mm	mm	mm
Ansatz VB I	2	$0,5 \cdot c/\phi_s + 0,7 \leq 2,4$	$k_{s,max} \cdot f_c^{1/2}$	$0,15 \cdot k_{s,max} \cdot f_c^{1/2}$	0,25	$(k_{s,max}/k_s)^{1/\alpha_s}$	$s_{s1} + 0,1$	Rippen- abstand
Auswertung C20 Ø16	2,7	2,6	12,7	2,9	0,36	0,9	1,8	9,6

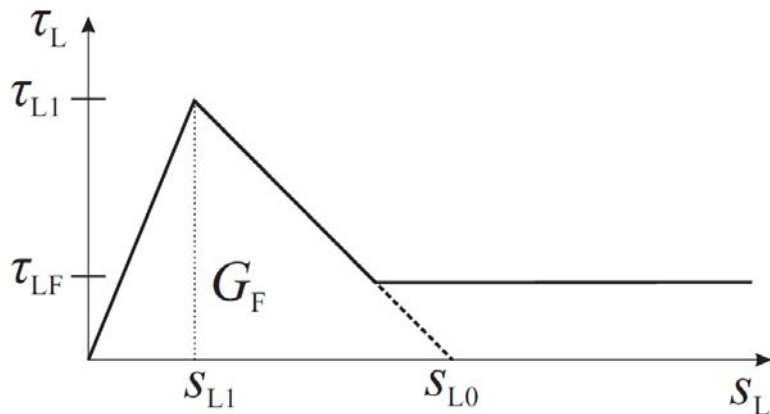
Die sich aus Gleichung (4.2) und den Werten für den mittleren Verbundansatz nach Tabelle 4.3 ergebende Verbundspannungsschlupfbeziehung ist in Bild 4.5 dargestellt.



**Bild 4.3:** Verwendete Verbundspannungsschlupfbeziehung für die einbetonierte Bewehrung

#### 4.2.5.3 Aufgeklebte CFK-Lamellen

Für die aufgeklebten CFK-Lamelle wurde der erweiterte bilineare Verbundansatz nach Zilch et. al [95] gemäß Bild 4.4 verwendet.



**Bild 4.4:** Erweiterte bilineare Verbundspannungsschlupfbeziehung

Aus der Auswertung der Endverankerungsversuche und Zwischenrisselementversuche aus Zilch et. al [95] ergeben sich in [58] für die hier verwendeten Materialkombination aus Beton, Klebstoff und Lamelle sich die folgenden Größen des bilinearen Verbundansatzes:

$$\tau_{L1} = 0,788 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}} \quad (4.3)$$

$$s_{L0} = 2,02 \cdot 10^{-1} \text{ mm} \quad (4.4)$$

$$s_{L1} = 3,5 \cdot 10^{-2} \text{ mm} \quad (4.5)$$

$$\tau_{LF} = 0,69 \text{ N/mm}^2 \quad (4.6)$$

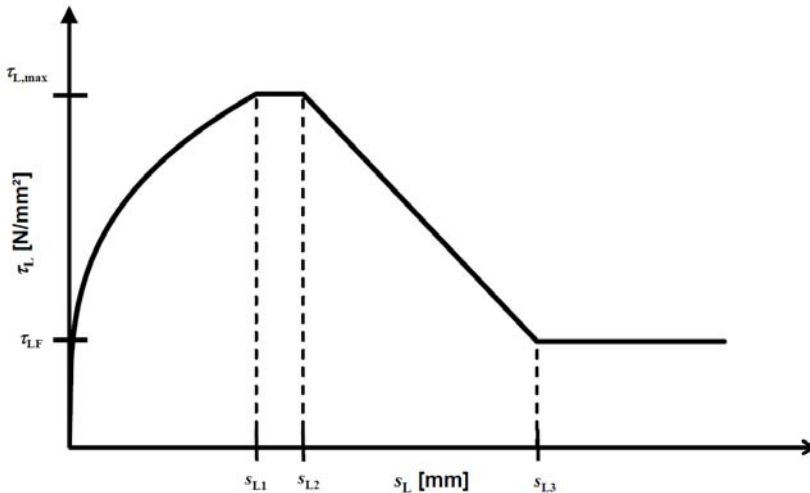
Diese Größen werden im Weiteren sowohl für die Nachrechnung und die Simulation verwendet.

#### 4.2.5.4 In Schlitze verklebte CFK-Lamellen

Für die in Schlitze verklebten CFK-Lamellen wurde der Verbundansatz von Borchert [9] verwendet, welcher die Verbundspannungsschlupfbeziehung von in Schlitze verklebten CFK-Lamellen mit einem von Elgehausen et al. [54] für gerippten Betonstahl entwickelten, abschnittsweise definierten Verbundmodell beschreibt. Dies umfasst den fülligen, ansteigenden Ast bis hin zum Reibungsplateau nach Zerstörung des Klebstoffgefüges.

Die Verbundspannungsschlupfbeziehung wird mit Gleichung (4.7) beschrieben, welche schematisch in Bild 4.5 dargestellt ist.

$$\tau_L(s_L) = \begin{cases} \tau_{L,\max} \cdot \left(\frac{s_L}{s_{L1}}\right)^{\alpha_L} & 0 \leq s_L \leq s_{L1} \\ \tau_{L,\max} & 0 < s_L \leq s_{L2} \\ \tau_{L,\max} - \frac{\tau_{L,\max} - \tau_{Lf}}{s_{L3} - s_{L2}} \cdot (s_L - s_{L2}) & 0 < s_L \leq s_{L3} \\ \tau_{Lf} & s_L > s_{L3} \end{cases} \quad (4.7)$$



**Bild 4.5:** Verwendete Verbundspannungsschlupfbeziehung für in Schlitze verklebte CFK-Lamellen

Für die hier verwendete Materialkombination ergeben sich die Werte nach Tabelle 4.3:

**Tabelle 4.3:** Werte für den Verbundansatz für in Schlitze verklebte CFK-Lamelle

$\tau_{L,\max}$	$\tau_{Lf}$	$\alpha_L$	$s_{L1}$	$s_{L2}$	$s_{L3}$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	mm	mm	mm
16,23	3,74		0,030	0,036	0,15

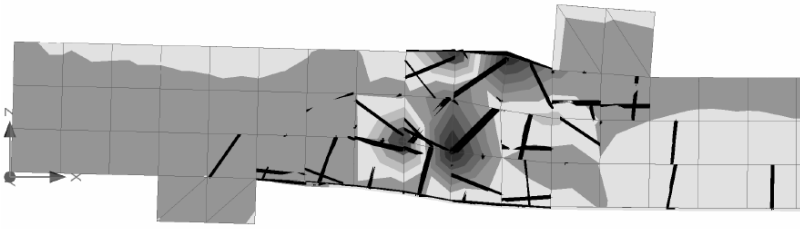
### 4.3 Validierung der Modellierung Anhand der Versuche

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden vier Versuche an Bauteile ohne Querkraftbewehrung und zwei Versuche mit Querkraftbewehrung modelliert. Insgesamt wurden die folgenden vier Versuche nachgerechnet:

- QVPA1-2 aus Zilch et al. [96]
- QVPA2-2 aus Abschnitt 3.5.3.2
- QVPE1-2 aus Abschnitt 3.5.3.4
- QVPR aus Abschnitt 3.5.3.6
- QVBE1-1 aus Zilch et al. [96]
- Versuch 503, Reihe 20 aus Graf und Bach [6]

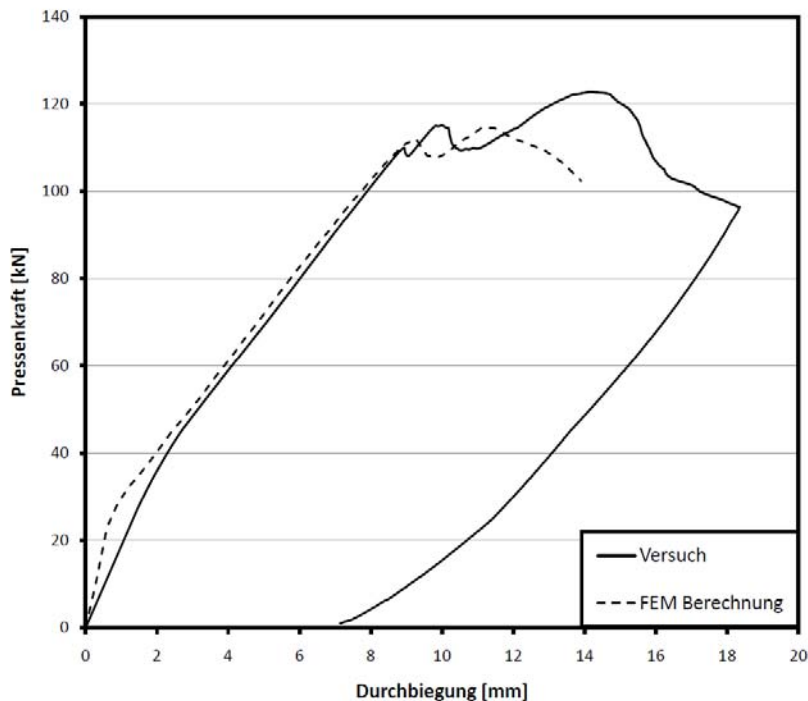
#### Versuch QVPA1-2

Der Versuch QVPA1-2 aus Zilch et al. [96], welche mit gerippter Bewehrung (4Ø16) und zwei aufgeklebten CFK-Lamellen, welche 150 mm vor dem Auflager endeten bewehrt war wurde gemäß der in Abschnitt 4.2 beschriebenen Modellierung berechnet. Nach der Höchstlast von 115 kN an der Lasteinleitung stieg die Kraft nicht weiter an und viel mit Zunahme des Weges ab. Die bei Maximallast berechnete Dehnungen sind mit den zugehörigen Rissen im verformten Zustand in Bild 4.6 dargestellt.



**Bild 4.6:** Verformter Dehnungszustand mit Rissen bei Maximallast der Simulation des Versuches QVPA1-2

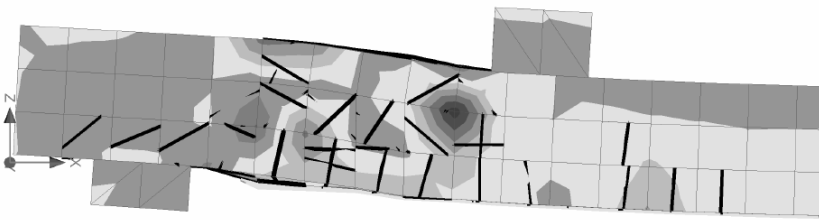
Ein Vergleich zwischen der Lastverformungskurve aus der Finite Elemente Berechnung mit der Lastverformungskurve des Versuches zeigt Bild 4.7. Man erkennt, dass die Spitzenlast des ersten Lastabfalles gut getroffen wird, dass Verhalten nach dem ersten Bruch kann jedoch nicht mehr durch die Berechnung erfasst werden.



**Bild 4.7:** Vergleich der Last-Verformungskurven des Versuches mit der Finiten Elemente Berechnung des Versuches QVPA1-2

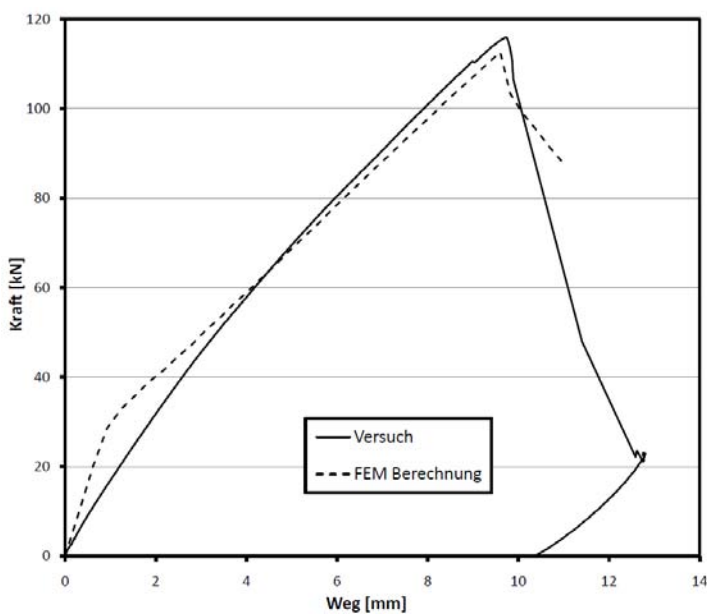
#### Versuch QVPA2-2

Der Versuch QVPA2-2, welcher im Rahmen dieses Projektes geprüft wurde ist ebenfalls mithilfe der Finiten Elemente Berechnung nachgerechnet worden. Im Gegensatz zu dem vorherigen Versuch QVPA1-2 war dieser Versuch mit glatten Bewehrungsstählen (4Ø16) bewehrt und mit drei CFK-Lamellen verstärkt, welche ebenfalls 150 mm vor dem Auflager endeten. Bei dieser Nachrechnung konnte nach der Kraft von 113 kN die Kraft nicht weiter gesteigert werden. Die bei Maximallast berechneten Dehnungen sind mit den zugehörigen Rissen im verformten Zustand in Bild 4.8 dargestellt.



**Bild 4.8:** Verformter Dehnungszustand mit Rissen bei Maximallast der Simulation des Versuches QVPA2-2

Der Vergleich zwischen der Lastverformungskurve des Versuches QVPA2-2 mit der zugehörigen Nachrechnung ist in Bild 4.9 dargestellt. Man erkennt, dass das Verhalten des Bauteils mit der Simulation nahezu exakt abgebildet werden kann.



**Bild 4.9:** Vergleich der Last-Verformungskurven des Versuches mit der Finiten Elemente Berechnung des Versuches QVPA2-2

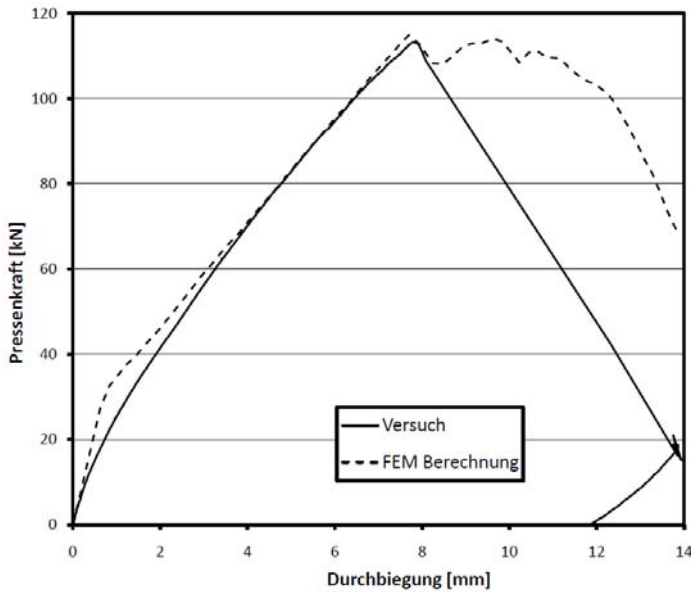
#### Versuch QVPE1-2

Wie der Versuch QVPA2-2 wurde der Versuch QVPE1-2 welcher mit neuen in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkt war nachgerechnet. Das Rissbild mit der zugehörigen Verformung und Dehnung ist in Bild 4.10 dargestellt.



**Bild 4.10:** Verformter Dehnungszustand mit Rissen bei Maximallast der Simulation des Versuches QVPE2-1

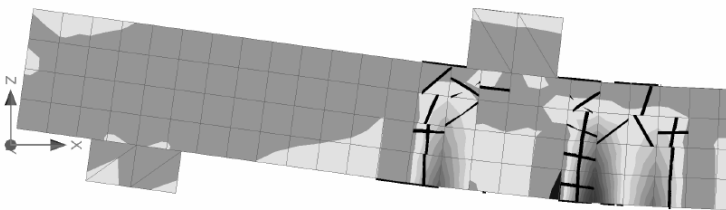
Der Vergleich zwischen der Lastverformungskurve des Versuches QVPA2-2 mit der zugehörigen Nachrechnung ist in Bild 4.11 dargestellt. Man erkennt, dass das Verhalten des Bauteils bis zum Bruch mit der Simulation ebenfalls nahezu exakt abgebildet werden kann.



**Bild 4.11:** Vergleich der Last-Verformungskurven des Versuches mit der Finiten Elemente Berechnung des Versuches QVPE1-2

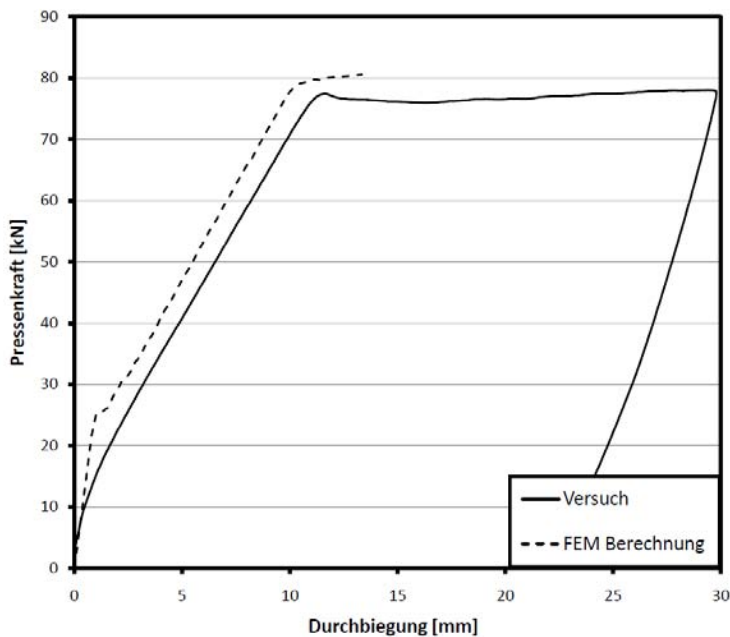
#### Versuch QVPR-1

Der mit 4Ø16 glatten Bewehrungsstähen bewehrte Versuch QVPR-1 aus diesem Bericht wurde ebenfalls nachrechnet. Dieser Versuche war unverstärkt und versagte auf Biegung. Das Biegeversagen zeigt auch das Rissbild der Simulation unter Maximallast, welches in Bild 4.12 dargestellt ist. Wie bei dem Versuch bilden sich aufgrund des schlechten Verbundes der glatten Bewehrungsstähe bei der Simulation ebenfalls nur weniger breite Risse aus.



**Bild 4.12:** Verformter Dehnungszustand mit Rissen bei Maximallast der Simulation des Versuches QVPR-1

Der Vergleich zwischen der Lastverformungskurve des Versuches QVPR-1 mit der zugehörigen Nachrechnung ist in Bild 4.13 dargestellt. Man erkennt, dass das Verhalten des Bauteils bis zum Bruch mit der Simulation ebenfalls gut abgebildet werden kann. Auch das Verhalten des Bauteils nach dem Fließen der Bewehrung wird gut beschrieben.



**Bild 4.13:** Last-Verformungskurve des Versuches QVPR-1

#### Versuch QVBE1-1

Bei dem Versuch QVBE1-1, welcher im Rahmen von Zilch et al. [96] geprüft wurde, handelt es sich um ein Bauteil mit Querkraftbewehrung, das mit drei an der Unterseite in Schlitze eingeklebte CFK-Lamellen der Abmessungen 20 mm x 2 mm verstärkt wurde. Die CFK-Lamellen wurden, wie bei den anderen verstärkten Versuchen, mit Hilfe eines linear-elastischen Materialmodells mit einem E-Modul von 168 kN/mm<sup>2</sup> modelliert. Das Verbundgesetz der in Schlitze eingeklebten CFK-Lamellen wurde mit derselben Verbundspannungsschlupfbeziehung wie beim Versuch QVPE1-2 modelliert. Anders als bei dem bisher beschriebenen Versuchen wurden hier die CFK-Lamellen übers Auflager geführt.

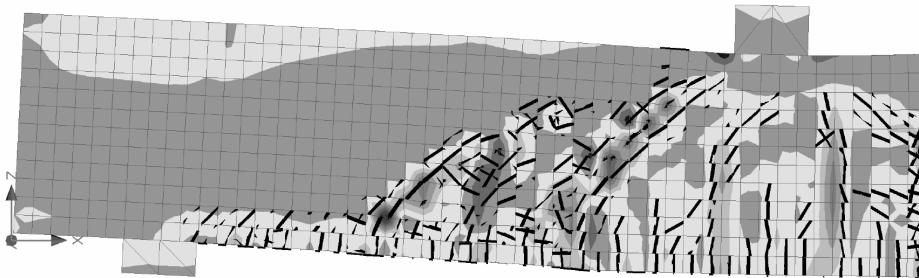
Als einbetonierte Zugbewehrung wurden 3 Ø 20 gerippte Stahlbewehrungsstäbe eingelegt. Dieselbe Bewehrung wurde auch als Druckbewehrung eingelegt. Im Versuch war die Querkraftbewehrung an den beiden Bauteilenden unterschiedlich weil zwei separate Versuche an den beiden Enden durchgeführt wurden. Für das Bauteilende an dem der Versuch QVBE1-1 durchgeführt wurde, wurden zweischnittige geschlossene Bügel Ø 6 alle 200 mm bzw. im auflagernahen Bereich Bügel Ø 6 alle 100 mm eingelegt.

Bei der Modellierung der Bewehrung wurde zwischen Biege- und Querkraftbewehrung unterschieden, da hier verschiedene Stabdurchmesser mit etwas unterschiedlichen Materialkennwerten verwendet wurden. Für beide Bewehrungstypen wurde ein bilineares Materialmodell mit Verfestigung modelliert. Bei diesem Versuch wurde die Verfestigung des Bewehrungsstahls deshalb berücksichtigt, weil diese bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung einen größeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, als bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, hat. Die Modellierung des Verbundes der gerippten Bewehrung wurde mit derselben Verbundspannungsschlupfbeziehung wie beim Versuch QVPA1-1 vorgenommen.

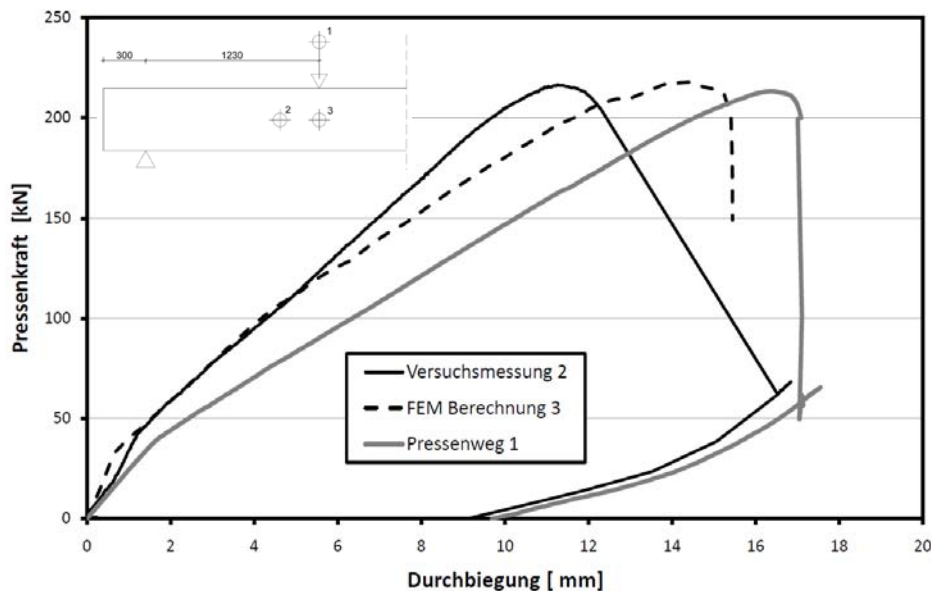
In der FEM-Berechnung wurde die vorgegebene Verformung kontinuierlich gesteigert bis zu einer Durchbiegung von circa 14,4 mm unter dem Belastungspunkt, bei welcher die maximale Pressenkraft von ungefähr 218 kN erreicht wurde. Dadurch wurde die Bruchlast aus der Versuchsmessung um circa 1,5% übertroffen. Mit zunehmender Verformung konnte die Kraft nicht weiter gehalten oder gesteigert werden und nahm ab. Bei dem Versuch wurden zwei Belastungskurven aufgezeichnet. In der ersten Versuchsmessung wurde der Pressenweg aufgezeichnet, welche auch Verformungen aus der gesamten Belastungskonstruktion beinhaltet. Deswegen ist die erste Belastungskurve flacher als die anderen beiden Last-Verformungskurven aus Bild 4.15. Die Durchbiegung aus der zweiten Versuchsmessung wurde aus der optischen Verformungsmessung, mit dem System ARAMIS, entnommen. Diese optisch gemessene Durchbiegung wurde an einem Punkt der sich ungefähr in halber Balkenhöhe auf der linken Seite unter dem Belastungspunkt befindet, gemessen, siehe Punkt 2 in Bild 4.15. In der FEM-Berechnung wurde der Verformungsmesspunkt, wie bei den anderen durchgeführten Berechnungen in halber Bauteilhöhe, unter dem Belastungspunkt positioniert, siehe Punkt 3 in Bild 4.15. Durch diese unterschiedliche Positionierung der Verformungsmesspunkte kann auch die Positionierung der berechneten Last-Verformungskurve zwischen den zwei Versuchskurven begründet werden.



Im Bild 4.14 ist zu erkennen, dass der Bereich zwischen dem Auflager und dem Belastungspunkt stark gerissen ist. Die Risse verlaufen sowohl senkrecht zur Bauteilachse (Biegerisse) als auch schräg vom Belastungspunkt hin zum Auflager als Schubrisse. Am Rissbild und an der starken Schubverzerrung der Finite-Elementen kann ein Querkraftversagen erkannt werden.



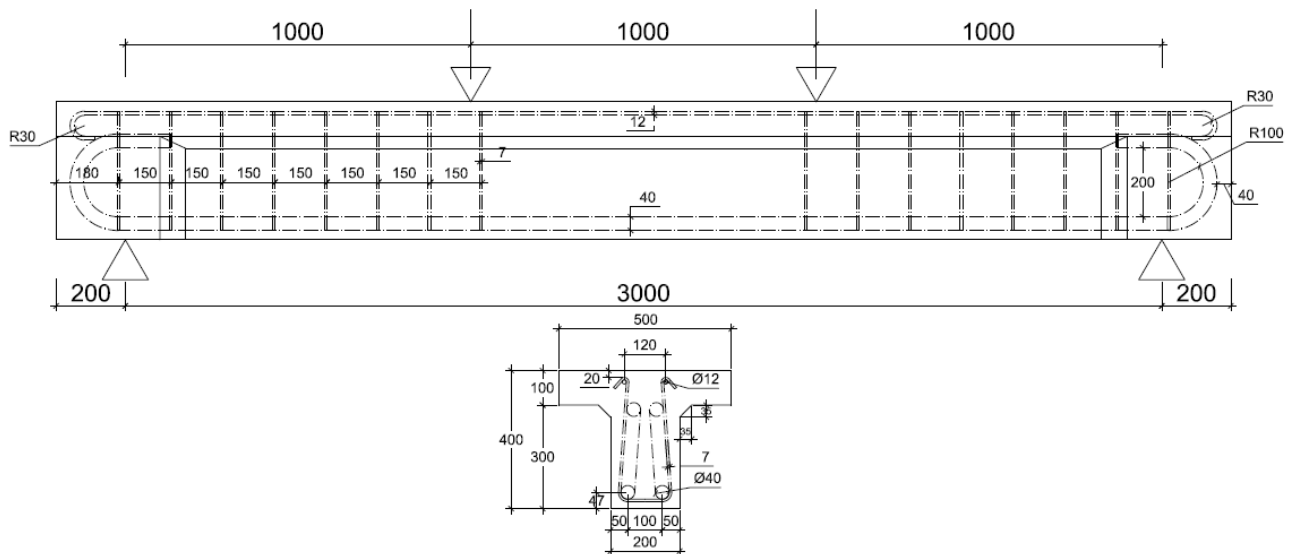
**Bild 4.14:** Verformtes FEM-Modell mit Darstellung des Dehnungszustandes in x-Richtung und mit Rissen bei der Maximalen Pressenkraft, Versuch QVBE1-1



**Bild 4.15:** Vergleich der Last-Verformungskurven des Versuches mit der Finiten Elemente Berechnung des Versuches QVBE1-1 und Positionierung der Verformungsmesspunkte am Bauteil

#### Versuch 503, Reihe 20

Bei diesem Versuch handelt es sich um einen Querkraftversuch an einem Plattenbalken, der aus dem Heft 10 [6] der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton „Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte; Erster Teil“ entnommen wurde. Hierbei wurde die Reihe 20 für die numerische Simulation ausgewählt. Die Gründe dafür sind das eingetretene Querkraftversagen, die eindeutigen Versuchsergebnisse und die Bügelform. Wie aus Bild 4.16 zu erkennen ist, sind die Bügel  $\varnothing 7$  U-förmig und werden um die Druckbewehrung um  $135^\circ$  umgebogen und verankert. Die Bügeleinordnung ist symmetrisch und je Auflagerseite werden insgesamt acht Bügel mit einem Zwischenabstand von 150 mm eingelegt. Die Bügel wurden senkrecht auf die Bauteilachse angeordnet. Damit kein Biegeversagen auftritt werden als Zugbewehrung 2  $\varnothing 40$  eingelegt die im Auflagerbereich mittels aufgebogenen  $180^\circ$  Hacken verankert wurden.



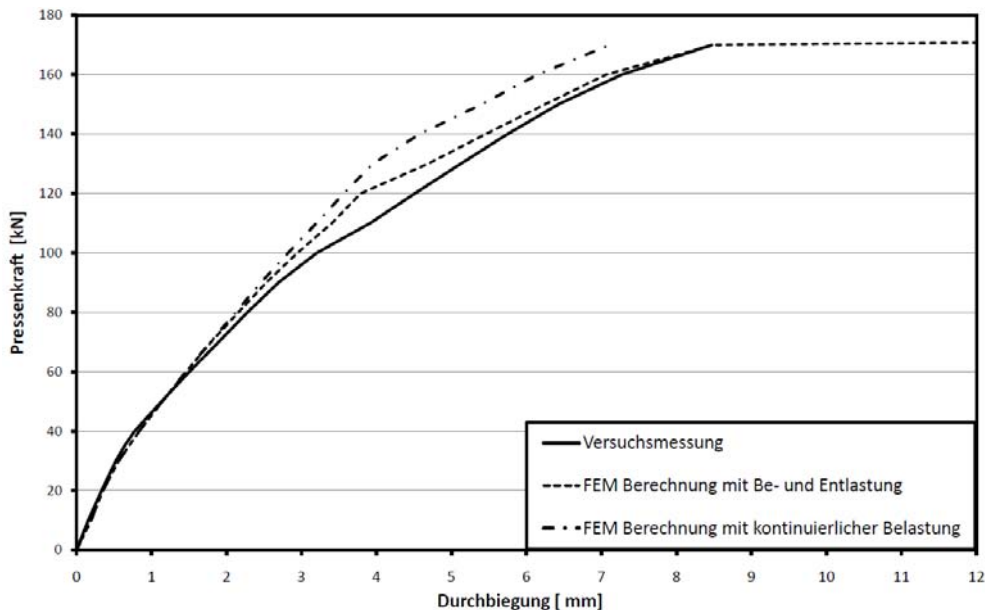
**Bild 4.16:** Darstellung der Abmessungen und der Bewehrungsführung für den Versuch 503 der Reihe 20, in Anlehnung an[6]

Die Herstellung der Versuchskörper fand zwischen 22 September 1909 und 20 Juni 1910 statt. Die Bauteile wurden in waagerechten Schalungen aus Tannenholz betoniert. Da es zum Zeitpunkt der Prüfkörperherstellung noch keine Innenrüttler oder Schalungsrüttler gab, wurde der Beton in vier gleichhohen Schichten eingebracht und durch Stampfen verdichtet. Nach drei Tagen wurden die Bauteile ausgeschalt und nach sieben Tagen wurde Schalungsboden entfernt. Danach wurden die Bauteile auf feuchtem Sand gelagert (vgl. [6]). Aus der Herstellungsbeschreibung ist eine schlechtere Verdichtungsqualität als bei Heute hergestellten Bauteilen anzunehmen und es dementsprechend in der Modellierung zu berücksichtigen.

Der Versuch 503 aus Reihe 20 wurde am 06 Juli 1910, bei einem Alter von 44 Tage, durchgeführt. Der Versuch wurde als 4-Punkt Biegeversuch durchgeführt. Da das System und die Belastung symmetrisch waren, wurde im FEM-Modell nur der halbe Plattenbalken, mit den entsprechenden Symmetriebedingungen, modelliert. Der Betonkörper wurde aus zwei Volumenelementen hergestellt welche in der Kontaktfläche starr miteinander verbunden wurden. Um die, von der langen Versuchsdauer hervorgerufenen, Kriecheffekte des Betons berücksichtigen zu können, wurde anders als bei den anderen vorgestellten Versuchen, für die Modellierung des Betons, das CC3DNonLinCementitious2Variable Materialmodell verwendet. Dieses Materialmodell ist in der Lage, durch variable Eingabewehrte, näherungsweise das Kriechen des Betons nachzubilden. Als variable Eingabewehrte sind laststufenabhängige Materialkennwerte, die nach vorgegebenen Kriterien unterschiedliche Werte annehmen können, zu verstehen. So wurden vereinfacht die Kriecheffekte durch eine siebenprozentige Abnahme des E-Moduls, der Druck- und Zugfestigkeit, über die Versuchsdauer berücksichtigt.

Die Belastung im Versuch wurde nicht kontinuierlich, sondern schrittweise in Stufen von 10 kN aufgebracht. Nach jedem Belastungsschritt, wurde das Bauteil nach Rissen abgesucht und die Messstifte abgelesen. Dieser Vorgang hat mindestens 3 Minuten gedauert und bei höheren Belastungen wesentlich länger. Danach wurde der Plattenbalken komplett entlastet und nach weiteren 3 Minuten wurden die Messstifte erneut abgelesen, um die bleibende Verformung zu bestimmen. Der gesamte Ablauf wurde dann mit der nächsten Laststufe wiederholt. Somit konnte ein Versuch mehrere Stunden dauern. Diese Beschreibung der Versuchsdurchführung mit der relativ langen Versuchsdauer, begründet die Berücksichtigung der Kriecheffekte in der numerischen Nachrechnung. Für die FEM-Modellierung ist außer den Kriecheffekten auch die Belastungsart sehr wichtig. Genau wie in der Versuchsbeschreibung wurde in der Nachrechnung das Modell nicht kontinuierlich belastet, sondern be- und anschließend wieder entlastet. Anders als bei den bisher vorgestellten Versuchen, wurde die Belastung nicht in Form einer vorgegebenen Verformung, sondern als externe Kraft in Höhe von 10 kN definiert. Dazu wurde auch eine Vergleichsrechnung mit kontinuierlicher Belastung vorgenommen um den Einfluss der Be- und Entlastung zu verdeutlichen. Anhand der Last-Verformungskurven aus Bild 4.17 ist zu erkennen dass ein wesentlicher Unterschied zwischen der kontinuierlichen Belastung und der Belastung mit anschließender Entlastung ist. Im Vergleich zu der Versuchsnachrechnung mit kontinuierlicher Belastung, zeigt das FEM-Modell der Versuchsnachrechnung mit Be- und Entlastung ein weiches Verhalten und bildet somit besser das Verhalten des Prüfkörpers im Versuch ab. Die drei Lastverformungskurven in Bild 4.17 zeigen im Anfangsbereich einen fast identischen Verlauf. Ab einer

Belastung von circa 60 kN, flacht die Versuchskurve etwas schneller ab als die Berechnungskurven. Die aus den FEM-Berechnungen resultierenden Last-Verformungskurven haben bis zu einer Belastung von ungefähr 80 kN denselben Verlauf. Bei höherer Belastung flacht jedoch die Belastungskurve der Berechnung mit Be- und Entlastung schneller ab. Im mittleren Bereich zeigen die Lastverformungskurven der FEM-Berechnungen eine relativ große Abweichung von der Versuchskurve. Ab der Belastung von 120 kN flacht die Last-Verformungskurve der Berechnung mit Be- und Entlastung stärker ab, bis sie schließlich die Versuchskurve bei der maximalen Belastung von 170 kN schneidet. Um zu Überprüfen ob auch in der FEM-Berechnung bei 170 kN der maximale Widerstand erreicht wird, wurde die Belastung um 1 kN erhöht. Da sich schon bei dieser kleinen Lasterhöhung, die Verformungen überdurchschnittlich vergrößert haben und das System zu fließen anfangen wurde die Berechnung nach dieser Laststufe gestoppt. Somit stimmen die Endwerte dieser Berechnung mit den Versuchsweherten überein, während die Berechnung mit kontinuierlicher Belastung die maximale Versuchsverformung um etwa 16% unterschätzt hat.



**Bild 4.17:** Vergleich der Last-Verformungskurven des Versuches mit der Finiten Elemente Berechnungen des Versuches 503, Reihe 20

## Fazit

Aus der Nachrechnung ist ersichtlich, dass sowohl das Tragverhalten der Bauteile mit gerippter wie auch mit glatter Bewehrung und einer Biegeverstärkung gut erfasst werden kann. Aufgrund dieser Nachrechnung werden nachfolgend weitere virtuelle Fälle simuliert.

## 4.4 Simulation ausgewählter Bauteile

### 4.4.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

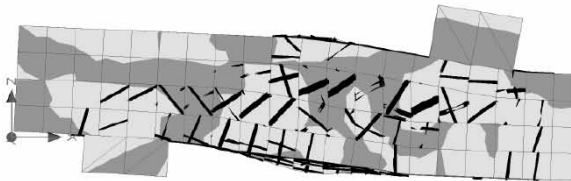
Im Rahmen der Masterarbeit von Tecusan [88] wurden gemäß des hier verwendeten Versuchsaufbau wurde Platten ohne Querkraftbewehrung mit exakt den gleichen Materialeigenschaften mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften der einbetonierten Bewehrung und unterschiedlichen Verstärkungen numerisch auf die gleiche Art wie die Nachrechnung simuliert. Alle Bauteile wurden mit einem C20/25 nach DIN EN 1992-1-1 [51] und einem Betonstahl mit einer Streckgrenze von 500 N/mm<sup>2</sup> simuliert. Die Bauteile hatten die gleichen Abmessungen wie die hier geprüften Bauteile ( $b_c = 500$  mm  $h_c = 200$  mm) wurden jedoch mit 4Ø20 bewehrt, welche eine statische Nutzhöhe von  $d = 165$  mm hatten. Folgende Bauteile wurden simuliert:

- Unverstärkte Platte mit gerippter Betonstahlbewehrung
  - o Mit neun in Schlitze verklebten CFK-Lamellen (20 mm x 2 mm) verstärkte Platte mit gerippter Betonstahlbewehrung
  - o Mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen (100 mm x 1,4 mm) verstärkte Platte mit gerippter Betonstahlbewehrung
- Unverstärkte Platte mit glatter Betonstahlbewehrung
  - o Mit neun in Schlitze verklebten CFK-Lamellen (20 mm x 2 mm) verstärkte Platte mit glatter Betonstahlbewehrung

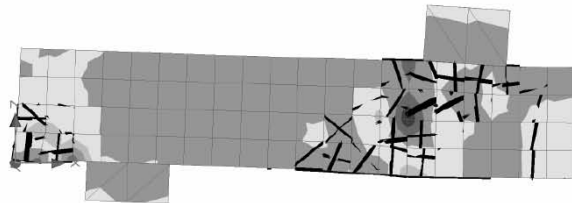
- Mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen (100 mm x 1,4 mm) verstärkte Platte mit glatter Betonstahlbewehrung

Bei den Bauteilen wurden die gleichen Verbundeigenschaften und Materialkenngrößen der Verstärkung verwendet wie bei den hier durchgeführten Versuchen bzw. wie bei der Nachrechnung aus Abschnitt 4.3. In Bild 4.18 sind die Rissbilder mit den zugehörigen Verformungen und Dehnungen der verschiedenen Simulationen dargestellt.

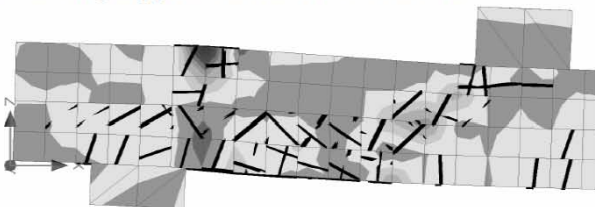
Unverstärkt mit geripptem Betonstahl bewehrt



Unverstärkt mit glattem Betonstahl bewehrt



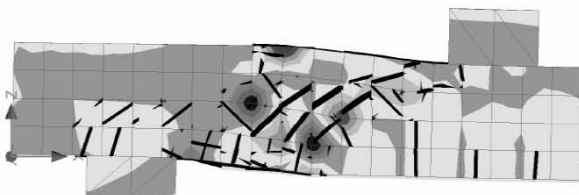
Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkt und mit geripptem Betonstahl bewehrt



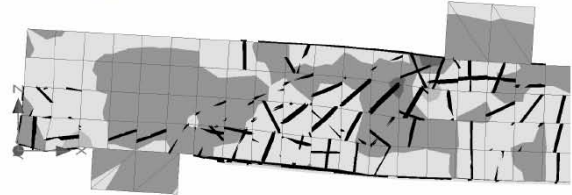
Mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen verstärkt und mit glattem Betonstahl bewehrt



Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt und mit geripptem Betonstahl bewehrt

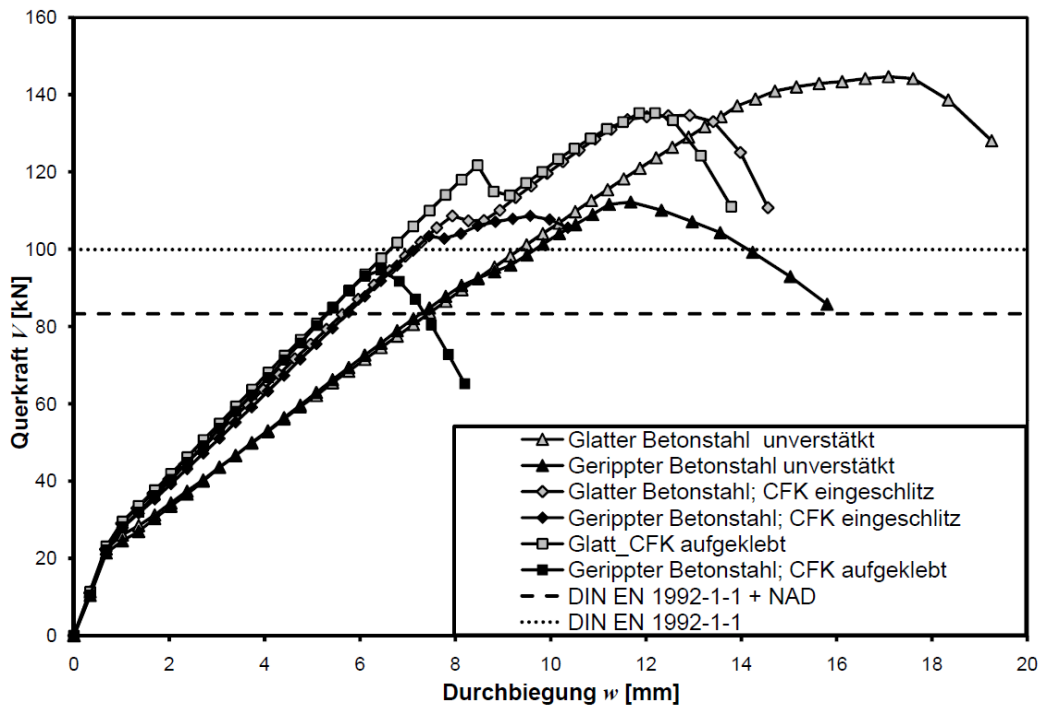


Mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt und mit glattem Betonstahl bewehrt



**Bild 4.18:** Verformter Dehnungszustand mit Rissen bei Maximallast der verschiedenen Simulation

Wie auch bei den Versuchen erhält man bei der Simulation ebenfalls eine Lastverformungskurve, welche für die verschiedenen Simulationen in Bild 4.19 dargestellt ist. Zusätzlich ist im Bild 4.19 die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach der DIN EN 1992-1-1 [51], und DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] dargestellt.



**Bild 4.19:** Last-Verformungskurve der numerischen Simulationen

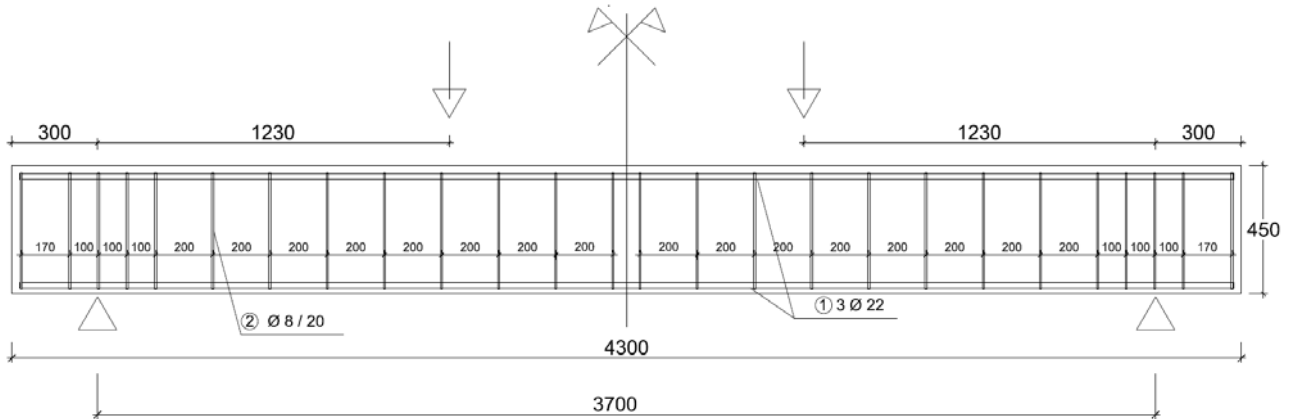
Aus Bild 4.19 ist zu erkennen, dass die Bauteile mit glattem Betonstahl zu einer teilweise deutlich höheren Querkrafttragfähigkeit kommen wie die Bauteile mit gerippter Bewehrung. Desweiteren ist zu erkennen, dass die Verstärkung zu einer leichten Reduktion der Querkrafttragfähigkeit und zu einem etwas steiferen Verhalten führt. Wie aus Bild 4.19 liegen alle Simulationen über dem rechnerischen Wert der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50]. Der rechnerische Wert nach DIN EN 1992-1-1 [51] ohne NAD wird lediglich von dem Bauteil mit aufgeklebten CFK-Lamellen und gerippter Betonstahlbewehrung leicht unterschritten.

#### 4.4.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

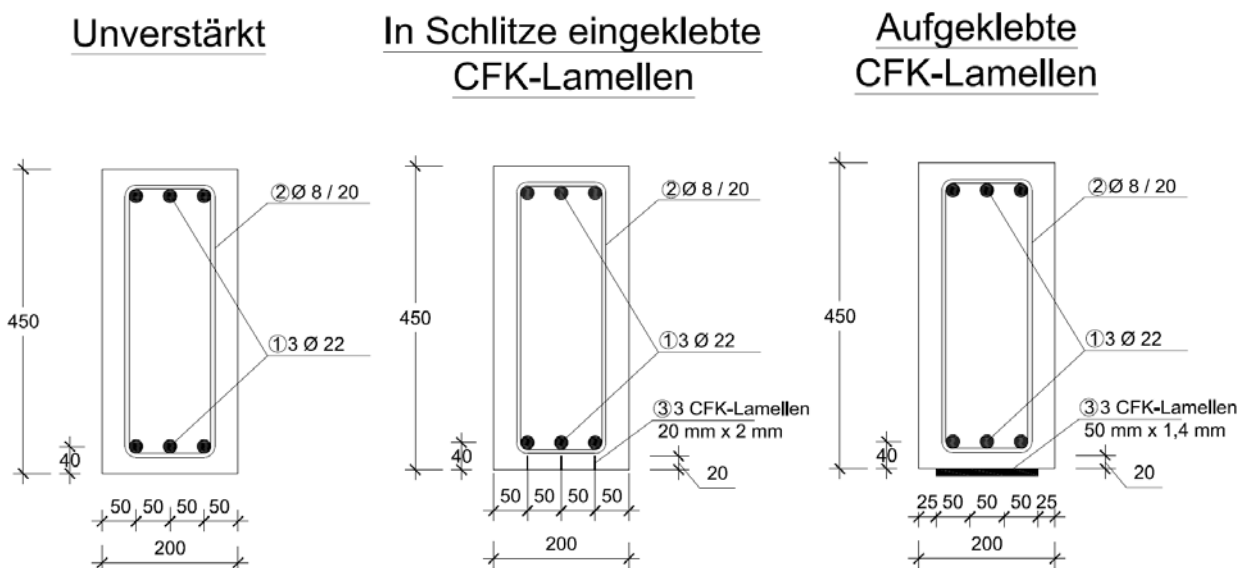
Im Rahmen der Masterarbeit von Tecusan [88] wurden neben der Simulation der Bauteile ohne Querkraftbewehrung auch Simulationen an Bauteilen mit Querkraftbewehrung durchgeführt. Für diese Untersuchung wurden genau wie in Abschnitt 4.4.1, basierend auf den Versuchsnachrechnungen aus Abschnitt 4.3, sechs neue FEM-Modelle aufgestellt und simuliert. Bis auf die Verstärkungsart oder auf dem Verbundgesetz waren alle Modelle identisch. Die Querschnittsabmessungen aus der Versuchsnachrechnung QVBE1-1 wurden für die Simulationsmodelle beibehalten ( $b_c = 200$  mm und  $h_c = 450$  mm). Aus Vereinfachungsgründen wurde in den Simulationen die Belastung symmetrisch aufgebracht und zur Berechnungszeiteinsparung wurde nur der halbe Balken, mit den zugehörigen Symmetriebedingungen, modelliert. Alle Bauteile wurden mit einem C25/30 simuliert. Das verwendete Materialmodell für den Betonstahl wurde mit den entsprechenden Materialkennwerten aus der Nachrechnung des Versuchs QVBE1-1 übernommen. Als einbetonierte Zugbewehrung wurden  $3\varnothing 22$  eingelegt, die eine statische Nutzhöhe von  $d = 410$  mm hatten. Dieselbe Bewehrung wurde auch als Druckbewehrung eingelegt. Alle anderen Materialkenngrößen wie Materialkennwerte der CFK-Lamellen oder Verbundeigenschaften wurden aus den Versuchsnachrechnungen, Abschnitt 4.3, übernommen. Folgende sechs Fälle wurden simuliert:

- Unverstärkter Balken mit gerippter Betonstahlbewehrung
  - o Mit drei in Schlitze verklebten CFK-Lamellen (20 mm x 2 mm) verstärkter Balken mit gerippter Betonstahlbewehrung
  - o Mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen (50 mm x 1,4 mm) verstärkter Balken mit gerippter Betonstahlbewehrung
- Unverstärkter Balken mit glatter Betonstahlbewehrung
  - o Mit drei in Schlitze verklebten CFK-Lamellen (20 mm x 2 mm) verstärkter Balken mit glatter Betonstahlbewehrung
  - o Mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen (50 mm x 1,4 mm) verstärkter Balken mit glatter Betonstahlbewehrung

In dem Bild 4.20 und Bild 4.21 sind die Abmessungen aller gerechneten Simulationsfälle mit den entsprechenden Darstellungen der verschiedenen Verstärkungsarten im Querschnitt dargestellt. Die innere Bewehrung wurde in allen Fällen mit einer Streckgrenze von  $500 \text{ N/mm}^2$  gleich modelliert. Als Querkraftbewehrung wurden zweischrittig, geschlossene Bügel  $\varnothing 8 \text{ mm}$  alle  $200 \text{ mm}$  eingelegt. Im unmittelbaren Auflagerbereich wurden die Bügel dichter, im Abstand von  $100 \text{ mm}$  eingelegt. Wie aus Bild 4.20 zu erkennen ist, wurden die Simulationen anhand eines Vierpunkt-Biegeversuch, durchgeführt.









**Bild 4.20:** Darstellung der Abmessungen und Bewehrung der untersuchten Fälle im Längsschnitt



**Bild 4.21:** Darstellung der Abmessungen und Bewehrung der verschiedenen Verstärkungsarten im Querschnitt

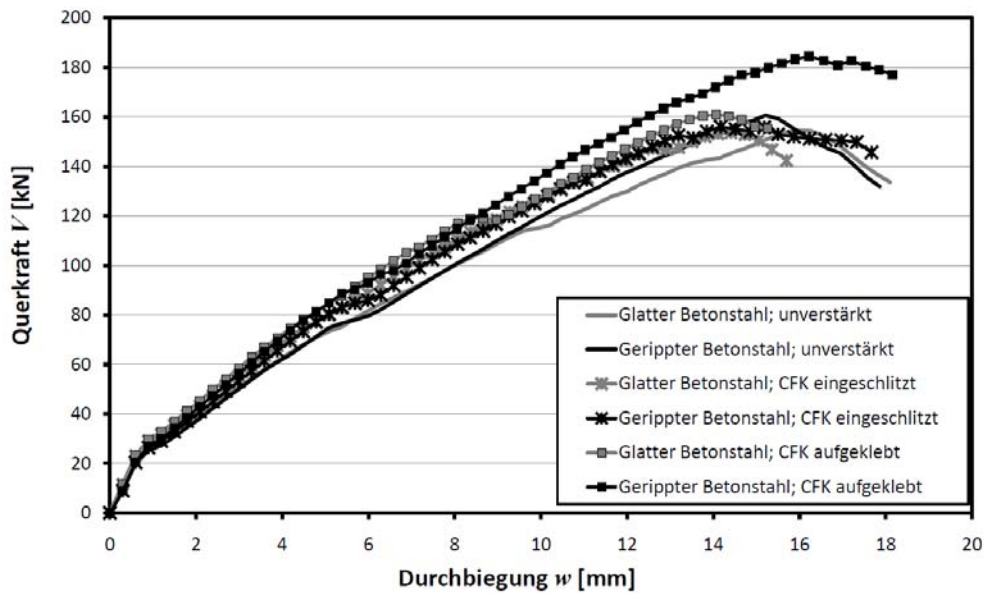
Im Bild 4.22 ist eine Übersicht der gerechneten Simulationsfälle anhand ihrer Rissbilder dargestellt. Durch die Erhöhung der Zugbewehrung in den Simulationen im Vergleich zu der Versuchsnachrechnung QVBE1-1 sollte, hauptsächlich bei den unverstärkten Balken ein Biegeversagen verhindert werden. Genau wie bei den simulierten Plattenstreifen weisen die mit Glattstahl bewehrten Bauteile Verankerungsriss auf. Anhand den Rissbildern und der relativ großen aufgetretenen Schubverzerrungen kann erkannt werden dass in allen simulierten Fällen ein Querkraftversagen aufgetreten ist. Somit können die maximalen aufgetretenen Belastungen als die Querkrafttragfähigkeiten der einzelnen Fälle betrachtet werden und miteinander verglichen werden.



	Gerippter Betonstahl	Glatter Betonstahl
Unverstärkt		
CFK in Schlitze eingeklebt		
CFK aufgeklebt		

**Bild 4.22:** Übersicht der verschiedenen Simulationfälle mit Rissbildern im verformten Dehnzustand bei der Maximallast

Im Bild 4.23 sind die Last-Verformungskurven der einzelnen simulierten Fälle dargestellt. Anders als bei der Simulation von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung unterscheiden sich hier die Last-Verformungskurven der simulierten Fälle nicht so stark voneinander. Vergleichbar mit der Simulation am Plattenstreifen, weisen die Last-Verformungskurven der mit CFK-Lamellen verstärkten Balken ein steiferes Verhalten als die unverstärkten auf. Die Bauteile mit aufgeklebten CFK-Lamellen zeigten das steifste Verhalten, gefolgt von den Bauteilen mit in Schlitze verklebten CFK-Lamellen. Dieses Verhalten kann auch durch die Tatsache, dass die Querschnittsfläche aufgeklebte CFK-Lamellen größer ist als die der in Schlitze verklebten CFK-Lamellen, erklärt werden. Anders als bei der Simulation der Plattenstreifen zeigen hier beide Biegeverstärkungen, teilweise eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit. Die aufgeklebten CFK-Kamellen zeigen bei dem Bauteil mit gerippter Bewehrung eine wesentliche Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit um ca. 14%. Insgesamt scheint jedoch der Verbund der Bewehrung und die geklebte Biegeverstärkung von untergeordneter Bedeutung für die Querkrafttragfähigkeit der Bauteil mit Querkraftbewehrung zu sein.



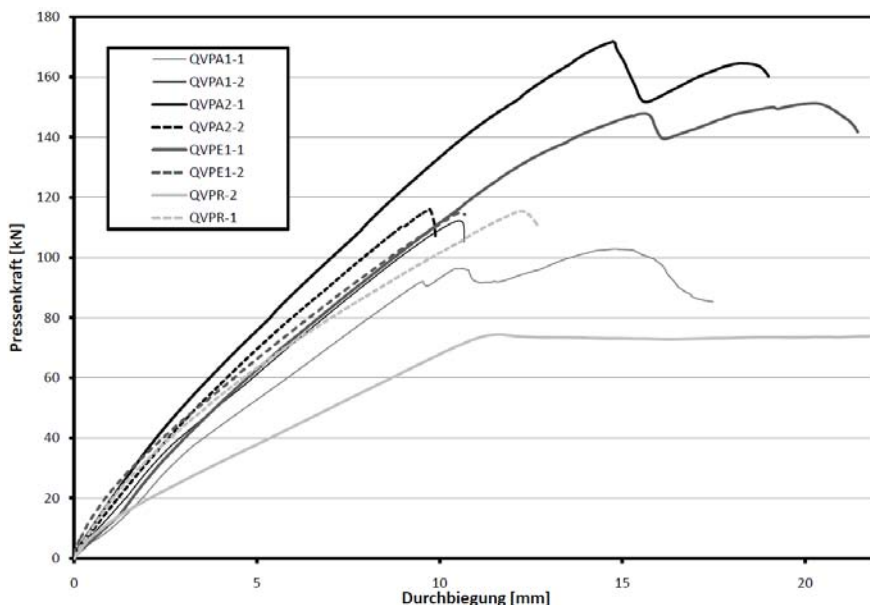
**Bild 4.23:** Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven aller durchgeführten numerischen Simulationen an Bauteilen mit Querkraftbewehrung

## 5 Beurteilung der Ergebnisse

### 5.1 Beurteilung der experimentellen Ergebnisse

#### 5.1.1 Beurteilung der experimentellen Ergebnisse der Bauteile ohne Schubbewehrung

In Bild 5.1 sind alle Lastverformungskurven der Versuche an Einfeldträgern ohne Querkraftbewehrung in einem Diagramm zusammen dargestellt. Neben den hier durchgeführten Versuchen wurde auch die Versuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (QVPA1-1 und QVPA1-2) aus Zilch et al. [96] mit in die Vergleiche aufgenommen.



**Bild 5.1:** Last-Verformungskurven der Versuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung an Einfeldträgern.

Bei dem Vergleich der Versuche fällt auf, dass es im Wesentlichen drei verschiedene Verhaltensweisen gibt:



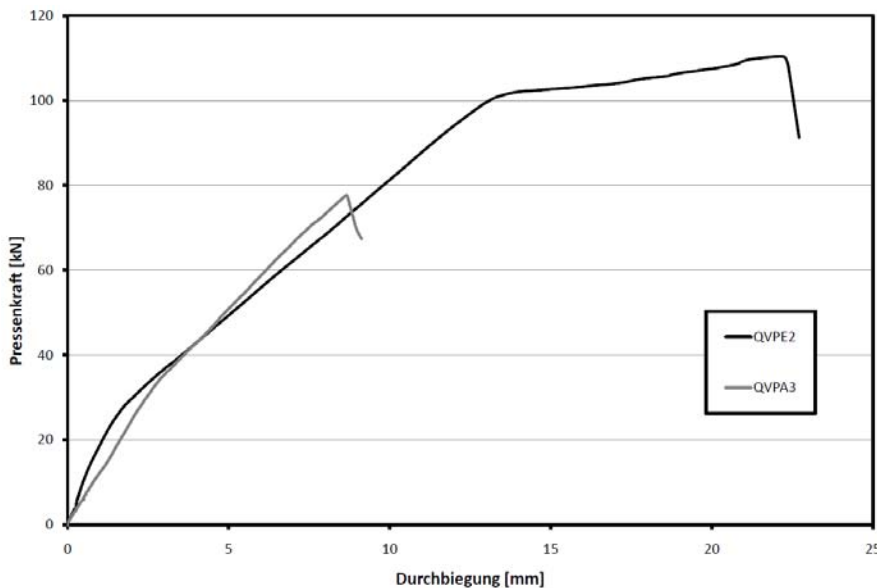
- Das Biegeversagen des Referenzversuches QVPR-1. Hierbei fällt auf, dass das Bauteil, durch die fehlende geklebte Bewehrung deutlich weicher ist und nach dem Überschreiten des Fließmoments keine Kraftzuwachs mehr erfolgt.
- Die Versuche QVPA2-1; QVPE1-1, welche mit Glattstahl bewehrt waren und die Lamellen über das Auflager geführt waren erreichen eine deutlich höhere Last. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich aufgrund des fehlenden Verbundes der inneren Bewehrung sich eher eine Bogen-Zugband Tragweise einstellt. Diese Tragweise wird durch den weichen Verbund der geklebte Bewehrung anscheinend nur geringfügig verändert, wobei sich hier die in Schlitze verklebte Bewehrung aufgrund des besseren Verbundverhaltens negativ auswirkt.
- Die Bauteile QVPA2-2; QVPE1-2, QVPR-2; und QVPA1-1, bei welchen die Lamelle vor dem Auflager endet sowie der Versuch QVPA1-2 mit gerippter Bewehrung und nach dem Auflager verankerter geklebter Bewehrung zeigen nahezu das gleiche Verhalten, welches dem klassischen Querkraftversagen am nächsten kommt. Im Gegensatz zu den Versuchen QVPA2-1; QVPE1-1 stellt sich aufgrund der gerippten Bewehrung bzw. der Eintragung aller Kräfte der geklebten Bewehrung vor dem Endauflager eine typische Schubbeanspruchung ein, was zum klassischen Querkraftversagen führt..

Die Lastverformungskurven der Versuche an den Zweifeldträgern QVPE2 und QVPA3 sind in Bild 5.2 zusammen dargestellt. Da es bei dem Versuche QVPA3 zu einem Verbundversagen kam, konnte die kritische Last für den Querkraftbruch nicht erreicht werden. Bei dem Versuch QVPE2 kam es nach der Ausbildung von Fließgelenken in Trägermitte zu einem Querkraftversagen. Die kritische Querkraft, bei welcher das Versagen eingetreten ist, muss deshalb in diesem Fall unter Berücksichtigung des Fließgelenkes mit Gleichung (5.1) ermittelt werden.

$$V_E = V_{\text{Stütz bei FließenFeld}} + F_{\text{Bruch}} - F_{\text{FließenFeld}} \quad (5.1)$$

Mit den Größen aus dem Versuch ergibt sich hier die Versuchsquerkraft von 82,6 kN.

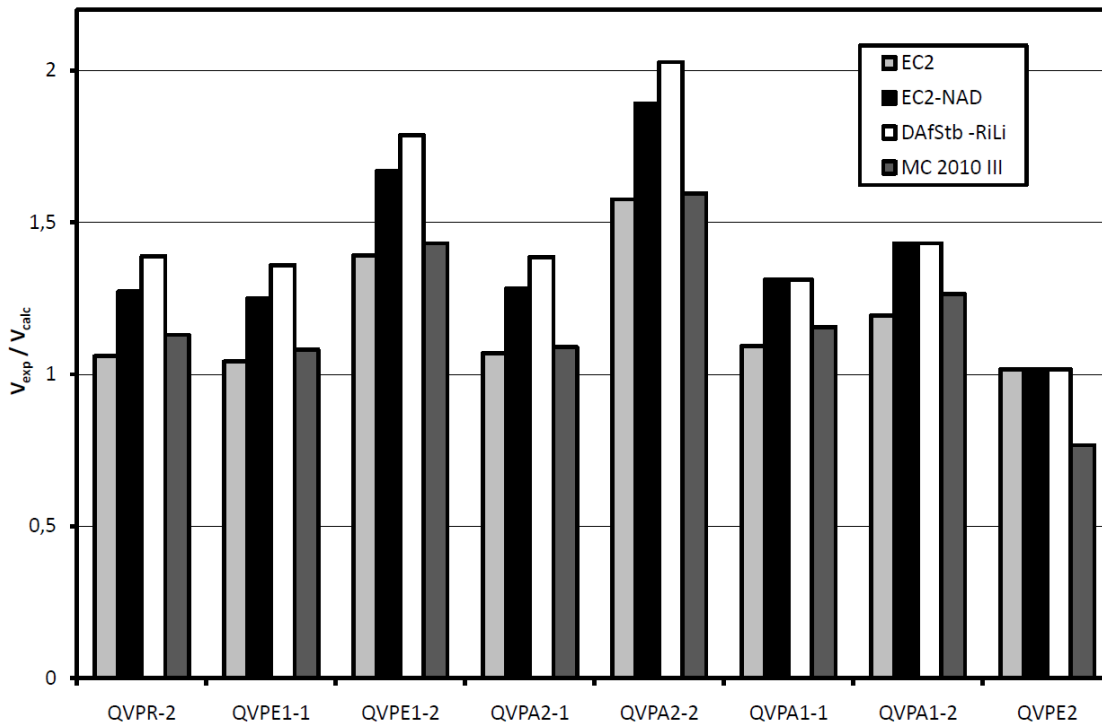
$$V_E = 62,8\text{kN} + 111,1\text{kN} - 91,3\text{kN} = 82,6 \text{ kN} \quad (5.2)$$



**Bild 5.2:** Last-Verformungskurven der Versuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung an Zweifeldträgern

In Bild 5.3 sind die Bruchlasten der Versuche ohne Querkraftbewehrung den rechnerisch nach den Werten gegenübergestellt, die sich theoretisch für die Querschnitte nach den verschiedenen Vorschriften ergeben würden. Dabei wurden für die Versuchsquerschnitte sowohl die Werte nach DIN EN 1992-1-1 [51], der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem Nationalen Anhang [50], der Bemessungsempfehlungen der Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] sowie des Modelcodes 2010 [56] Stufe III berechnet. Bei allen Gleichungen wurden statt den charakteristischen Festigkeiten die Mittelwerte der im Versuch gemessene Baustoffwerte eingesetzt, desweiteren wurde für den Sicherheitsbeiwert 1,0 eingesetzt, um einen Vergleich auf Mittelwertniveau zu gewährleisten. Auf eine Umrechnung der als Mittelwert bestimmten Materialkenngrößen auf charakteristische Materialkenngrößen wurde auf der sicheren Seite liegend verzich-

tet. Die CFK-Lamellen wurden bei allen Versuchen nicht mit in den Längsbewehrungsgrad eingerechnet. In den Vergleich in Bild 5.3 wurden neben den hier durchgeführten Versuchen auch noch die beiden Versuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung aus Zilch et al. [95] mit aufgenommen um einen direkten Vergleich zu Bauteilen mit gerippter Bewehrung zu erhalten.



**Bild 5.3:** Vergleich der Versuche ohne Querkraftbewehrung mit den verschiedenen Bemessungsnormen

Aus Bild 5.3 ist zu erkennen, dass alle Versuchswerte über der Berechnung der verschiedenen Vorschriften liegen. Gerade die berechneten Werte, welche sich nach der DIN EN 1992-1-1 mit NAD sowie nach der Bemessungsempfehlung der Richtlinie ergeben unterschätzen die Bruchlast bei allen hier durchgeführten Versuchen deutlich. Die experimentellen Ergebnisse werden durch die DIN EN 1992-1-1 sowie durch den Modelcode 2010 am realitätsnächsten beschreiben. Bei Betrachtung der hier durchgeführten Versuche kann eine Bemessung mit einem ausreichenden Sicherheitsabstand mit der DIN EN 1992-1-1 [51], der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem Nationalen Anwendungsdokument [50], der Bemessungsempfehlungen der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] sowie des Modelcodes 2010 [56] erfolgen. Bei der Zweifeldplatte, welche keine Betonstahlbewehrung hatte, ist jedoch die Bemessung nach den Vorschriften nur knapp auf der sicheren Seite. Die Bemessung nach dem Modelcode überschätzt in diesem Fall sogar die Traglast.

Da es bei dem Versuch QVPA3 nicht zu einem Querkraftversagen kam, sondern zu einem intermediären Verbundversagen an einem Zwischenrisselement, wird dieser Versuch nun mit den Verbundnachweisen der Richtlinie betrachtet. Für den Verbundnachweis am Zwischenrisselement gemäß DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] Abschnitt RV 6.1.1.3.6 ist die vorheriger Ermittlung des Rissbildes nach RV 6.1.1.3.4 notwendig. Da der Rissabstand lediglich von der Eintragungslänge des Betonstahls abhängig ist, das Bauteil im Stützmomentenbereich jedoch keine Betonstahlbewehrung hatte, kann kein Rissabstand ermittelt werden. Der Rissabstand wurde im Rahmen der Nachrechnung deshalb vereinfacht zu der 1,5-fachen maximalen Verbundlänge  $l_{bL,max}$  der aufgeklebten Bewehrung bestimmt. Der Einfluss des Querkraftversatzes (Versatzmaß) wurde wie bei den Bauteilen mit Querkraftbewehrung gemäß der Fachwerkanalogie bestimmt:

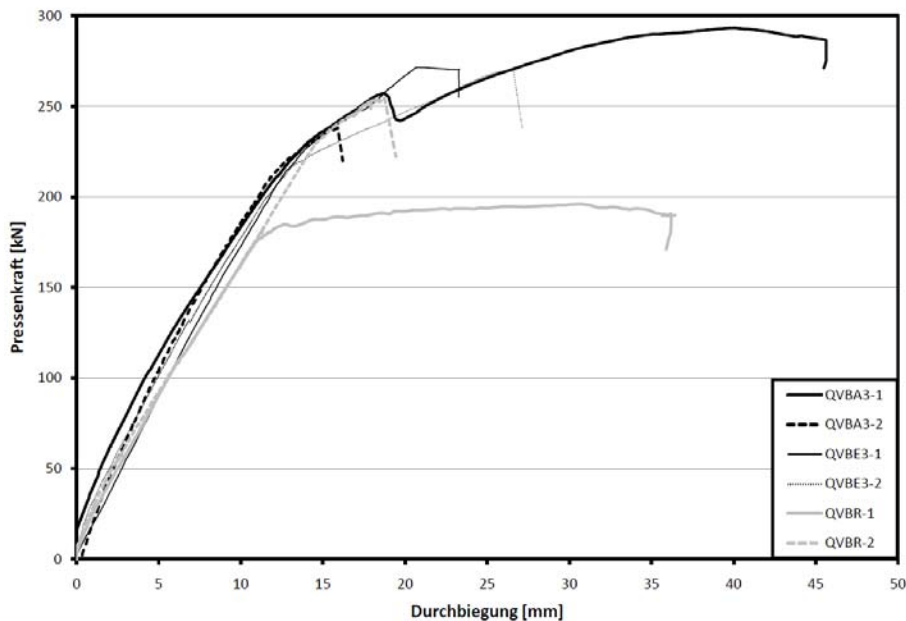
$$\Delta F_{LE} = \frac{V_E}{2} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (5.3)$$

Der Druckstrebenwinkel wurde für das Bauteil ohne Querkraftbewehrung gemäß Zehetmaier [93] zu  $\cot \theta = 1,16$  gewählt. Bestimmt man sich nun mit dem Verbundnachweis am Zwischenrisselement gemäß die Bruchkraft so erhält man mit den in der Richtlinie angegebenen charakteristischen Verbundwerten die

Bruchkraft von 70,5 kN je Einzellast. Mit den in Zilch et al. [95] angegebenen Mittelwerten erhält man eine Bruchkraft von 102,5 kN. Der Versuchwert von 80,0 kN liegt somit etwas unterhalb des Mittelwertes jedoch über dem charakteristischen Wert.

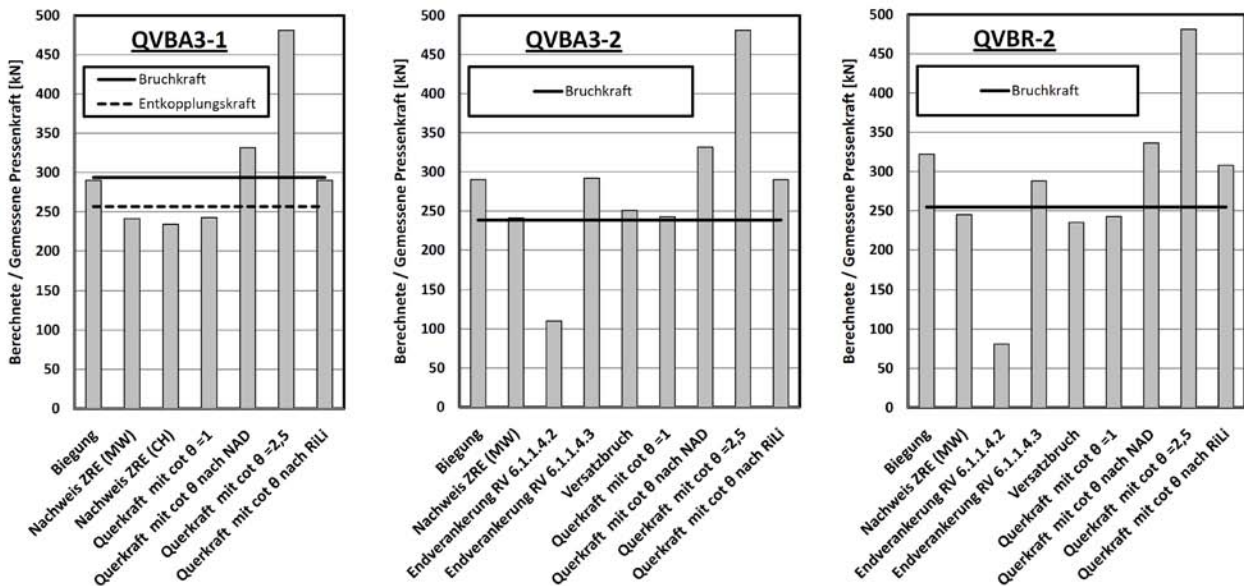
### 5.1.2 Beurteilung der experimentellen Ergebnisse der Bauteile mit Schubbewehrung

In Bild 5.4 sind alle Lastverformungskurven der Versuche mit Querkraftbewehrung in einem Diagramm zusammen dargestellt. Aus dieser Darstellung kann das Bauteil ohne Verstärkung durch das frühzeitige Fließen und das nahezu lineare Fließplateau klar identifiziert werden. Auch die beiden Bauteile, bei welchen die Verstärkung über das Auflager geführt wurde lasse sich durch die höhere Last und das etwas steifere Verhalten erkennen.



**Bild 5.4:** Last-Verformungskurven der Versuche an Bauteilen mit Querkraftbewehrung

Da es bei den Bauteilen mit Querkraftbewehrung nicht zu einem direkten Querkraftbruch kam, werden nachfolgend die Versuchsergebnisse mit den Nachweisen der DAfStb Richtlinie [20] gegenübergestellt. Dazu werden bei allen Bauteilen mit aufgeklebter Bewehrung der Nachweis für Biegung, der Nachweis am Zwischenrisselement sowie der Querkraftnachweis mit den verschiedenen Druckstrebenwinkeln, nach DIN EN 1992-1-1 [51], nach dem Nationalen Anwendungsdokument [50] sowie nach der DAfStb-Richtlinie [20] für Glattstahl gegenübergestellt. Bei den Bauteilen, bei welchen die Lamelle vor dem Auflager endete, werden zusätzlich der Endverankerungsnachweis am momentennullpunktnächsten Biegeriss, der Endverankerungsnachweis an einem beliebigen Zwischenrisselement sowie der Nachweis gegen Versatzbruch betrachtet. Der Vergleich zwischen der Bruchkraft bzw. der Kraft bei welcher sich die Lamelle entkoppelte mit den berechneten Versagens bzw. Entkopplungskräften nach den Nachweisen der DAfStb-Richtlinie [20] ist in Bild 5.5 dargestellt. Der dem Vergleich ist wie bei den Bauteilen ohne Querkraftbewehrung die aus den Referenzversuchen bestimmten Materialkenngrößen als Mittelwert eingesetzt. Auf eine Umrechnung der Materialkenngrößen auf charakteristische Werte wurde auf der sicheren Seite liegend verzichtet.



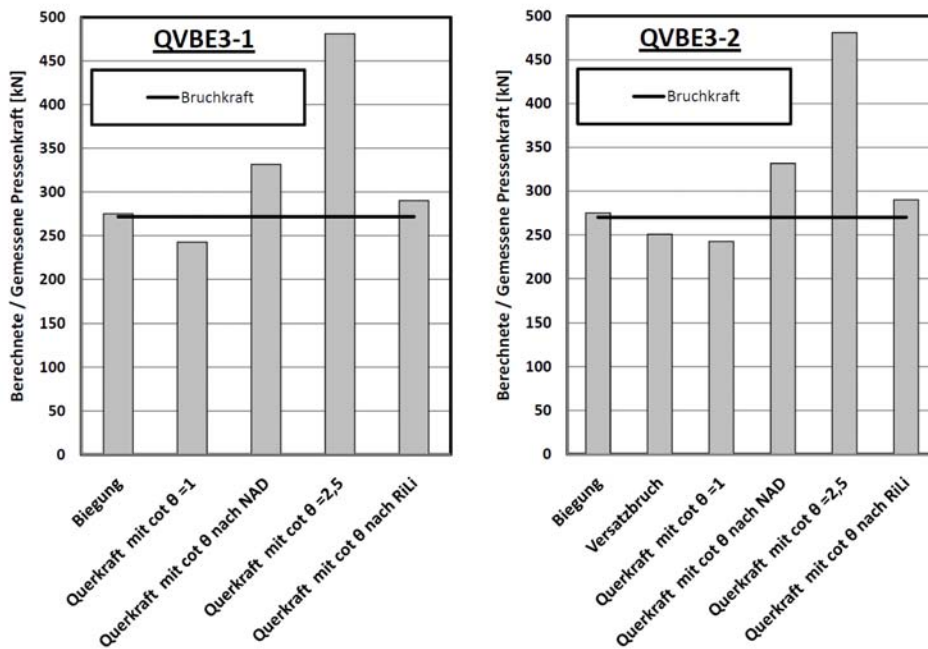
**Bild 5.5:** Vergleich der berechneten Bruch bzw. Entkopplungskraft nach den verschiedenen Nachweisen den DAfStb-Richtlinie [20] mit den Versuchswerten der Versuche mit Querkraftbewehrung und aufgeklebter Biegeverstärkung

Aus dem Vergleich in Bild 5.5 lasen sich für den Versuche mit aufgeklebter Bewehrung folgende Feststellungen treffen:

- **Versuch QVBA 3-1:** Bei dem Versuch QVBA3-1 wird das aufgetretene Biegeversagen nahezu exakt durch den Biegenachweis beschrieben. Auch die vorhergegangene Entkopplung am Zwischenrisselement wird durch den Nachweis gut getroffen. Zwar unterschätzt der Nachweis die Entkopplungslast leicht, was wahrscheinlich auf die etwas konservative Ermittlung der Rissabstände zurückzuführen ist. Aufgrund des eingetreten Biegeversagens erreicht der Versuch die Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 und des Nationalen Anwendungsdokumentes nicht, übersteigt jedoch die Querkrafttragfähigkeit mit einem Druckstrebenwinkel unter 45° und die Querkrafttragfähigkeit nach der DAfStb-Richtlinie.
- **Versuch QVBA 3-2:** Bei dem Versuch QVBA3-2, bei welchem ein Versatzbruch eintrat, wird dieser durch den Nachweis der Richtlinie mit einer leichten Überschätzung der Bruchlast von 3% nahezu exakt vorhergesagt. Kurz nach dem Versagen im Versuch wäre nach Richtlinie auch ein Entkoppeln am Zwischenrisselement eingetreten. Auffällig ist bei dem Versuch, dass ein Endverankerungsversagen am momentennullpunktnächsten Biegeriss schon bei circa 46% der Bruchlast hätte eintreten sollen.
- **Versuch QVBR-2:** Bei dem Versuch QVBR-2 trat wie beim Versuch QVBA3-2 ein Versatzbruch ein. Der Nachweis gegen Versatzbruch unterschätzt die Bruchlast lediglich um circa 8 %. Aufgrund des höheren Abstands des Lamellenendes zum Auflager liefert hier der Endverankerungsnachweis am momentennullpunktnächsten Biegeriss eine konservative Abschätzung der Versagenslast. So hätte bei diesem Versuch ein Endverankerungsversagen bei circa 31% der Bruchlast eintreten sollen.

Abschließend lässt sich, aufgrund des Vergleiches der Versuche mit aufgeklebter Bewehrung und der Nachweisen nach der DAfStb Richtlinie [20] folgern, dass der Nachweis gegen Versatzbruch, der Nachweis der Entkopplung am Zwischenrisselement sowie der Biegenachweis eine gute Abschätzung der Bruchlast liefern. Lediglich der Endverankerungsnachweis am momentennullpunktnächsten Biegeriss liefert im Fall der durchgeführten Versuche eine sehr konservative Abschätzung der Bruchlast.

Beim Versuch QVBE3-1 mit in Schlitze verklebter Bewehrung werden die Bruchlast dem Nachweis für Biegung, dem Nachweis der Querkraftnachweis mit den verschiedenen Druckstrebenwinkeln, nach DIN EN 1992-1-1 [51], nach dem Nationalen Anwendungsdokument [50] sowie nach der DAfStb-Richtlinie [20] für Glattstahl in Bild 5.6 gegenübergestellt. In Bild 5.6 sind ebenfalls diese Nachweise und der Nachweis gegen Versatzbruchbildung der Bruchlast des Versuch QVBE3-2 gegenübergestellt.



**Bild 5.6:** Vergleich der berechneten Bruch bzw. Entkopplungskraft nach den verschiedenen Nachweisen den DAfStb-Richtlinie [20] mit den Versuchswerten der Versuche mit Querkraftbewehrung und in Schlitze verklebter Biegeverstärkung

Der Vergleich für in Schlitze verklebte Bewehrung in Bild 5.6 zeigt, dass das eingetretene Beigeversagen bei dem Versuch QVBE3-1 gut durch den Biegenachweis beschrieben wird. Auch das eingetretene Versatzbruchversagen wird durch den Nachweis gegen Versatzbruch passabel leicht konservativ abgeschätzt.

## 5.2 Auswertung von historischen Versuchen aus der Datenbank

### 5.2.1 Allgemeines

Im Rahmen der Diplomarbeit von Zheng [94] wurden Querkraftversuche an historisch bewehrten Betonbauteilen aus der Literatur gesammelt und in eine Datenbank aufgenommen. Diese Datenbank ist in Anhang C auszugsweise aufgelistet. Dazu wurden die Versuche an glattstahlbewehrten Betonbauteilen aus den Versuchsberichten des VDI Heft 45-47 [2], DAfEb Heft 10 [6], DAfEb Heft 12 [4], DAfEb Heft 20 [5], DAfEb Heft 48 [3], DAfEb Heft 67 [60], DAfStb Heft 151 [71], Archarya und Kemp [1] und Van den Berg et al. [91] entnommen. Zusätzlich wurden für den Vergleich mit der gerippten Bewehrung die weiteren Versuche des DAfStb Heft 151 [71], des DAfStb Heft 156 [70] und von Moody et al. [74] verwendet.

Um einen relevanten Vergleich zwischen den Versuchswerten und den Rechenwerten der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationalen Anwendungsdokument zu erhalten wurden Versuche ausgeschlossen bei welchen einer der folgenden Ereignisse eingetreten ist:

- Verankerungsversagen der Längsbewehrung
- Verankerungsversagen der Bügelbewehrung
- Rechnerisches Biegeversagen vor dem rechnerischen Querkraftversagen
- Kleine Schubschlankheit  $a/h$  bei Einzellastversuchen bzw.  $l_0/h$  bei Gleichlastversuchen
- Weniger als 50% der Querkraftaufbiegungen ist auch als Bügelbewehrung vorhanden. (Die Versagensart des Stegaufspaltens soll damit ausgeschlossen werden)

Die danach übrig gebliebenen Versuche sind in dem Abschnitt 5.2.2 für Versuche ohne Querkraftbewehrung und in Abschnitt 5.2.3 für Versuche mit Querkraftbewehrung den Ansätzen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anwendungsdokument [50] gegenübergestellt.

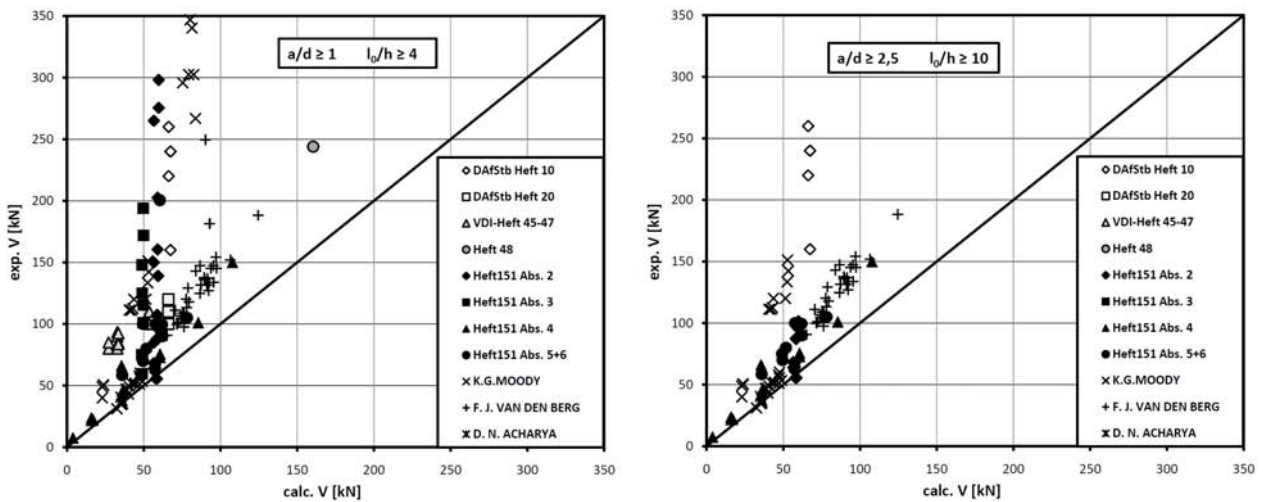
### 5.2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Im Folgenden werden die Versuche ohne Querkraftbewehrung aus der im Vorherigen beschriebenen Datenbank mit den Nachweisen der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] verglichen. Dabei wurden in allen Gleichungen statt den charakteristischen Festigkeiten die Mittelwerte der in Versuchsberichten dokumentieren Baustoffwerte eingesetzt, desweiteren wurde für den Sicherheitsbeiwert 1,0 eingesetzt, um einen Vergleich auf Mittelwertniveau zu gewährleisten. Auf eine Umrechnung der in Ver-



suchsberichten dokumentieren Baustoffwerte auf charakteristische Werte wurde auf der sicheren Seite liegend verzichtet.

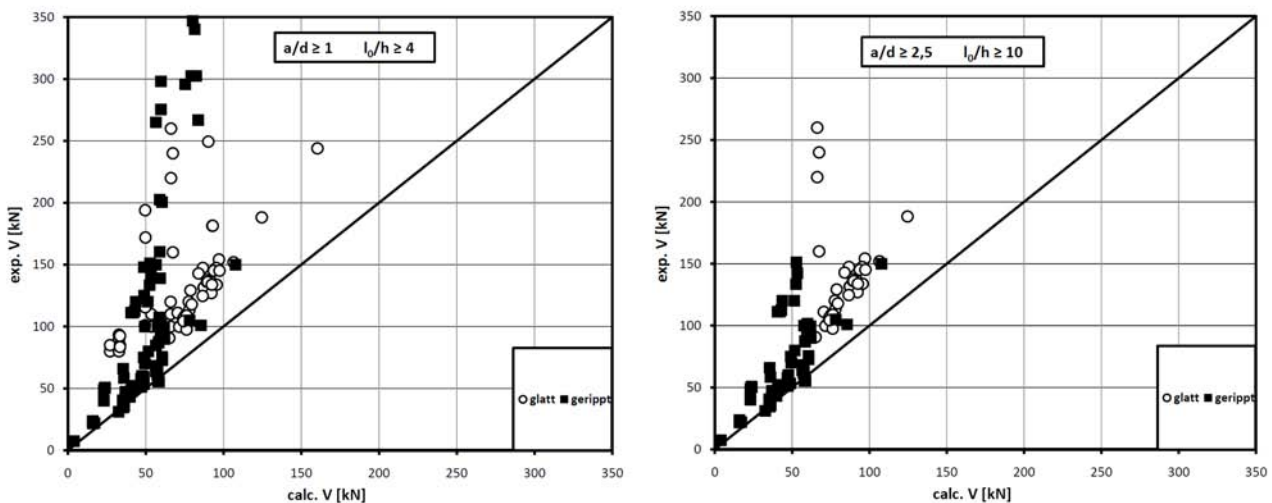
Im Bild 5.7 sind die Versuche ohne Querkraftbewehrung aus der Datenbank mit den rechnerischen Werten der Versuche nach den Nachweisen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationale Anhang [50] dargestellt. Im linken Diagramm wurde dabei die im Allgemeinen (vgl. z.B. Leonhard [68] und Kani [64]) üblichen Grenzen für die Schubslankheit  $a/d$  bzw.  $l_0/h$  gewählt. Da viele der in der Datenbank enthaltenen Versuche (circa 50%) diese Grenze sowie die anderen Bedingungen nach Abschnitt 5.2.1 nicht einhalten, wurden zusätzlich im rechten Bild eine geringere Grenze gewählt. Jedoch sind auch hier noch circa 30 % der Versuche aus der Datenbank im Wesentlichen aufgrund des Biegeversagens ausgeschlossen.



**Bild 5.7:** Vergleich von Querkraftversuche an historisch bewehrten Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung aus der Literatur mit den Nachweisen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang

Man erkennt, dass die Nachweise für die Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang eine sichere Bemessung für die aus der Literatur entnommenen Versuche an historisch bewehrten Betonbauteilen gewährleistet, da fast kein Versuch die Winkelhalbierende in den Diagrammen unterschreitet und somit der rechnerische Wert immer kleiner bzw. gleich dem Versuchswert ist.

Um einen Vergleich zwischen den Bauteilen mit glatten Betonstahl und geripptem Betonstahl zu erhalten wurden in Bild 5.8 die Versuche in gerippten Betonstahl und glattem Betonstahl unterteilt.

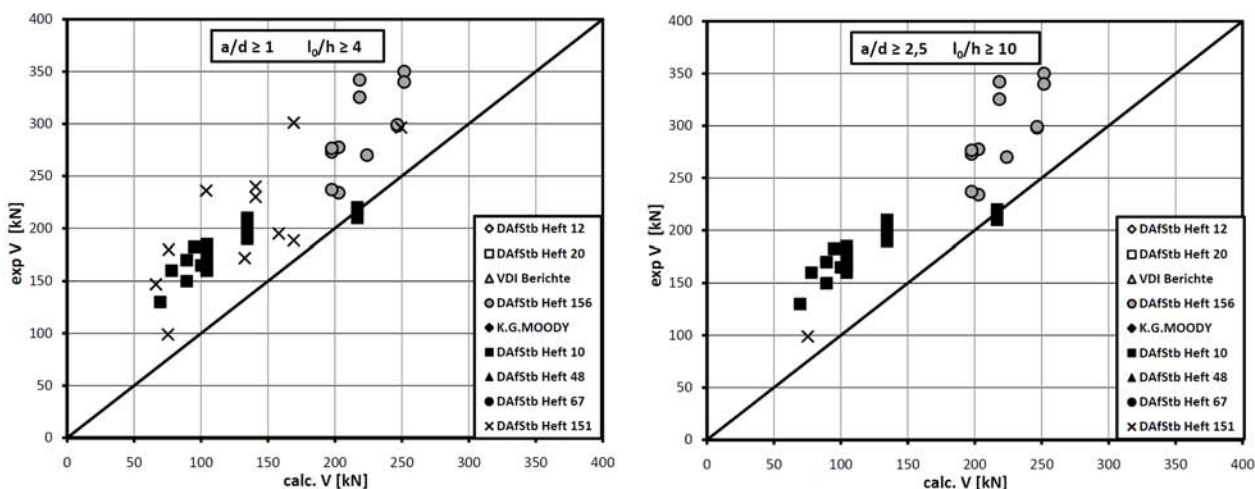


**Bild 5.8:** Vergleich von Querkraftversuche ohne Querkraftbewehrung mit gerippten und glatten Betonstählen aus der Literatur mit den Nachweisen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang

Der Vergleich in Bild 5.8 zeigt, dass der Verbund der inneren Bewehrung nur einen geringen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile ohne Querkraftbewehrung hat. Bei der Betrachtung der Diagramme lässt sich ein leicht positiver Effekt des fehlenden Verbundes der inneren Bewehrung erahnen.

### 5.2.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

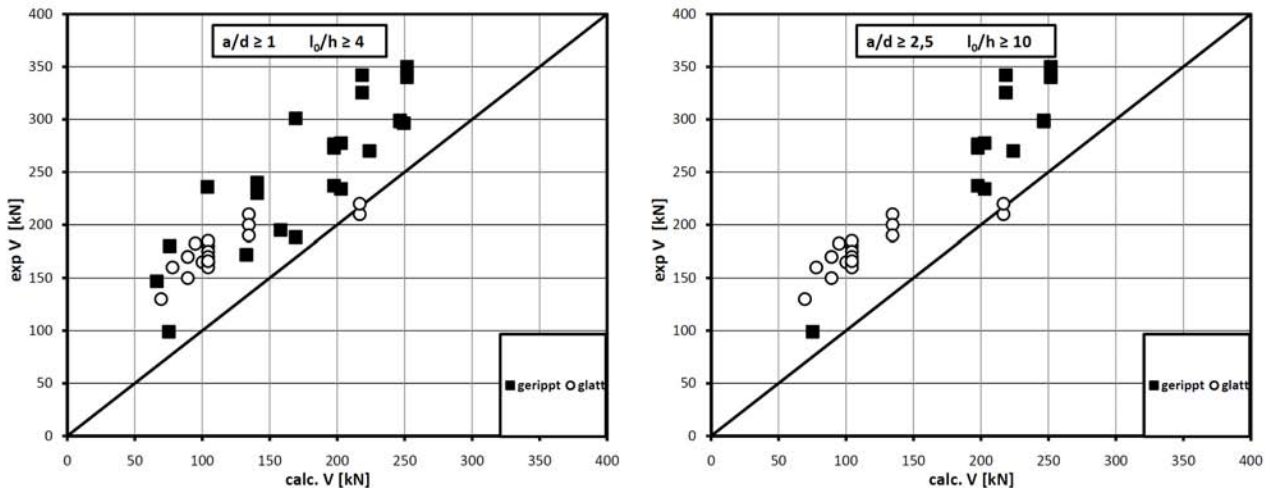
Wie für die Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist in Bild 5.9 der Vergleich zwischen den Nachweisen der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationale Anhang [50] und den Querkraftversuche an historisch bewehrten Betonbauteilen mit Querkraftbewehrung aus der Datenbank dargestellt. In dem Bild 5.9 ist auf dem linken Diagramm der Vergleich mit den Versuchen abgebildet, welche aufgrund der üblichen Grenzen für die Schubslankheit  $a/d$  bzw.  $l_0/h$  und der weiteren in Abschnitt 5.2.1 beschreiben Beschränkungen übrig geblieben sind. Da aufgrund der dieser Beschränkungen circa 88 % der Versuche aus der Datenbank ausgeschlossen wurden sind auf dem linken Diagramm geringe Grenzen für die Schubslankheit gewählt worden. Allerdings bleiben auch hier der größten Teil der Versuche (circa 83%) ausgeschlossen, was im Wesentlichen auf das eintretende Biegeversagen aufgrund der geringen Streckgrenze der historischen Bewehrung zurückzuführen ist.



**Bild 5.9:** Vergleich von Querkraftversuche an historisch bewehrten Betonbauteilen mit Querkraftbewehrung aus der Literatur mit den Nachweisen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang

Man erkennt, dass die Nachweise für die Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang eine sichere Bemessung für die aus der Literatur entnommen Versuche an historisch bewehrten Betonbauteilen gewährleistet, da fast kein Versuch die Winkelhalbierende in den Diagrammen unterschreitet und somit der rechnerische Wert immer kleiner bzw. gleich dem Versuchswert ist.

Um einen Vergleich zwischen den Bauteilen mit glatten Betonstahl und geripptem Betonstahl zu erhalten wurden in Bild 5.10 die Versuche in gerippten Betonstahl und glattem Betonstahl unterteilt.



**Bild 5.10:** Vergleich von Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung mit gerippten und glatten Betonstählen aus der Literatur mit den Nachweisen für die Querkrafttragfähigkeit der DIN EN 1992-1-1 mit dem zugehörigen Nationale Anhang

Der Vergleich in Bild 5.10 zeigt, dass der Verbund der inneren Bewehrung auch auf die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile mit Querkraftbewehrung nur einen geringen Einfluss hat. Insgesamt lässt sich vermuten, dass aufgrund der geringeren Streckgrenze der Bauteile mit historischem Bewehrungsstahl das Querkraftversagen eine geringere Bedeutung hat als bei den Bauteilen mit höherer Stahlgüte, da die Bauteile mit geringerer Stahlgüte im Allgemeinen einen höheren Bewehrungsgrad benötigen um das Biegeversagen zu vermeiden. Dieser höhere Bewehrungsgrad wirkt sich zum Beispiel positiv auf die Dübelwirkung aus und stellt auch eine Grenze für die Schlankheit der Stege der Plattenbalken dar.

### 5.3 Beurteilung der Ergebnisse der numerischen Simulationen

Die in Abschnitt 4.4.1 durchgeführten numerischen Simulationen an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zeigen, dass sich die Bauteile mit glattem Bewehrungsstahl günstiger verhalten als die gleichen Bauteile mit gerippter Bewehrung. Dies ist schon von Leonhardt und Walther [71] sowie von Kani [65] festgestellt worden. Diese führen dies auf die Veränderung der Tragmechanismen zurück. So führt eine glatte Bewehrung eher zu einer Bogen-Zugband bzw. Sprengwerk-Zugband Tragwirkung und eine gerippte Bewehrung aufgrund der eingetragenen Verbundkräfte zu einer echten Schubbeanspruchung im Steg.

Desweiteren hat sich in den Abschnitt 4.4.1 durchgeführten numerischen Simulationen gezeigt, dass eine Verstärkung, welche nicht über das Auflager geführt wird im Vergleich zu einem unverstärkten Bauteil zu einer leichte Reduktion der Querkrafttragfähig führt. Dies ist drauf zurückzuführen, dass am Ende der Verstärkung eine Spannungsspitze entsteht, welche einen Riss verursacht, welcher sich dann zu einem Querkraftfriss ausbilden kann. Die so entstehende Situation führt dann zu einem ungünstigeren Spannungszustand im Querkraftbeanspruchten Bereich. Diese Reduktion wurde auch bei Querkraftversuchen mit abgestufter Bewehrung von Collins [15] festgestellt und wurde auch in ehemaligen Normen [34] durch eine verminderte aufnehmbare Schubspannung berücksichtigt. Bei allen simulierten Fällen wurde jedoch die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] erreicht. Die Einflüsse der Verbundeigenschaften der Bewehrungsstähle sowie der Einfluss der nicht über das Auflager geführten Bewehrung sind somit vermutlich durch die relativ große Streubreite des empirischen Modelles der DIN EN 1992-1-1 [51] erfasst.

Die in Abschnitt 4.4.2 durchgeführten Simulation an Bauteilen mit Querkraftbewehrung haben gezeigt, dass sowohl der Verbund der inneren Bewehrung, wie auch eine vorhandene Biegeverstärkung in Form der geklebten Bewehrung nahezu keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.



## 6 Bemessungsempfehlung

Anhand der Auswertung der hier durchgeführten Versuche in Abschnitt 5.1, der Auswertung einer Datenbasis mit historischen Versuchen in Abschnitt 5.2 sowie der numerischen Simulation in Abschnitt 5.3 hat sich gezeigt, dass das Verbundverhalten der inneren Bewehrung nur einen geringen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der verstärkten Bauteile hat. Aus diesem Grund sollte die Formulierung in dem Abschnitt 6.2.2 (RV8) und dem Abschnitt 6.2.3 (RV 9) des Gelbdrucks der DAfStb Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ [20] für Bauteile mit glattem Bewehrungsstahl entfallen.

Da es bei den derzeitigen Bemessungsregeln der DIN EN 1992-1-1 die Versagensart des Stegaufspaltens bei aufgebogener Querkraftbewehrung durch die Forderung ausgeschlossen wird, dass mindestens 50% der Querkraftbewehrung durch Bügel zu erfolgen hat, sollte in der Richtlinie ein Hinweis erfolgen, dass auch bei den zu verstärkenden Bauteilen diese Konstruktionsregel einzuhalten ist und die eventuell fehlenden Bügel durch aufgeklebte Bügel zu ergänzen sind. Desweiteren sollte in der DAfStb Richtlinie auch drauf hingewiesen werden, dass auch die Verankerung der Querkraftbewehrung nachgewiesen werden muss, da gerade bei Bügelformen sie zum Beispiel im DAfEb Heft 10 [6] verwendet wurden dies nicht bei jeder Bügelform geben war.

Anhand der numerischen Simulation an Einfeldträgern hat sich gezeigt, dass sich eine Verstärkung, welche nicht über das Auflager der Einfeldträger<sup>13</sup> geführt ist, wie es in nahezu allen Fällen in der Praxis der Fall sein wird zu keiner Verbesserung der Querkrafttragfähigkeit führt. Aus diesem Grund sollte die Formulierung in der DAfStb Richtlinie beibehalten werden, dass bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2.2 die geklebte Bewehrung nicht bei der Fläche der Zugbewehrung  $A_{sI}$  angerechnet werden darf. Zusätzlich sollte noch ergänzt werden, dass bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2.2 immer die statische Nutzhöhe der einbetonierten Bewehrung verwendet werden sollte.

Im Rahmen der Nachrechnung des Zweifeldträgerversuches mit aufgeklebten CFK-Lamellen wurde festgestellt, dass ein Bauteil ohne Betonstahlbewehrung aufgrund des mit den Gleichung der Richtlinie nicht berechenbaren Rissabständen nicht nachgewiesen werden kann, was nicht dem wirklichen Tragverhalten entspricht. Aus diesem Grund sollte in der Richtlinie ein oberer Grenzwert des Rissabstandes gewählt werden. Bei dem Versuch hat sich gezeigt, dass mit dem Rissabstand der 1,5 fachen effektiven Verbundlänge das Verbundversagen des Bauteils auf der sicheren Seite liegend nachgewiesen werden kann. Aus diesem Grund sollte die Gleichung zur Ermittlung des Rissabstandes wie folgt abgeändert werden:

$$s_r = 1,5 \cdot l_{e,0} \leq 1,5 \cdot l_{bL,max} \quad (6.1)$$

---

<sup>13</sup> Bei einem Querkraftnachweis an der Innenstütze von Mehrfeldträgern wird die Situation günstiger sein als am Endauflager von Einfeldträgern, da die Lamelle im ungerissenen Bereich verankert werden kann. Hier kann unter Umständen vor allem die in Schlitze verklebte CFK-Lamelle eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit bewirken.

## 7 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Berichtes wurde die Querkrafttragfähigkeit von historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen untersucht. Dazu wurden zunächst in Abschnitt 2 bekannten Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen sowie zur Querkrafttragfähigkeit von historischen Betonbauteilen zusammengefasst. Desweiteren wurde Untersuchungen zum Einfluss des Verbundverhaltens der Bewehrung betrachtet. Aus diesen Untersuchungen war bereits erkennbar, dass sich Bauteile ohne Querkraftbewehrung und glatter Betonstahllängsbewehrung etwas günstiger verhalten als ähnliche Bauteile mit gerippter Betonstahllängsbewehrung.

Aufbauend auf die bisherigen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen wurden im Rahmen dieses Projektes 14 Querkraftversuche an historisch bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen durchgeführt. Dazu wurden sechs Einfeldträgerversuche an Bauteile mit Querkraftbewehrung und sechs Einfeldträgerversuche an Bauteile ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurden die Anordnung und die Art der geklebten Biegeverstärkung variiert. So wurden sowohl Bauteile ohne Biegeverstärkung als Referenzversuch wie auch mittels aufgeklebten und in Schlitze verklebten CFK-Lamellen biegeverstärkten Betonbauteilen geprüft. Desweiteren wurden zwei Zweifeldträger geprüft, welche im Stützmomentenbereich neben der geklebten Biegeverstärkung aus aufgeklebten und in Schlitze verklebten CFK-Lamellen keine zusätzlich innere Bewehrung in diesem Bereich hatten. Damit sollte der Fall einer zusätzlichen Unterstützung im Falle einer Verstärkungsmaßnahme untersucht werden. Neben den erwähnten Bauteilversuchen wurden auch zahlreiche Kleinversuche zur Bestimmung der Materialkenngrößen sowie des Verbundes der glatten Betonstahlbewehrung durchgeführt.

Um weitere Fälle numerisch simulieren zu können wurde ausgewählte Versuche aus diesem Bericht sowie aus Zilch et al. [96] mithilfe einer materiell nichtlinearen Finite Elemente Berechnung nachgerechnet. Da die Nachrechnungen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zeigten wurden weitere idealisierte Versuche simuliert. Bei diesen Simulationen wurde alle Material gleich gewählt lediglich die Verstärkung und der Verbund der einbetonierten Bewehrung wurde variiert.

Zusammenfassend wurden in Abschnitt 5 die hier durchgeführten experimentellen Untersuchungen und numerischen Simulationen ausgewertet und beurteilt. Desweiteren wurde zur Beurteilung der Ergebnisse noch zahlreiche historische Querkraftversuche aus der Literatur betrachtet. Mithilfe aller dieser Untersuchungen lässt sich feststellen, dass der Verbund der einbetonierten Bewehrung sowie die Verstärkung einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben. Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung bewirkt der schlechtere Verbund der glatten Bewehrung durch die Veränderung der Tragmechanismen eine leichte Steigerung der Querkrafttragfähigkeit. Die geklebte Bewehrung bewirkt dadurch, dass diese im Regelfall vor dem Auflager endet eine Spannungsspitze am Bewehrungsende wie es ebenfalls bei einer abgestuften Bewehrung der Fall ist. Diese Spannungsspitze führt zu einer leichten Reduktion der Querkrafttragfähigkeit. Abschließend lässt sich jedoch feststellen, dass die Versuchsergebnisse aus dieser Untersuchung und die Ergebnisse aus historischen Versuchen sowie die Ergebnisse der numerischen Simulation alle über den rechnerischen Werte die empirischen bzw. semiempirischen Gleichung der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] liegen.

Aufgrund der Ergebnisse der Untersuchungen und Auswertungen wurde abschließend in Abschnitt 6 Bemessungsempfehlung für historisch mit Betonstabstahl bewehrten und mit geklebter Bewehrung biegeverstärkten Betonbauteilen angeben. Im Wesentlichen kann die Querkraftbemessung der im Rahmen dieses Berichtes sowie der vorherigen Untersuchungen [96] beurteilten Bauteile nach der DIN EN 1992-1-1 [51] mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [50] erfolgen. Zusätzlich sollte jedoch überprüft werden ob die konstruktiven Anforderungen wie die Verankerung der Bügel und die Anforderung zur Vermeidung eines Steg-aufspaltens bei historisch bewehrten Bauteilen erfüllt sind.

## Literatur

- [1] Archarya, D. N.; Kemp, O: *Significance of Dowel Forces on the Shear Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement*; Journal of the American Concrete Institute (62), 1964 S.1265- 1278
- [2] Bach, C.: *Versuche mit Eisenbetonbalken, zweiter Teil*, In: Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens, Heft 45-47, Hrsg.: Verein Deutscher Ingenieure, Springer, Berlin, 1907
- [3] Bach, C.; Graf, O.: *Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Vierter Teil*, DAfStb Heft 48, Ernst und Sohn, Berlin, 1921
- [4] Bach, C.; Graf, O.: *Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Zweiter Teil*, DAfStb Heft 12, Ernst und Sohn, Berlin, 1911
- [5] Bach, C.; Graf, O.: *Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Dritter Teil.*, DAfStb Heft 20, Ernst und Sohn, Berlin, 1912.
- [6] Bach, C.; Graf, O.: *Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Erster Teil*, DAfStb Heft 10, Ernst und Sohn, Berlin, 1911
- [7] Bentz, E. C.: *MC2010: Shear strength of beams and implications of the new approaches*, In: *Shear and punching shear in RC and FRC elements*, fib-bulletin 57, S. 15- 30, 2010
- [8] Bentz, E.; Collins, M.: *Development of the 2004 CSA A23.3 shear provisions for reinforced concrete*, In: Canadian journal of civil engineering, 2006
- [9] Borchert, K.: *Verbundverhalten von Klebebewehrung unter Betriebsbedingungen*. DAfStb Heft 575, Beuth, Berlin, 2009
- [10] Budelmann, H.; Leusmann, T.: *Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter dynamischer Belastung*, DAfStb Heft 593, Beuth, Berlin, 2011
- [11] CEB-FIP: *Model Code 1990: design code*, Telford, London, 1993
- [12] CEB-FIP: *Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton*, 3. Ausgabe, 1978, Übersetzt aus dem Französischen
- [13] Cervenka, V.; Cervenka, J: *ATENA Program Documentation, Part 2-2, User's Manual for ATENA 3D*, Version 4.2.6, Prag, 2010
- [14] Cervenka, V.; Jendele, L.; Cervenka, J: *ATENA Program Documentation, Part 1, Theory*, Prag, 2011
- [15] Collins M. P.: *Improving analytical models for shear design and evaluation of reinforced concrete structures*, fib-bulletin 57, S. 77- 92, 2010
- [16] Collins, M. P.; Mitchell, D.; Adebar, P.; Vecchio, F. J.: *General Shear Design Method*, In: ACI-structural journal 93, S. 36- 45, 1996
- [17] DAfEb: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton- Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton (DIN 1045)*, Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1925
- [18] DAfEb: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton- Teil A Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*, Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1932
- [19] DAfEb: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton*, 1916
- [20] DAfStb- Richtlinie "Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung", Entwurf März 2011 (Gelbdruck)
- [21] DBV: *Merkblatt Bauen im Bestand - Beton und Betonstahl*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, 2008
- [22] DIBt: Z-36.12-70: *Verstärkung von Stahlbetonteilen durch mit dem Baukleber 'StoPox Sk41' schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen 'Sto S&P CFK Lamellen' nach DIN 1045-1:2008-08*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2008

- [23] DIBt: Z-36.12-73: *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch in Schlitze verklebte Kohlefaserlamellen CarboPlus nach DIN 1045-1:2008-08*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2008
- [24] DIBt: Z-36.12-79: *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch in Schlitze verklebte MC-Dur CFK-Lamellen nach DIN 1045-1:2008-08*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2009
- [25] DIBt: Z-36.12-80: *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen "Sika CarboDur" nach DIN 1045-1:2008-08*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2010
- [26] DIN EN 12390-1: *Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen*; Deutsches Institut für Normung, 2001
- [27] DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*; ; Deutsches Institut für Normung, 2009
- [28] DIN EN 12390-5: *Prüfung von Festbeton –Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern* ; Deutsches Institut für Normung, 2009
- [29] DIN EN 12390-6: *Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*; ; Deutsches Institut für Normung, 2009
- [30] DIN 1045, *Bauwerke aus Stahlbeton*, Deutsches Institut für Normung, 1959
- [31] DIN 1045: *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton*, Deutsches Institut für Normung, 1943
- [32] DIN 1045: *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*, Deutsches Institut für Normung, 1972
- [33] DIN 1045: *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*, Deutsches Institut für Normung, 1978
- [34] DIN 1045: *Beton und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung*, Deutsches Institut für Normung, 1988
- [35] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Deutsches Institut für Normung, 2008
- [36] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Deutsches Institut für Normung, 2001
- [37] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*, Deutsches Institut für Normung, 1991
- [38] DIN 4225: *Fertigbauteile aus Stahlbeton – Richtlinie für Herstellung und Anwendung*, Deutsches Institut für Normung, 1960
- [39] DIN EN 10002-1: *Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*, Deutsches Institut für Normung, 2001
- [40] DIN EN 10025-2: *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*, Deutsches Institut für Normung, 2005
- [41] DIN EN 10027-1: *Bezeichnungssysteme für Stähle - Teil 1: Kurznamen*, Deutsches Institut für Normung, 2005
- [42] DIN EN 10080: *Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl*, Deutsches Institut für Normung, 2005
- [43] DIN EN 12350-5: *Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß*, Deutsches Institut für Normung, 2009
- [44] DIN EN 12350-6: *Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte*, Deutsches Institut für Normung, 2009
- [45] DIN EN 1504-4: *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 4: Kleber für Bauzwecke*, Deutsches Institut für Normung, 2005
- [46] DIN EN 1542: *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch*, Deutsches Institut für Normung, 1999
- [47] DIN EN 196-1: *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*, Deutsches Institut für Normung, 2005
- [48] DIN EN 197-1: *Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement*, Deutsches Institut für Normung, 2004

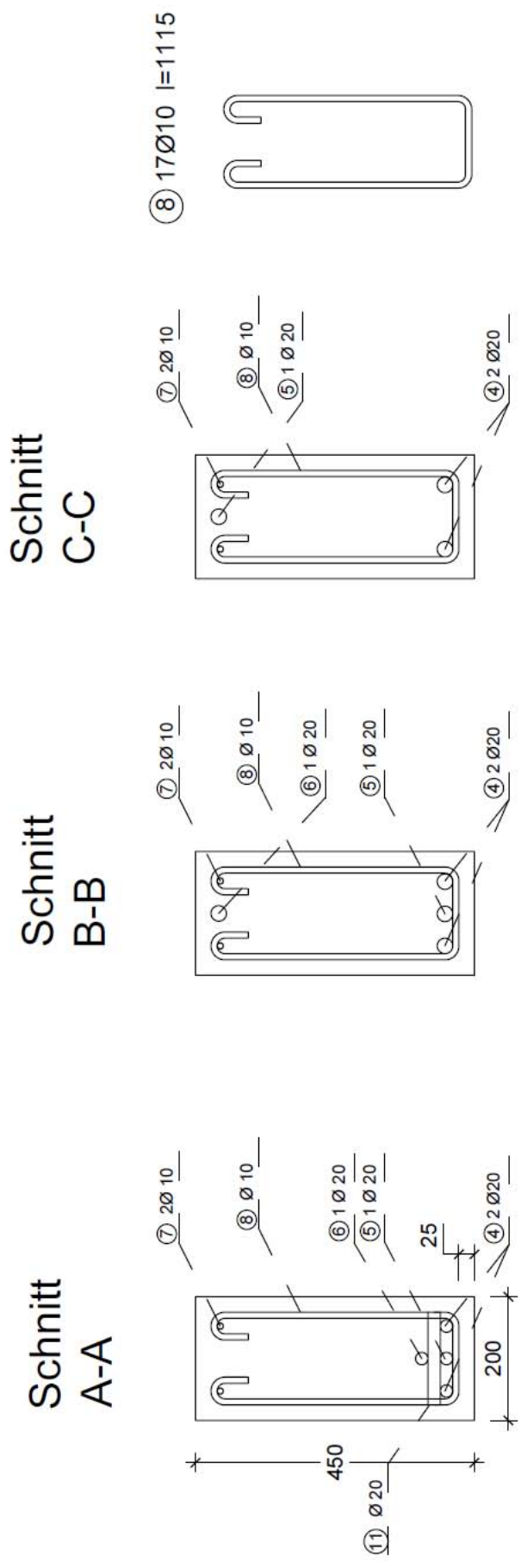
- [49] DIN EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, 2002
- [50] DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Deutsches Institut für Normung, 2008
- [51] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Deutsches Institut für Normung, 2004
- [52] DIN V ENV 1992-1-1: *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Deutsches Institut für Normung, 1992
- [53] DIN EN 2561: *Luft- und Raumfahrt - Kohlenstoffaserverstärkte Kunststoffe - Unidirektionale Laminate - Zugprüfung parallel zur Faserrichtung*, Deutsches Institut für Normung, 1995
- [54] Eligehausen, R.; Popov, E.; Bertero, V.: *Local Bond stress slip relationship of deformed bars under generalized excitations*, Forschungsbericht, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkley, 1982
- [55] Feix, J.: *Kritische Analyse und Darstellung der Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach Eurocode 2 Teil 1*, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1993
- [56] fib: *fib bulletin 55 Model Code 2010 – First complete draft*, Volume 1, fédération internationale du béton, Lausanne, 2010
- [57] fib: *fib bulletin 56 Model Code 2010 – First complete draft*, Volume 2, fédération internationale du béton, Lausanne, 2010
- [58] Finckh, W.: *Einfluss bauteilspezifischer Effekte auf die Bemessung von mit CFK-Lamellen verstärkter Stahlbetonbauteile*, Entwurf - Dissertation, Technische Universität München
- [59] Graf, O.: *Die Versuchsberichte des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton*, DAfStb Heft 105, Ernst und Sohn, Berlin, 1951
- [60] Graf, O.: *Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte*. Sechster Teil., DAfStb Heft 67, Ernst und Sohn, Berlin, 1931
- [61] Graf, O.; Mörsch E.: *Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit gegen Schubkräfte, Fünfter Teil*, DAfStb Heft 58, Ernst und Sohn, Berlin, 1928
- [62] Hedman, O.; Losberg, A.: *Design of Concrete Structures with Regard to Shear Forces*, CEB Bulletin No. 126, 1978, Paris, S. 184-209
- [63] Hegger J., König G., Zilch K., Reineck K.-H., Görtz S.; Beutel R.; Schenck G., Kliver J.; Dehn F.; Staller M.: *Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1*, Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, Aachen, 1999.
- [64] Kani, G. N. J.: *Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit?*; In: Bauingenieur 43, 1968, S. 167-174
- [65] Kani, G. N. J.: *A rational theory for the function of web reinforcement*, In ACI-Journal 66 , 1969, S. 185-197
- [66] Kordina, K.; Blume, F.: *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*, DAfStb Heft 364, Ernst und Sohn, Berlin 1985
- [67] Kupfer, H.; Moosecker, W.: *Beanspruchung und Verformung der Schubzone des schlanken profilierten Stahlbetonbalkens*, in Forschungsbeiträge für die Baupraxis. Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet, Berlin, Ernst und Sohn, 1979
- [68] Leonhardt, F.: *Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung*, In: Beton- und Stahlbetonbau, 1977, S. 270-277; S. 295-302
- [69] Leonhardt, F.; Walther, R.: *Schubversuche an Durchlaufträgern*, DAfStb Heft 163, Ernst und Sohn, Berlin, 1964.
- [70] Leonhardt, F.; Walther, R.: *Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung*, DAfStb Heft 156, Ernst und Sohn, Berlin, 1963
- [71] Leonhardt, F.; Walther, R.: *Versuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*, DAfStb Heft 151, Ernst und Sohn, Berlin, 1962
- [72] Leonhardt, F.; Walther, R.: *Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung*, DAfStb Heft 152, Ernst und Sohn, Berlin, 1962

- [73] MC-Bauchemie: *Produktdatenblatt MC-DUR 1280, Duromerlebstoff für CFK-Lamellen und Stahllaschen zur Verstärkung von Bauwerken*, 2008
- [74] Moody, K.G.; Viest, I.M.; Elstner, R. C; Hognestad, E. ; *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams - Part1 Tests of Simple Beams*, Journal of the American Concrete Institute (54), 1954 S. 317-332
- [75] Mörsch, E. *Versuche über Schubspannungen in Betoneisenträgern*. In: Beton und Eisen 4, S. 269-274, 1903
- [76] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung*, Dritte Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908
- [77] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung*, Fünfte Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920
- [78] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung*, Zweite Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1905
- [79] Mörsch, E.: *Die Bemessung im Eisenbetonbau*, Fünfte Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1950
- [80] Rafla, K.: *Empirische Formeln zur Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken*, Straße Brücke Tunnel, Dez 1991, S. 311-320
- [81] Reineck, K.-H.: *Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung*, In: Bauingenieur 76, S. 168–179, 2001
- [82] Reineck, K.-H.: *Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1*, Forschungsbericht, Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart, 2007
- [83] RILEM, RC6: *Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out-test*, In: Technical recommendations for testing and use of construction materials, E& FN SPON, 1994
- [84] Schmidhuber, C.: *Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit mit CFK-Lamellen verstärkter Bauteile in Anlehnung an DIN 1045-1*, Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2005
- [85] Schmidhuber, C.: *Neumodellierung des Schubtrageverhaltens mit CFK-Lamellen verstärkter Stahlbetonbauteilen*, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2004
- [86] Schubert W.: *Zur Bauaufsichtlichen Einführung der Eurocodes in Deutschland – Beschlüsse der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz*, In: Bauingenieur 85 (2010) Heft 11, S. 501
- [87] Sika Chemie: *Produktdatenblatt Sikadur®-30 DUE, 2-Komponenten-Klebemörtel*, 2010
- [88] Tecusan, R.: *Einfluss des Verbundes der Bewehrung auf das Querkraftversagens von Stahlbetonbauteilen*, Master's Thesis, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2011
- [89] TGL 33405/01: *Betonbau: Schnittgrößen und Verformungsberechnung, Grundsätze*, Amt für Standardisierung, Deutsche Demokratische Republik, Berlin, 1986
- [90] TGL 0-1045: *Bauwerke aus Stahlbeton, Projektierung und Ausführung*, Amt für Standardisierung, Deutsche Demokratische Republik, Berlin, 1963
- [91] Van Den Berg, F. J.; *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement – Part 2 Factors Affecting Load at Diagonal Cracking*; Journal of the American Concrete Institute (59), 1961 S. 1587-1600
- [92] *Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*, Verbände Deutscher Architekten und Ingenieur- Vereine und dem Deutschen Beton-Verein , 1904
- [93] Zehetmaier, G.: *Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit Klebarmierung bei verstärkten Betonbauteilen*, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München, 2006
- [94] Zheng: *Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbauteilen mit Glattstahlbewehrung*, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2011
- [95] Zilch, K.; Niedermeier, R.; Finckh, W.: *Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter statischer Belastung*, DAfStb Heft 592, Beuth, Berlin, 2011

- [96] Zilch, K.; Niedermeier, R.; Finckh, W.: *Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung – Querkrafttragfähigkeit*; DAfStb Heft 594, Beuth, Berlin, 2011
- [97] Zilch, K.; Niedermeier, R.; Finckh, W.: *Sachstandsbericht „Geklebte Bewehrung“*; DAfStb Heft 591, Beuth, Berlin, 2011
- [98] Zilch, K.; Schmidhuber, C. ; Niedermeier, R.: *Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebarmierung verstärkten Betonbauteilen*, Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2000



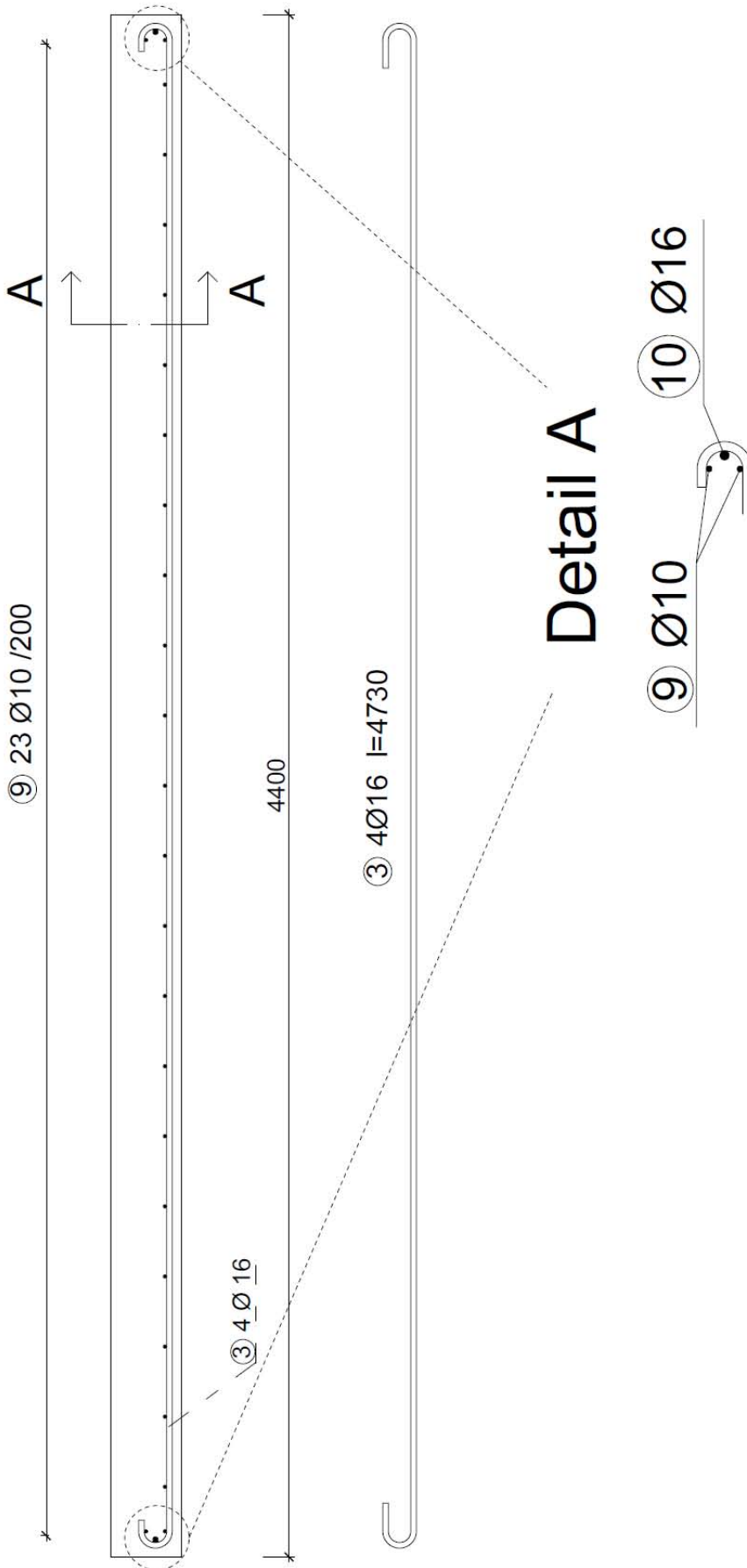




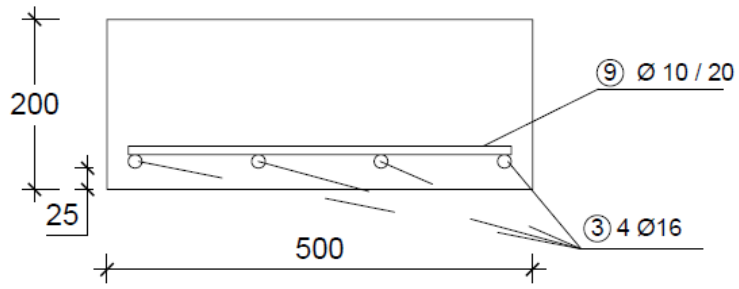
⑪  $11\varnothing 20$  |  $l=150$



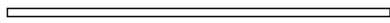
Einfeldplatten (QVPA2 / QVPE1 / QVPR1)



# Schnitt A-A



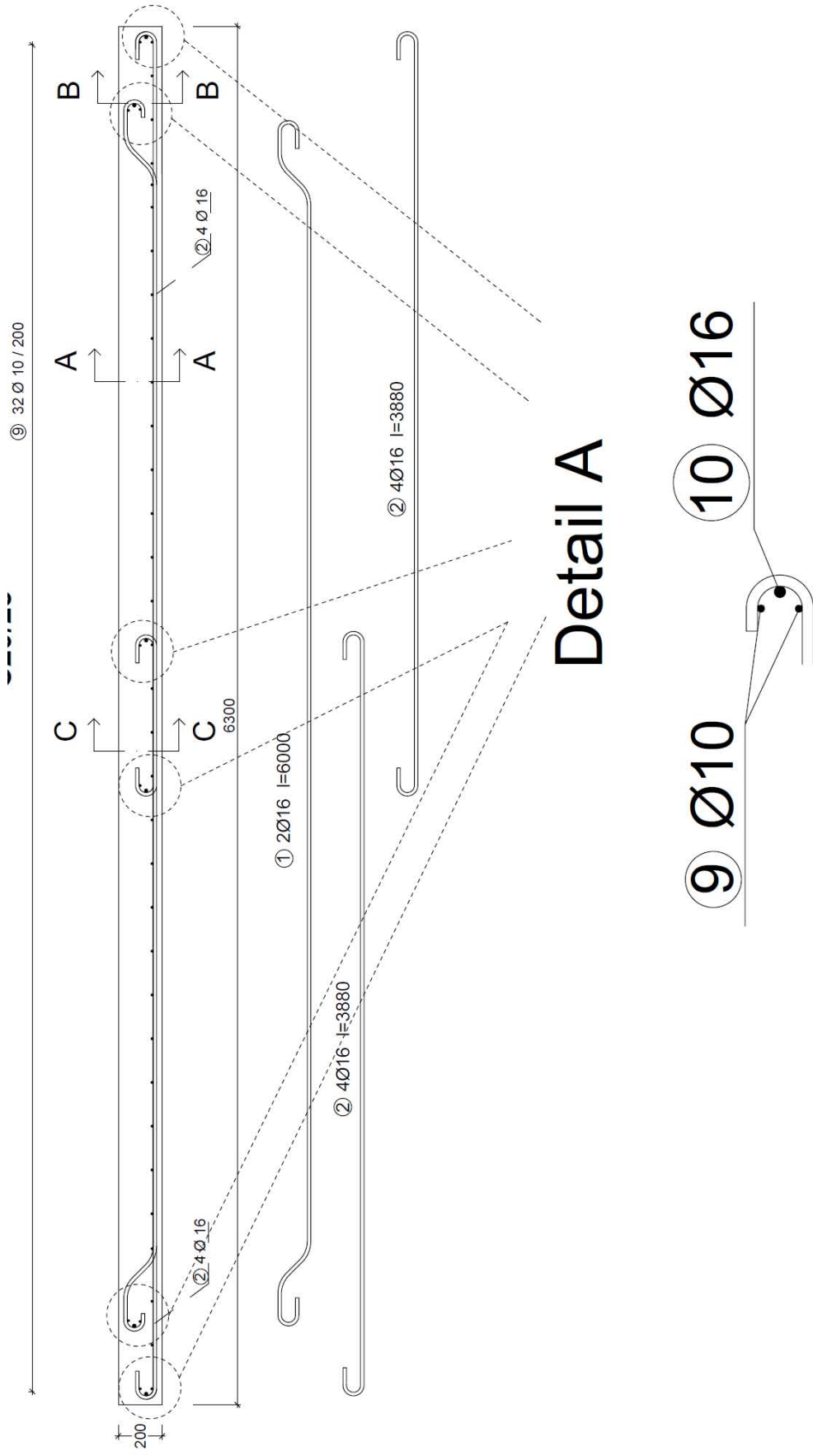
⑨ 25 $\varnothing 10$  l=450



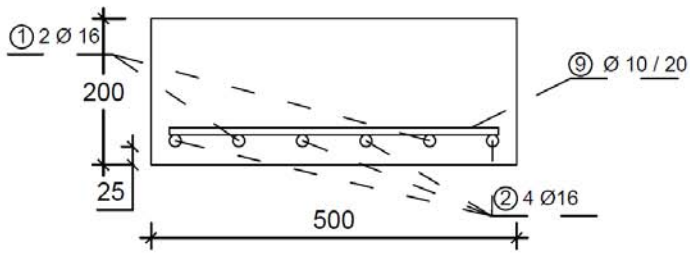
⑩ 2 $\varnothing 16$  l=450



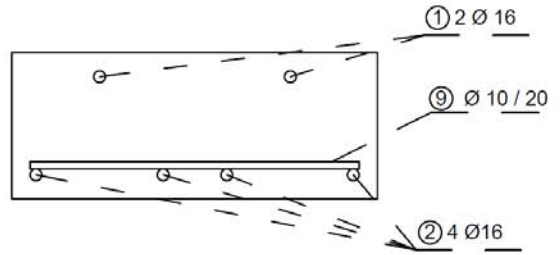
Zweifeldplatten (QVZPA3 / QVPE2)



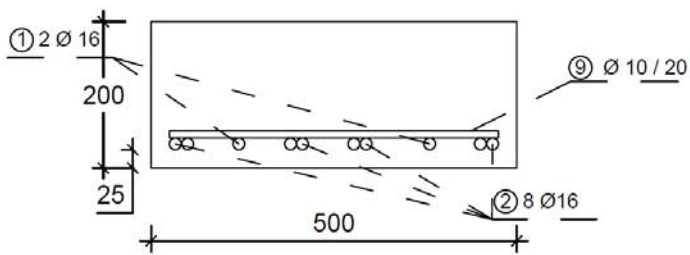
### Schnitt A-A



### Schnitt B-B



### Schnitt C-C



⑨ 40Ø10 l=450



⑩ 6Ø16 l=450



## Anhang B – Versuchsergebnisse

### QVBA3

#### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	4 d
Rohdichte:	1,9 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	117,6 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	58,6 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

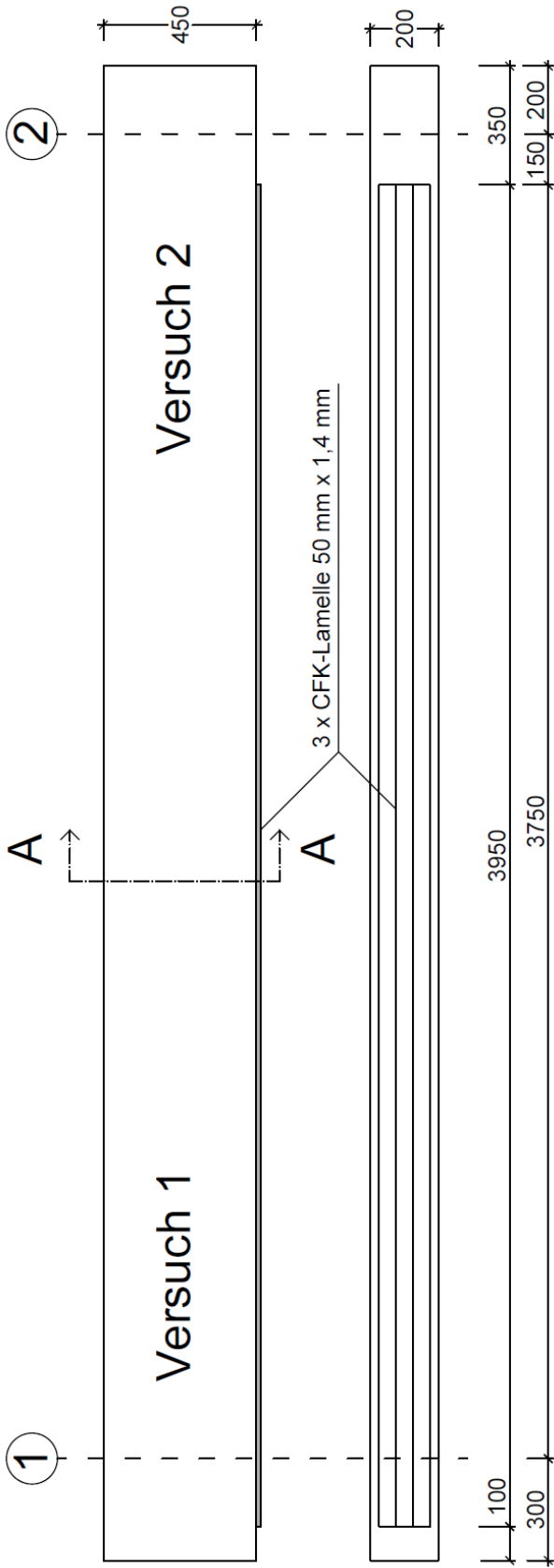
Serie	3
Alter:	48
E-Modul <sup>14</sup> :	25155 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruck:	35,4 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	30,3 N/mm <sup>2</sup>
Oberflächenzugfestigkeit Unterseite:	2,2 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>15</sup> :	4,06 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,64 N/mm <sup>2</sup>

---

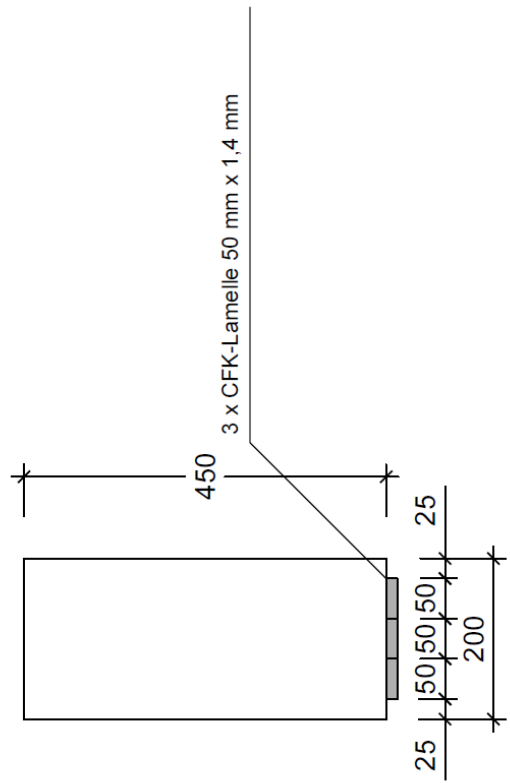
<sup>14</sup> Der E-Modul wurde nur einmal je Betonage zum Alter von 76 Tagen geprüft

<sup>15</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 79 Tagen geprüft

# Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung



## Schnitt A-A



## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

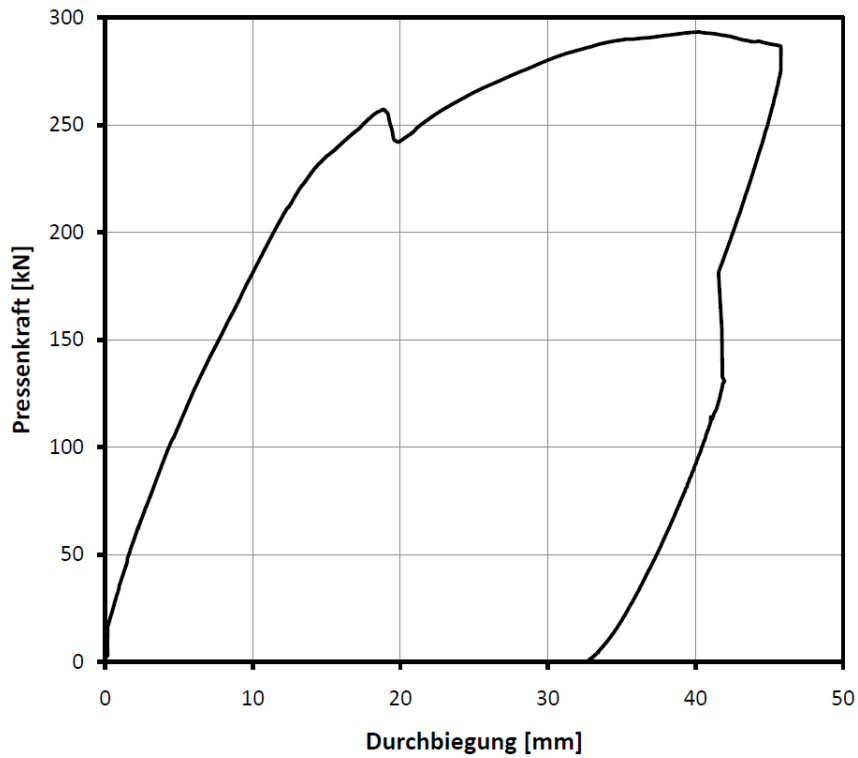


Bild B.1: Last-Verformungskurve Versuch QVBA3-1

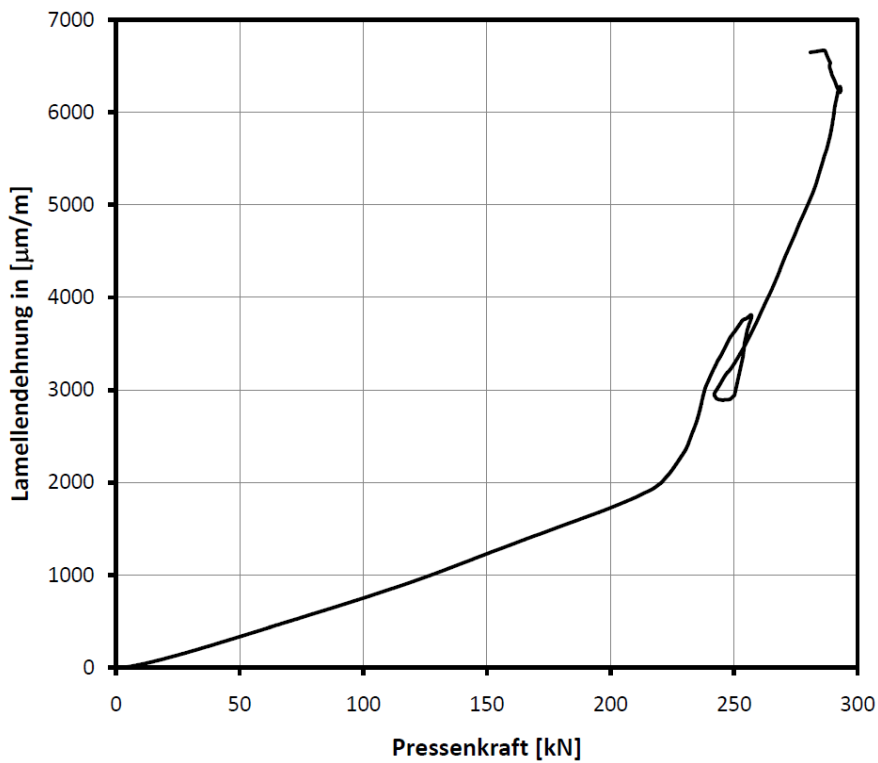
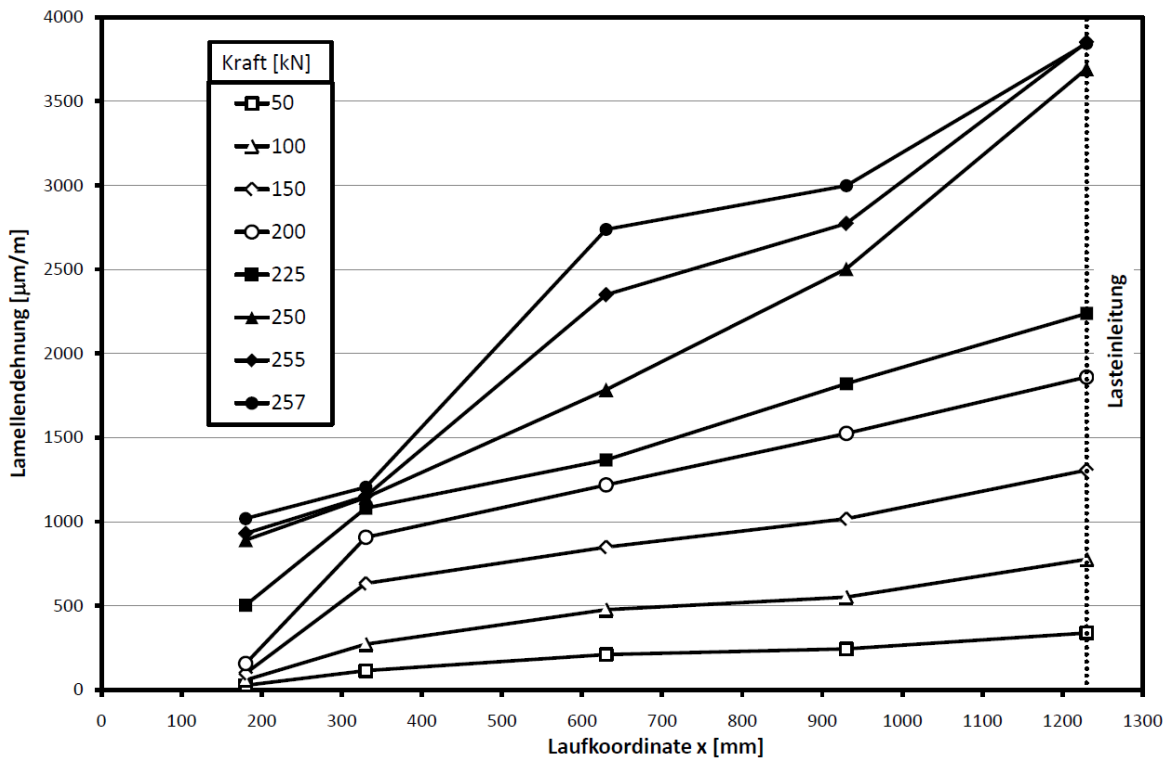


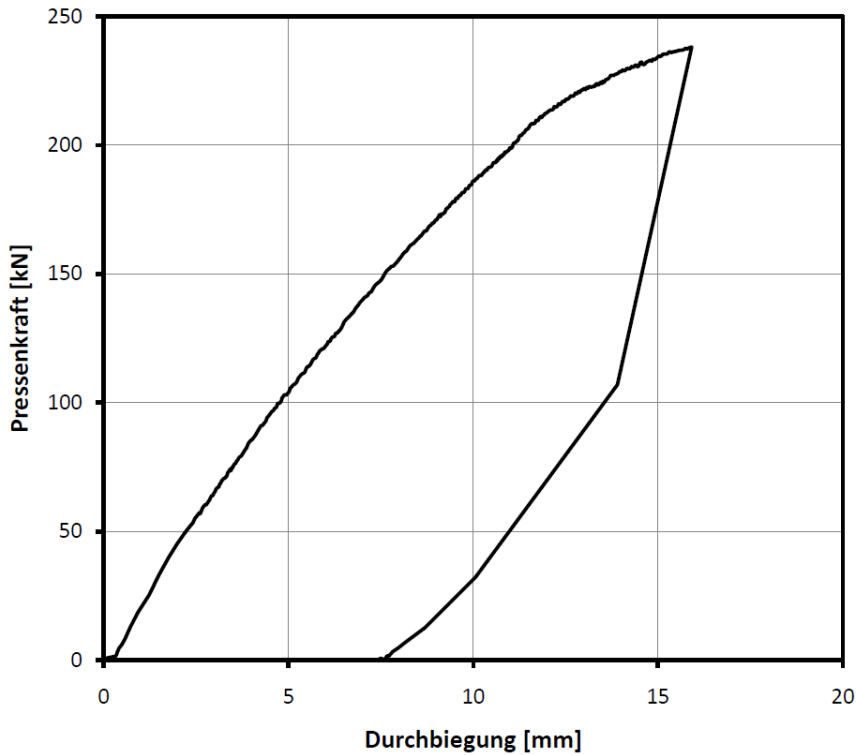
Bild B.2: Lamellendehnung über die Kraft QVBA3-1





**Bild B.3: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVBA3-1**

Versuch 2:



**Bild B.4: Last-Verformungskurve Versuch QVBA3-2**

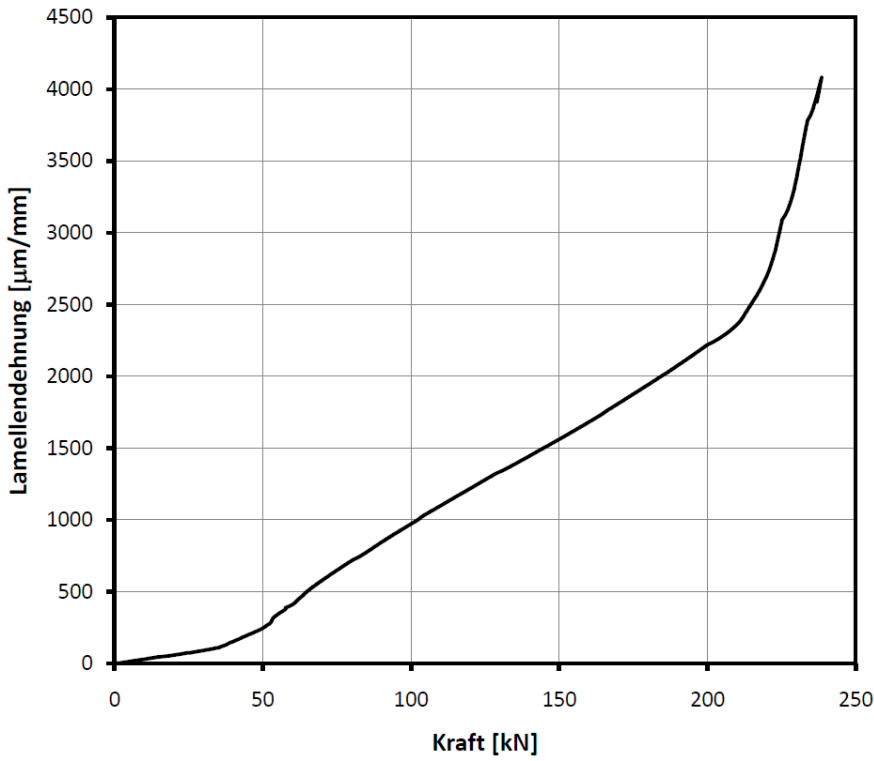


Bild B.5: Lamellendehnung über die Kraft QVBA3-2

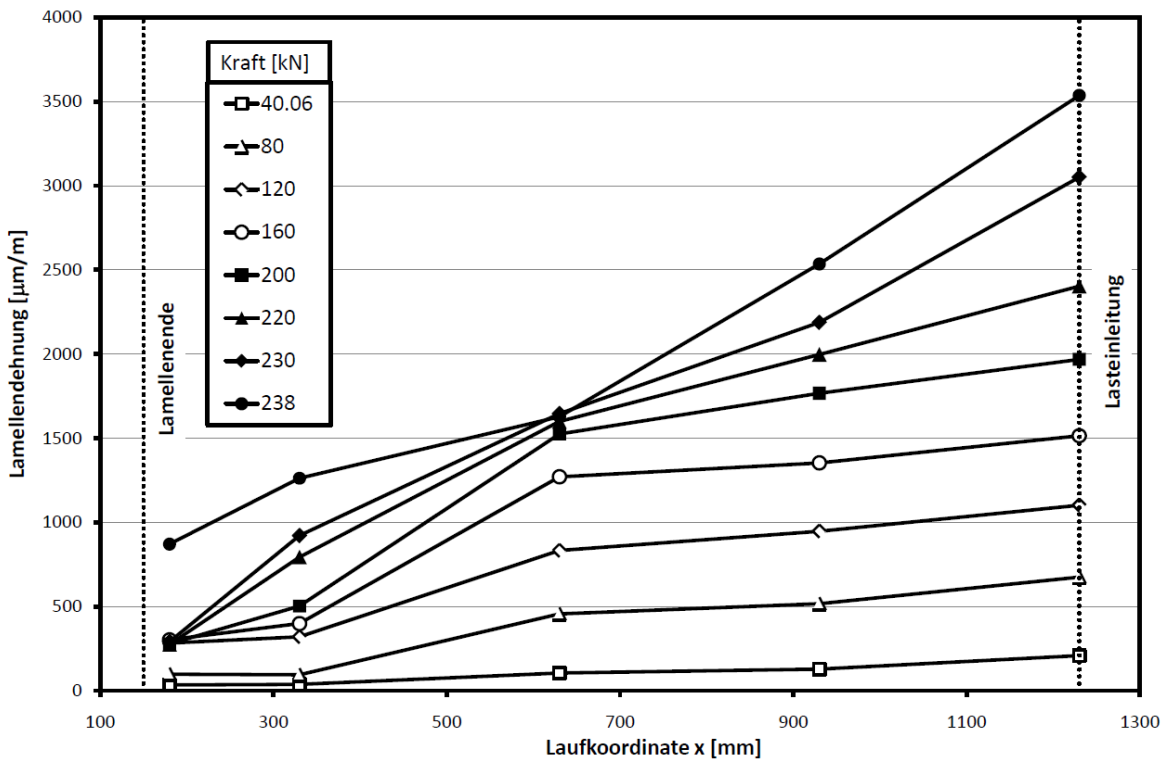


Bild B.6: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVBA3-2

## QVBE3

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	2 d
Rohdichte:	1,54 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	49,4 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	72,3 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

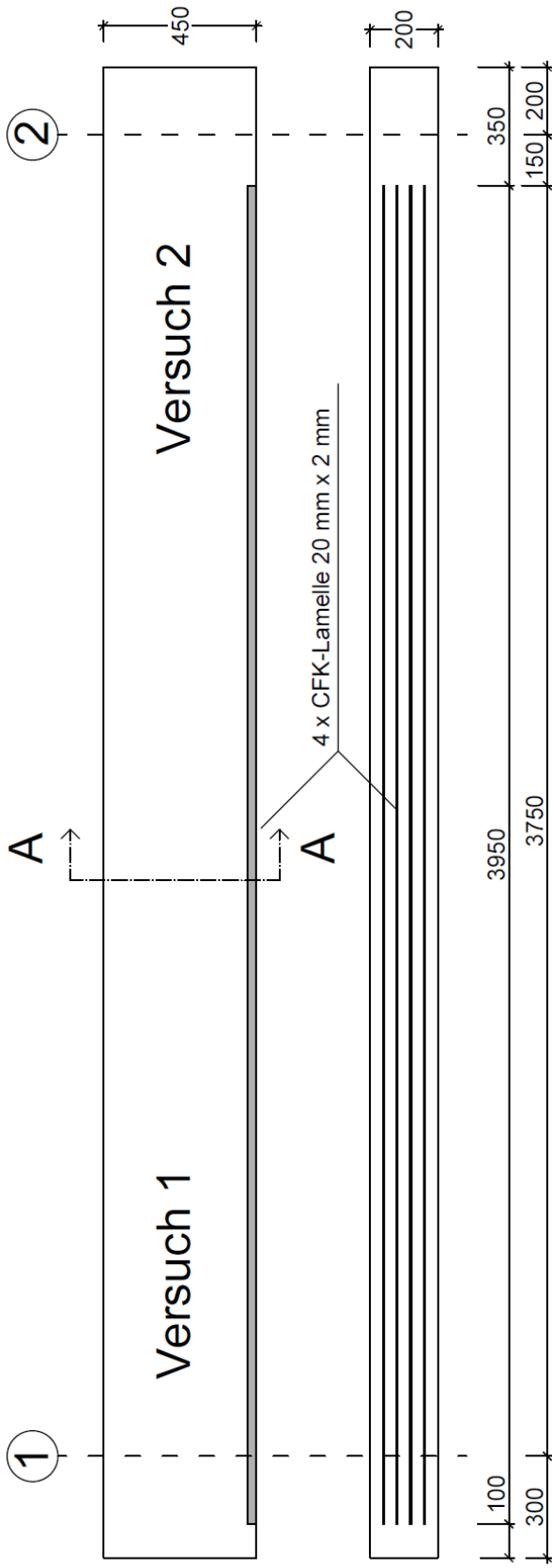
Serie	1
Alter:	73
E-Modul <sup>16</sup> :	24208 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruck:	35,4 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	30,5 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>17</sup> :	4,18 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,97 N/mm <sup>2</sup>

---

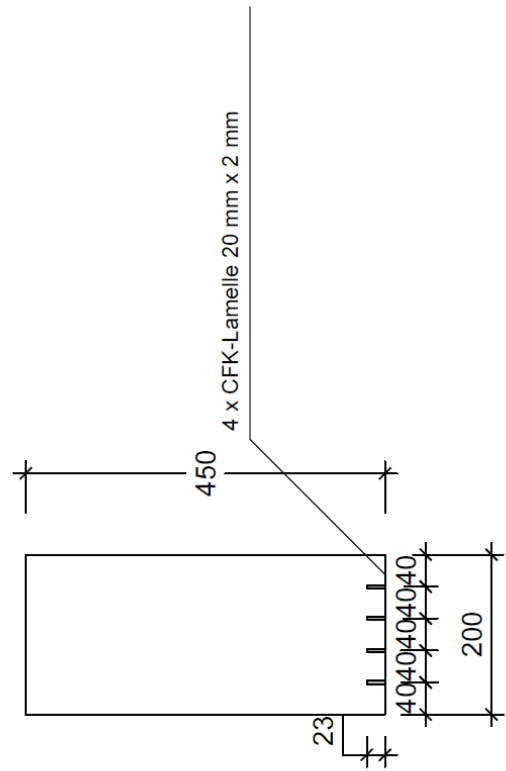
<sup>16</sup> Der E-Modul wurde nur einmal je Betonage zum Alter von 80 Tagen geprüft

<sup>17</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 83 Tagen geprüft

# Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung



## Schnitt A-A



## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

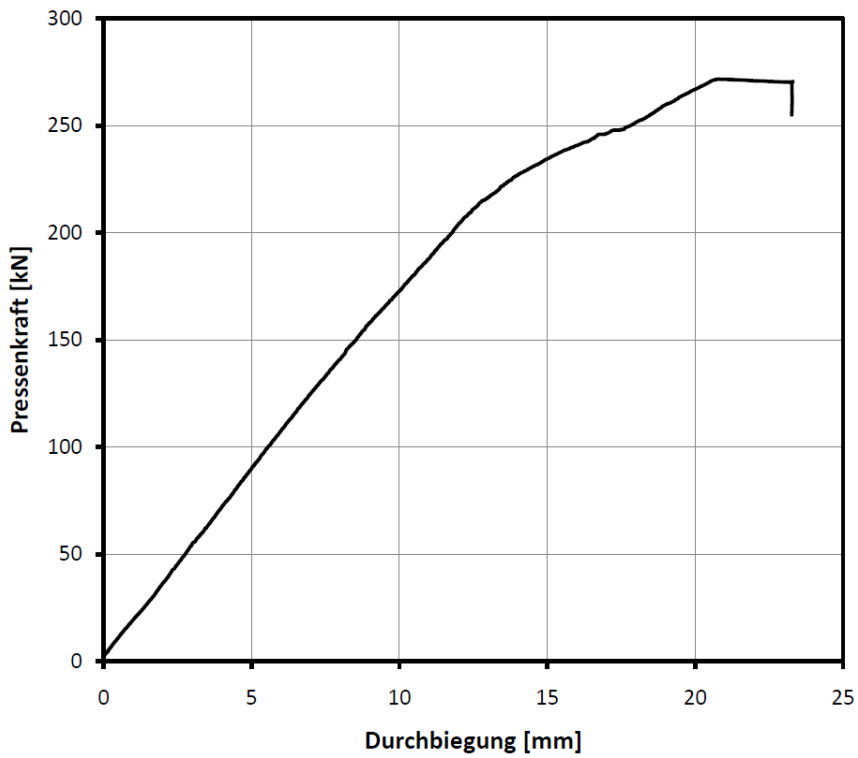


Bild B.7: Last-Verformungskurve Versuch QVBE3-1

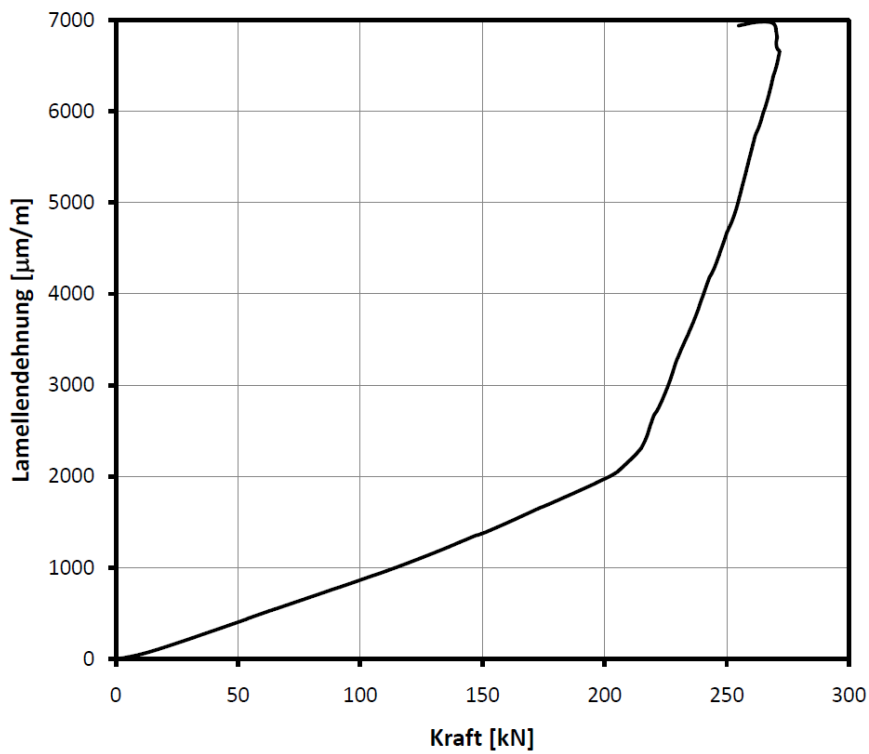
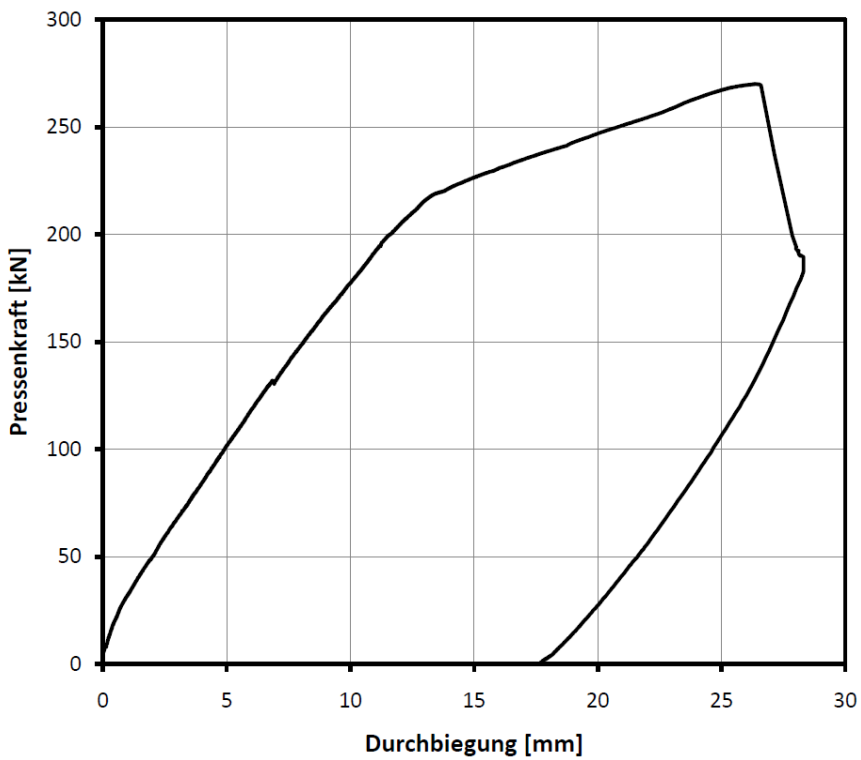
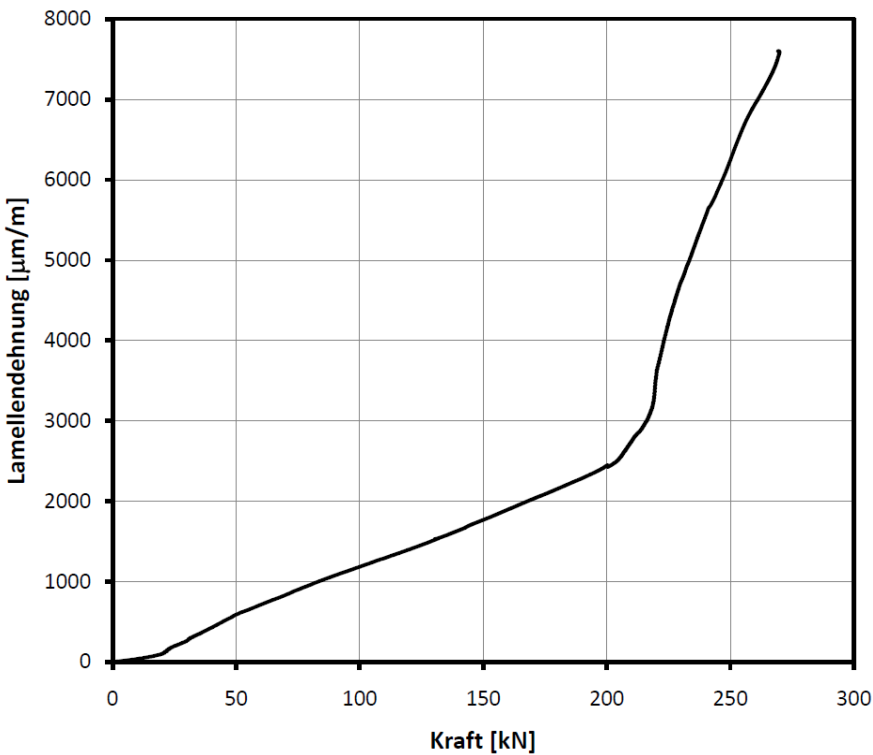


Bild B.8: Lamellendehnung über die Kraft QVBE3-1

Versuch 2:



**Bild B.9: Last-Verformungskurve Versuch QVBE3-2**



**Bild B.10: Lamellendehnung über die Kraft QVBE3-2**

## QVBR1

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	9 d
Rohdichte:	1,89 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	120,4 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	54,3 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

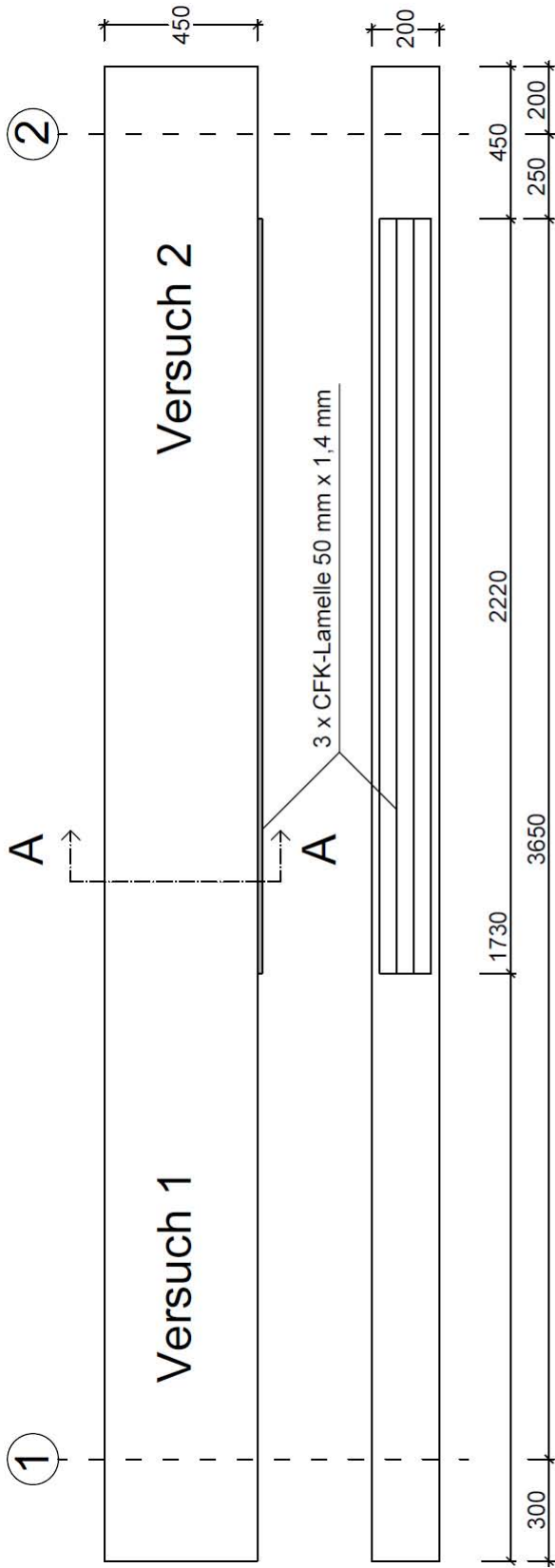
Serie	2
Alter:	57
E-Modul <sup>18</sup> :	26512 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruck:	43,3 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	37,3 N/mm <sup>2</sup>
Oberflächenzugfestigkeit Unterseite:	2,6 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>19</sup> :	4,73 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,68 N/mm <sup>2</sup>

---

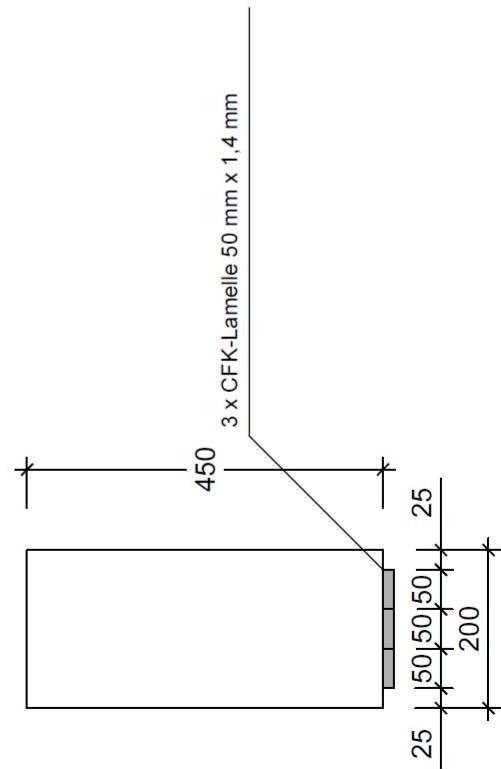
<sup>18</sup> Der E-Modul wurde nur einmal je Betonage zum Alter von 77 Tagen geprüft

<sup>19</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 82 Tagen geprüft

# Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung



## Schnitt A-A





## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

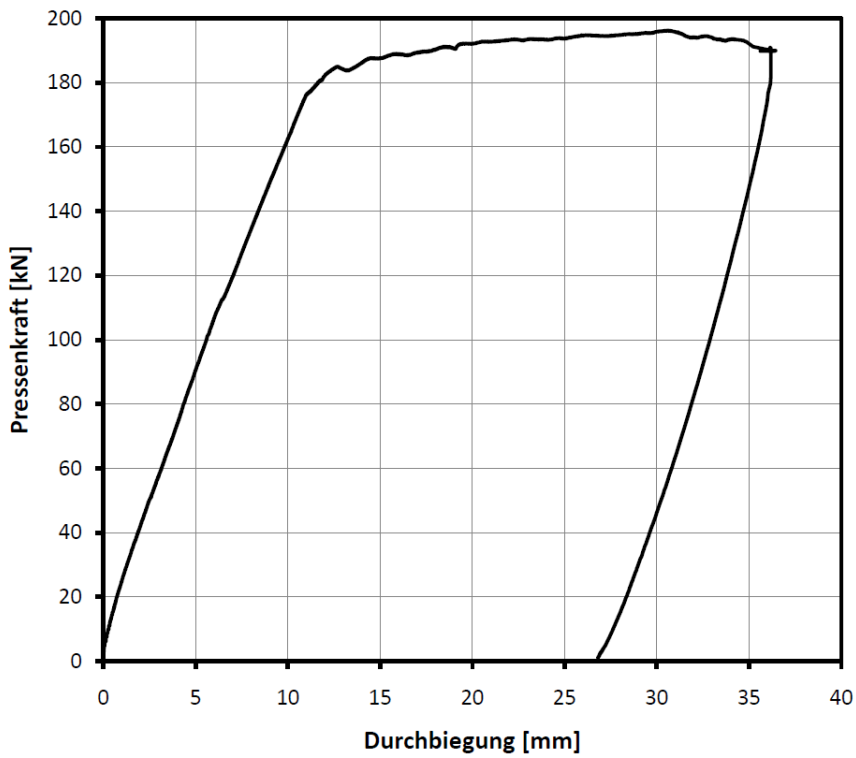


Bild B.11: Last-Verformungskurve Versuch QVBR1-1

Versuch 2:

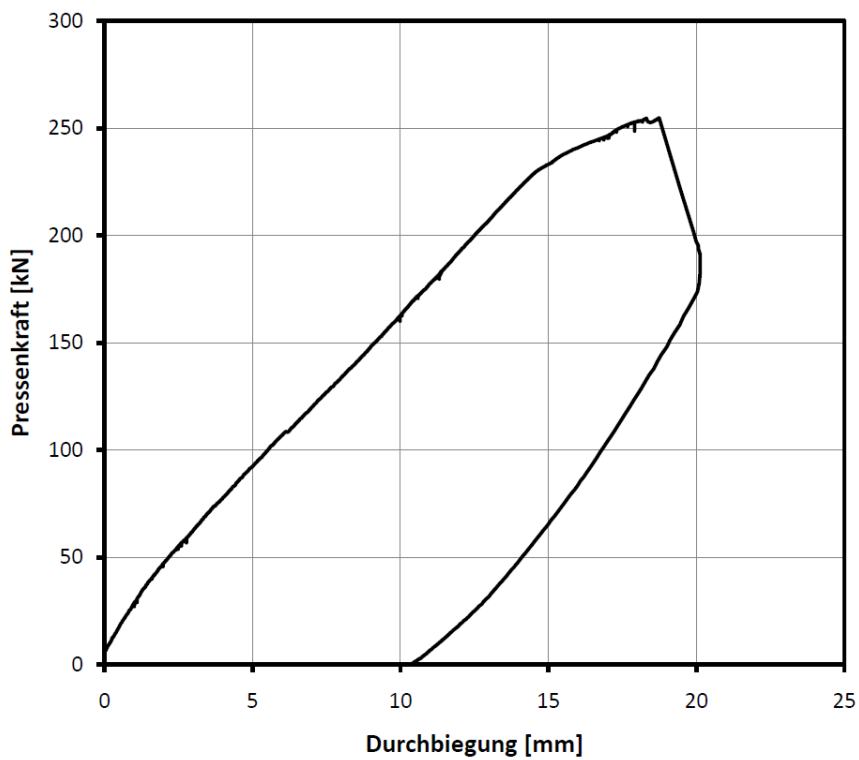


Bild B.12: Last-Verformungskurve Versuch QVBR1-2

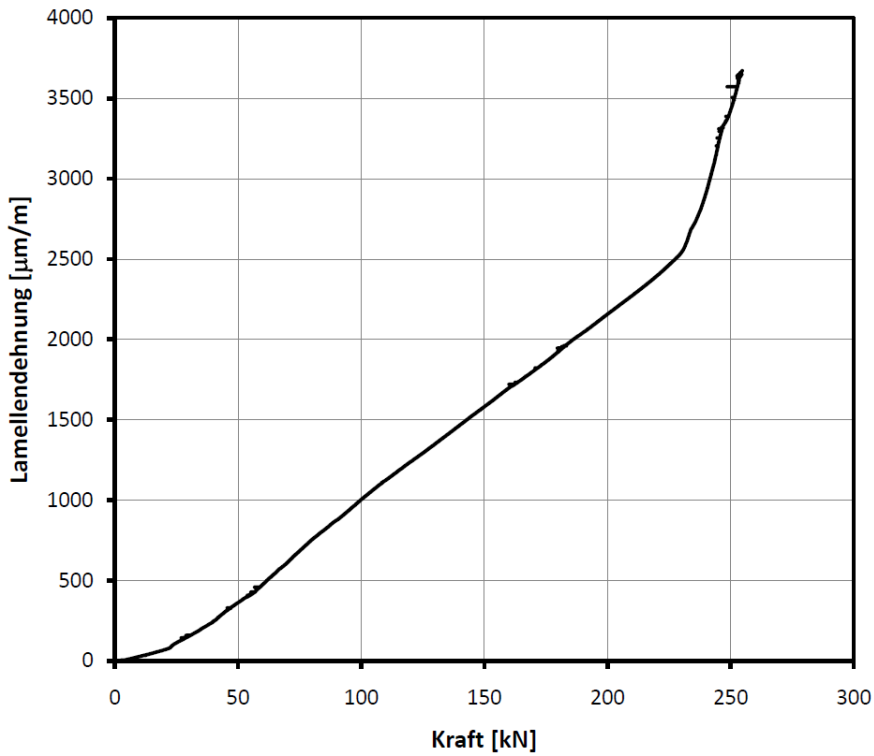


Bild B.13: Lamellendehnung über die Kraft QVBR1-2

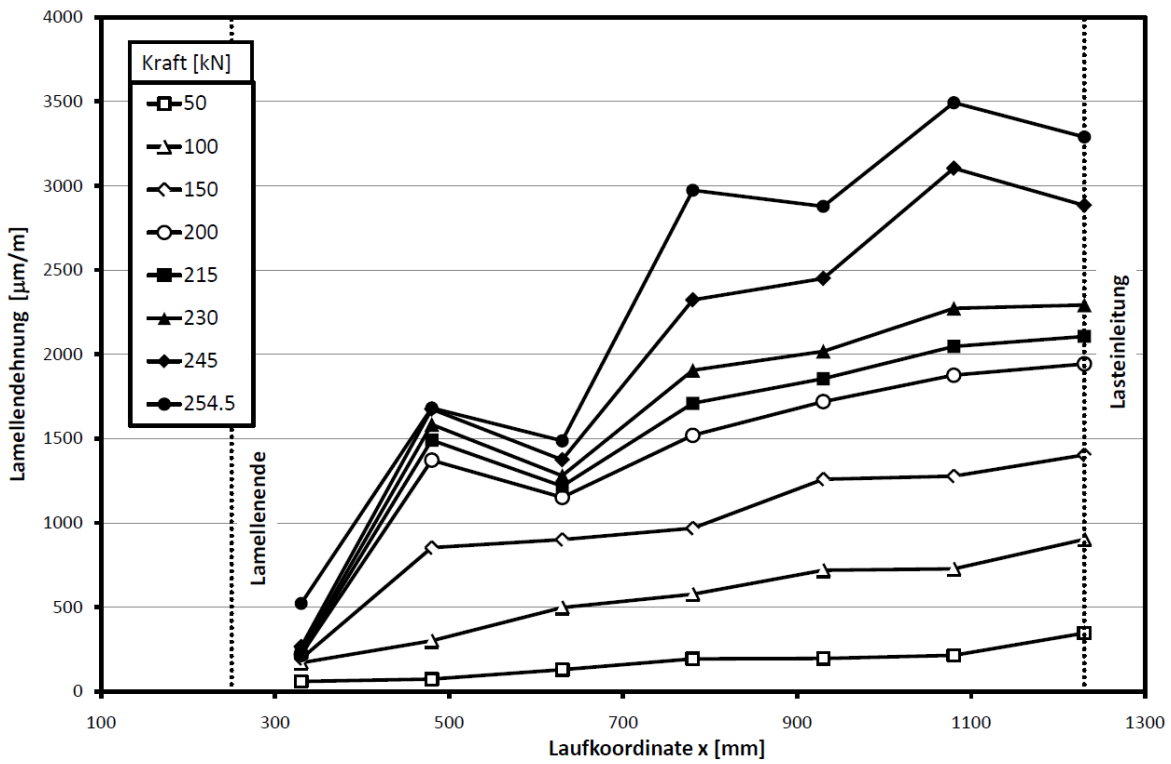


Bild B.14: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVBR1-2

## QVPA2

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	8 d
Rohdichte:	1,75 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	92,5 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	501 N/mm <sup>2</sup>

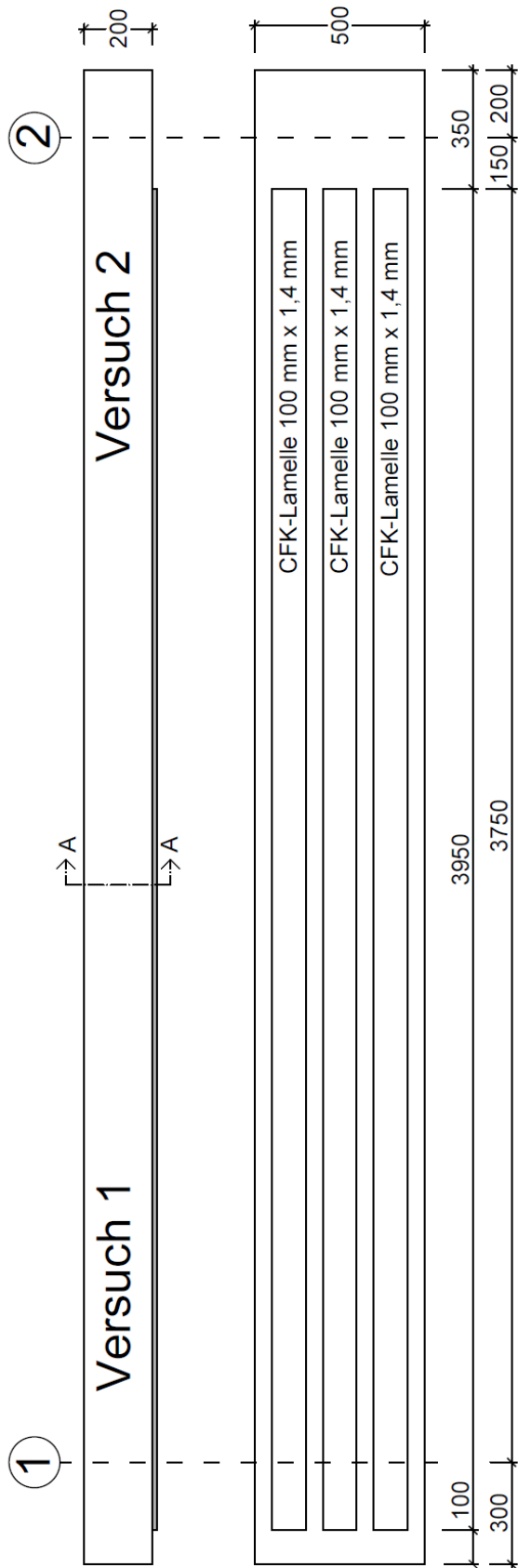
Beton:

Serie	2
Alter:	77
E-Modul:	26512 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	37,3 N/mm <sup>2</sup>
Oberflächenzugfestigkeit Unterseite:	2,7 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>20</sup> :	4,72 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,68 N/mm <sup>2</sup>

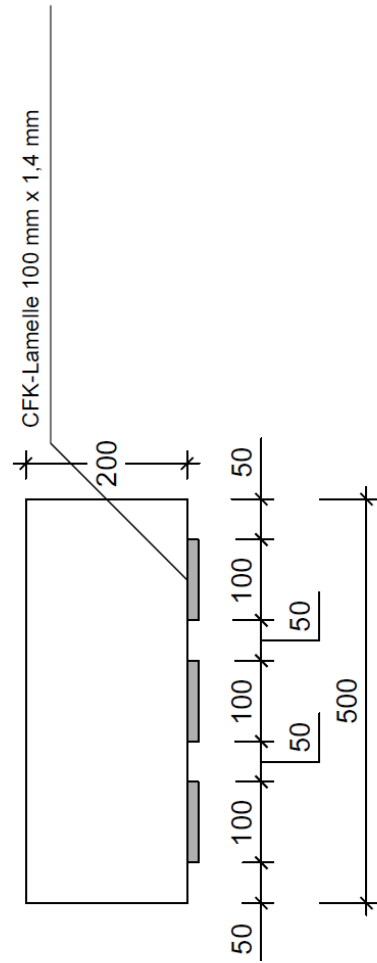
---

<sup>20</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 82 Tagen geprüft

**Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung**



**Schnitt A-A**



## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

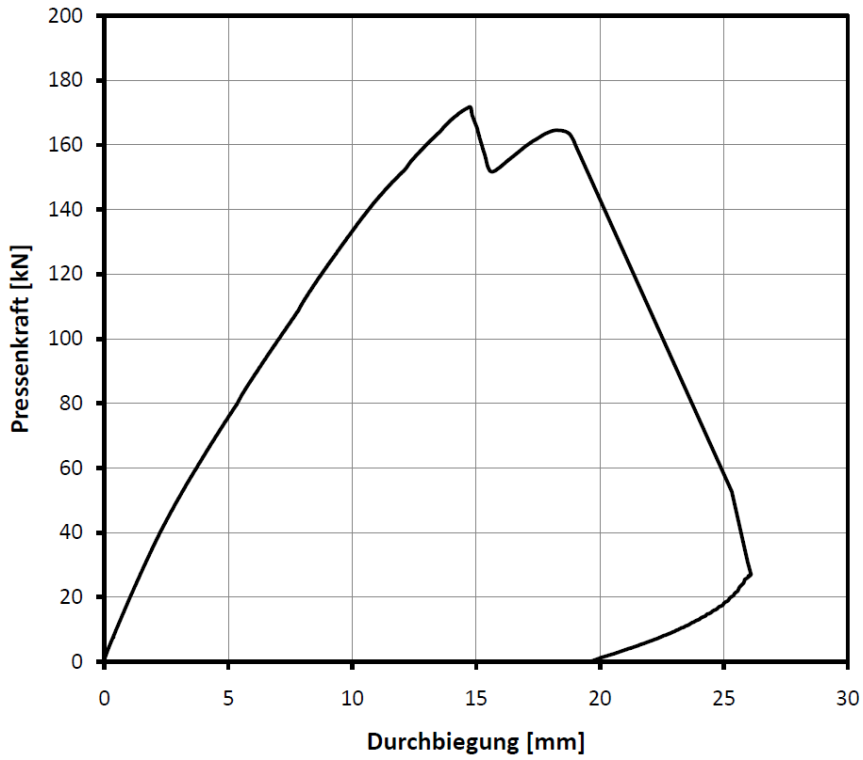


Bild B.15: Last-Verformungskurve Versuch QVPA2-1

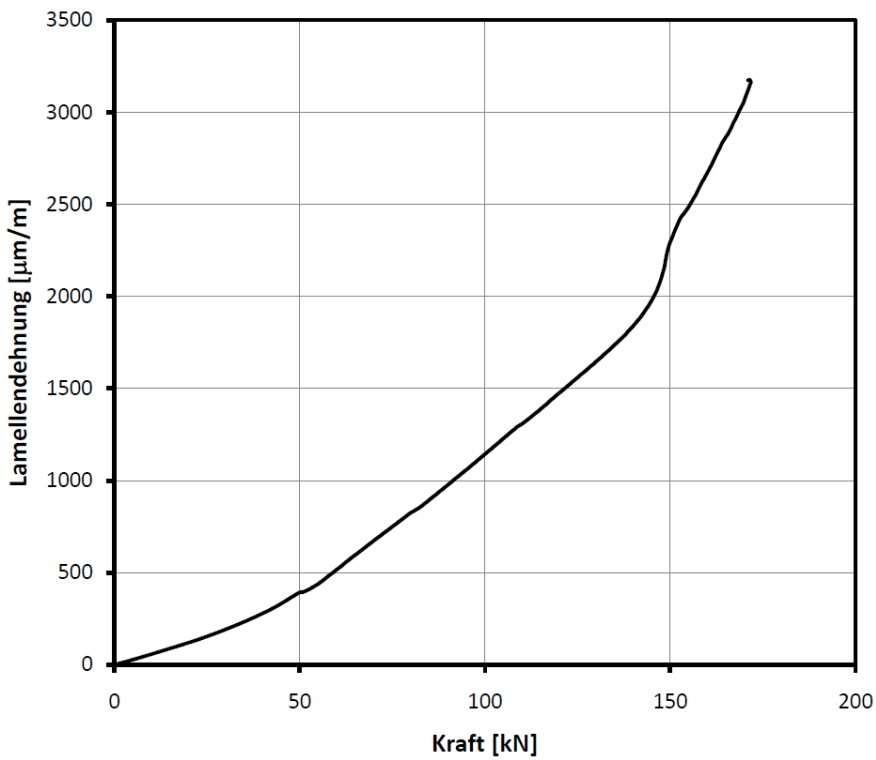


Bild B.16: Lamellendehnung über die Kraft QVPA2-1

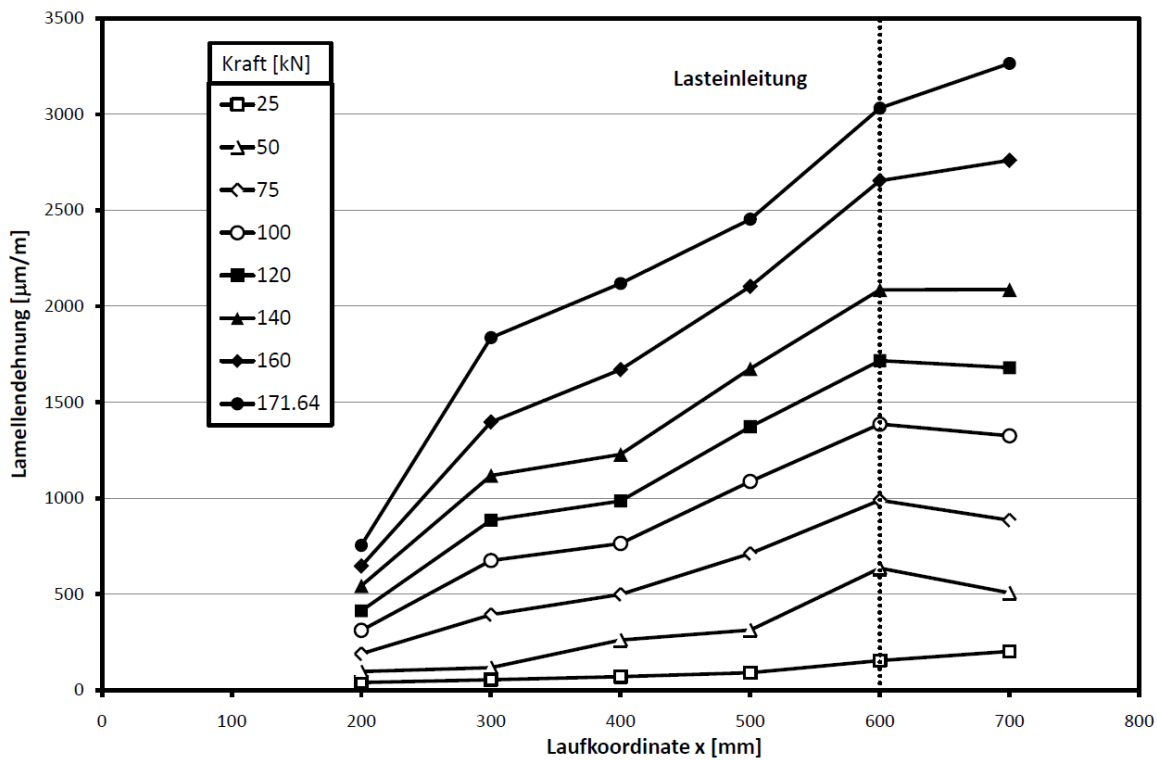


Bild B.17: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVPA2-1

Versuch 2:

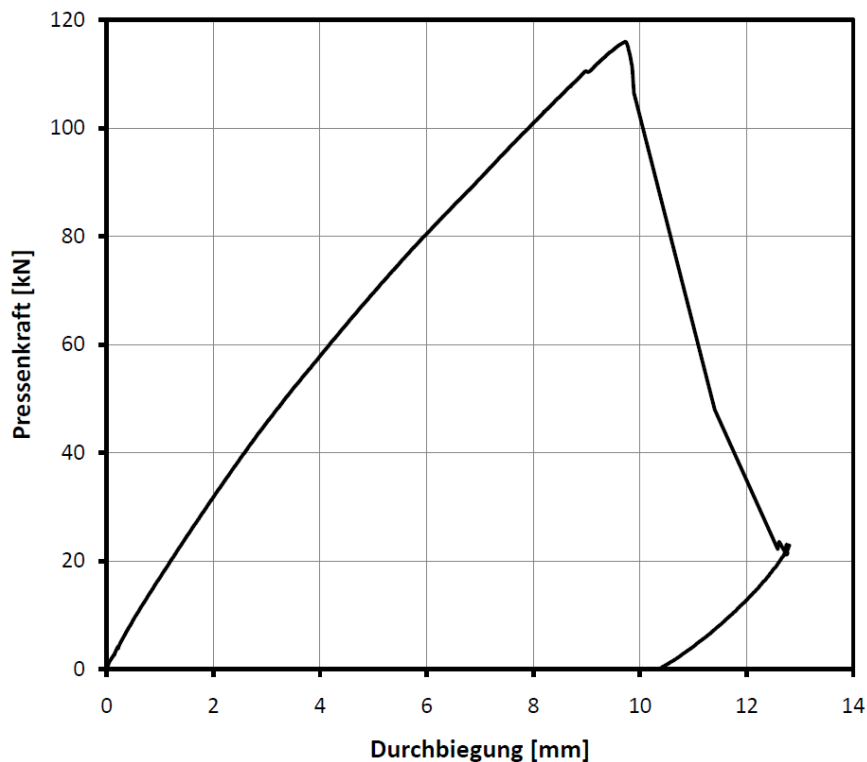


Bild B.18: Last-Verformungskurve Versuch QVPA2-2

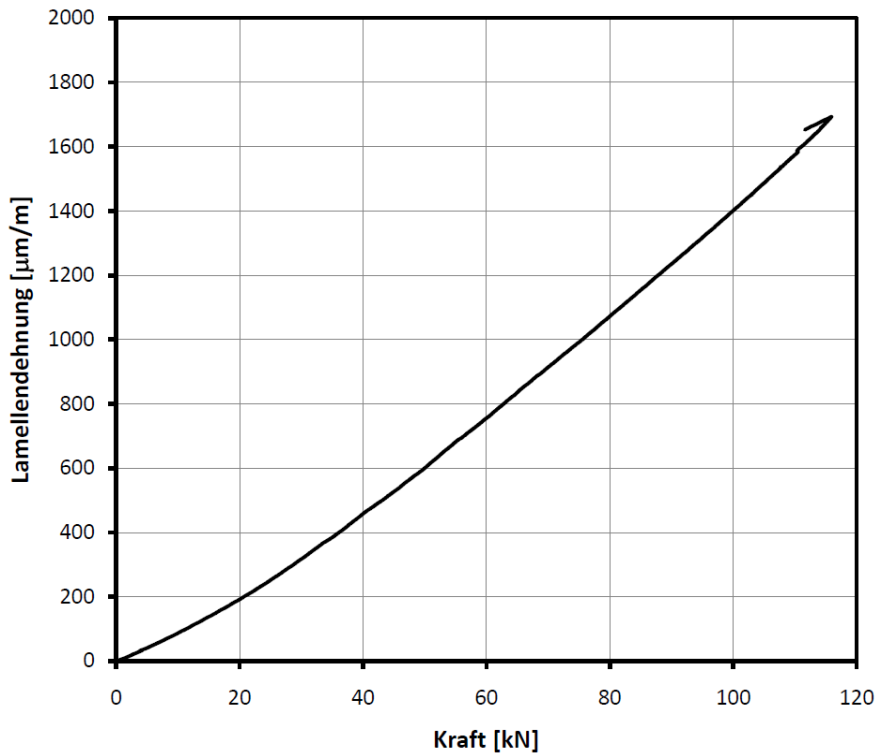


Bild B.19: Lamellendehnung über die Kraft QVPA2-2

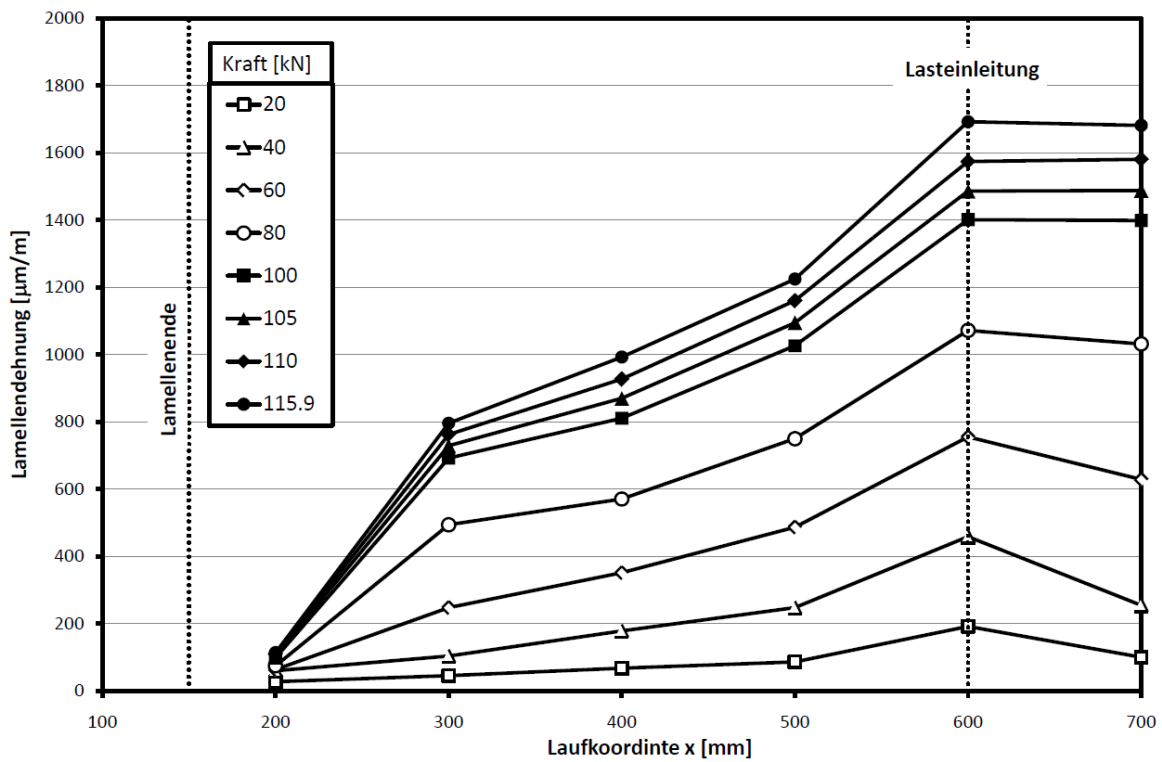


Bild B.20: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVPA2-2

## QVPE1

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	9 d
Rohdichte:	1,53 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	74,3 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	49,5 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

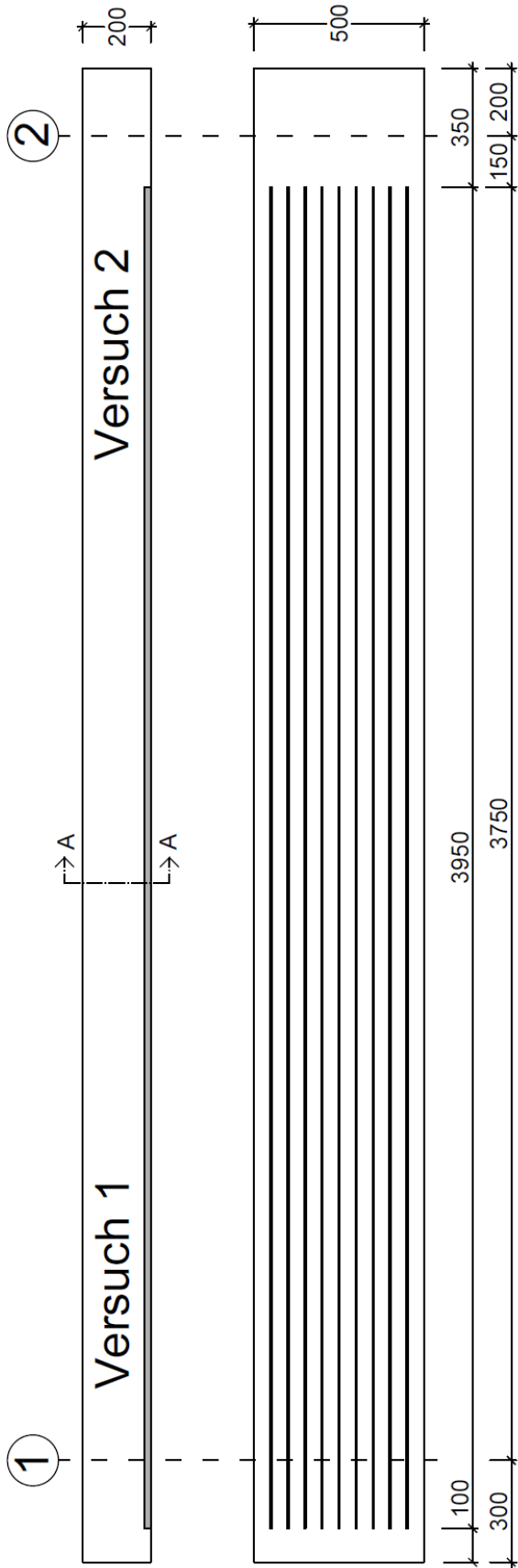
Serie	1
Alter:	80
E-Modul:	24208 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	30,4 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>21</sup> :	4,18 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,97 N/mm <sup>2</sup>

---

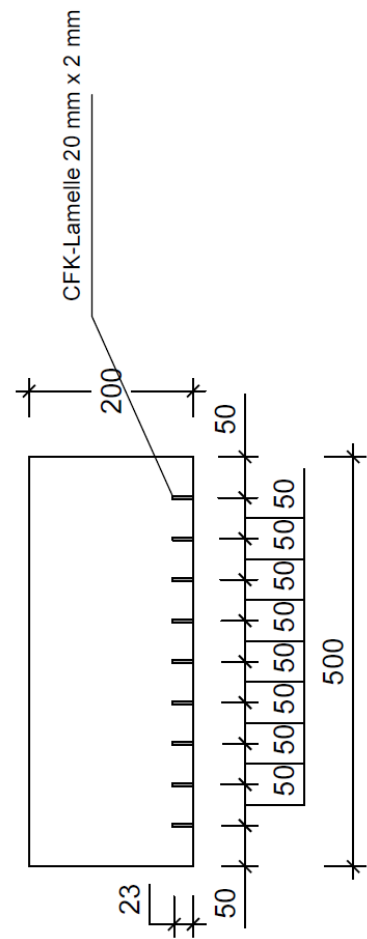
<sup>21</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 83 Tagen geprüft



**Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung**



**Schnitt A-A**



## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

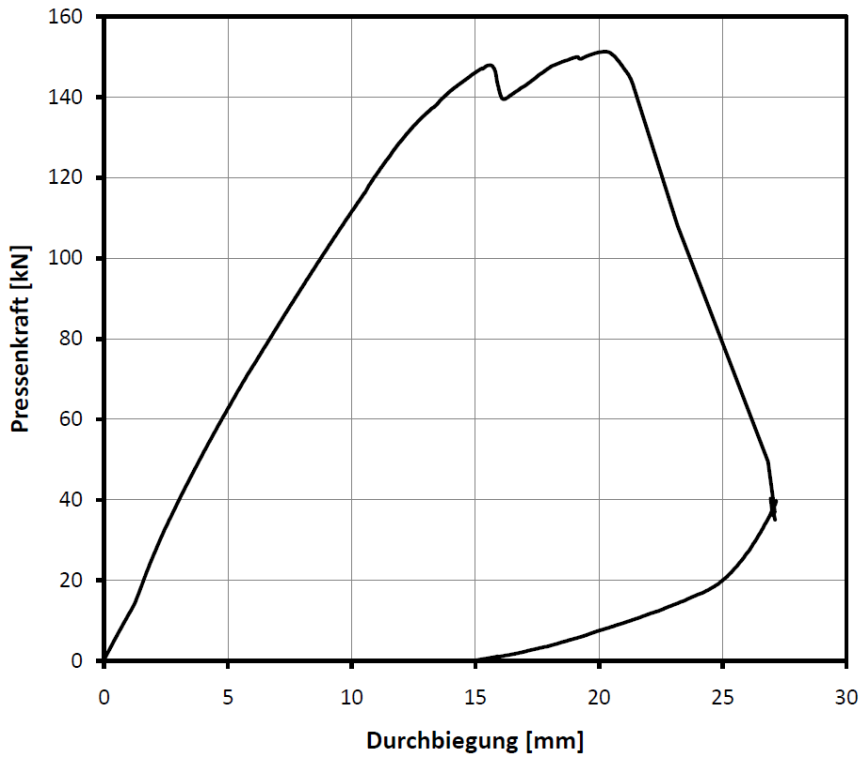


Bild B.21: Last-Verformungskurve Versuch QVPE1-1

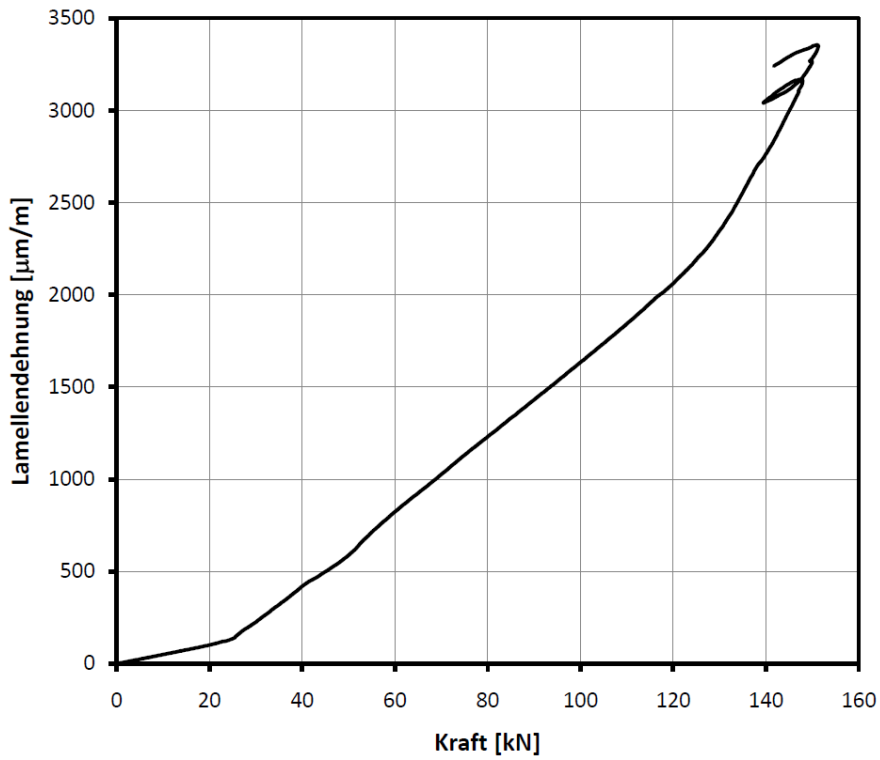
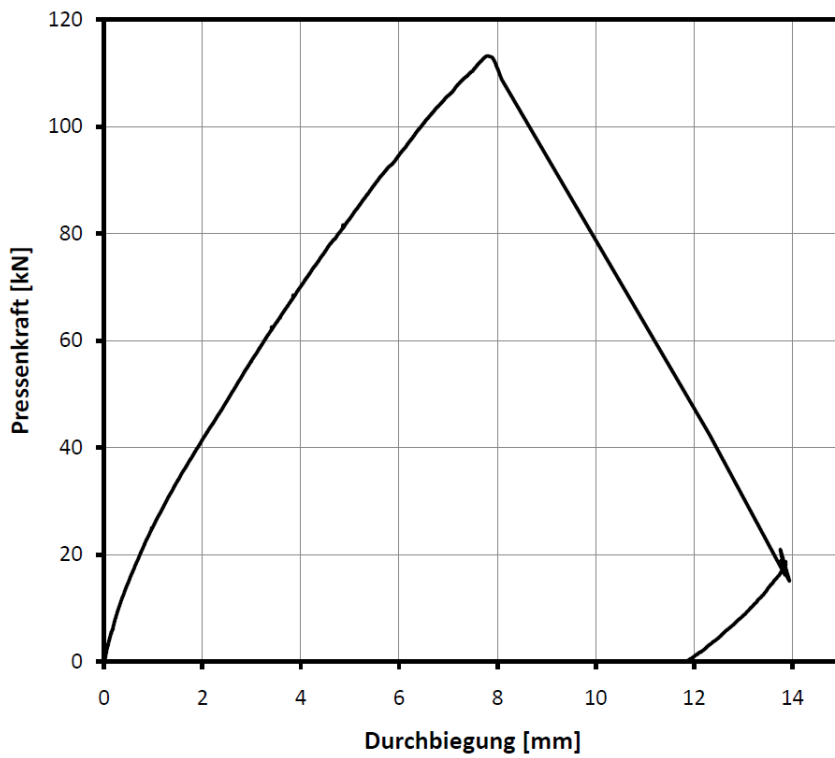
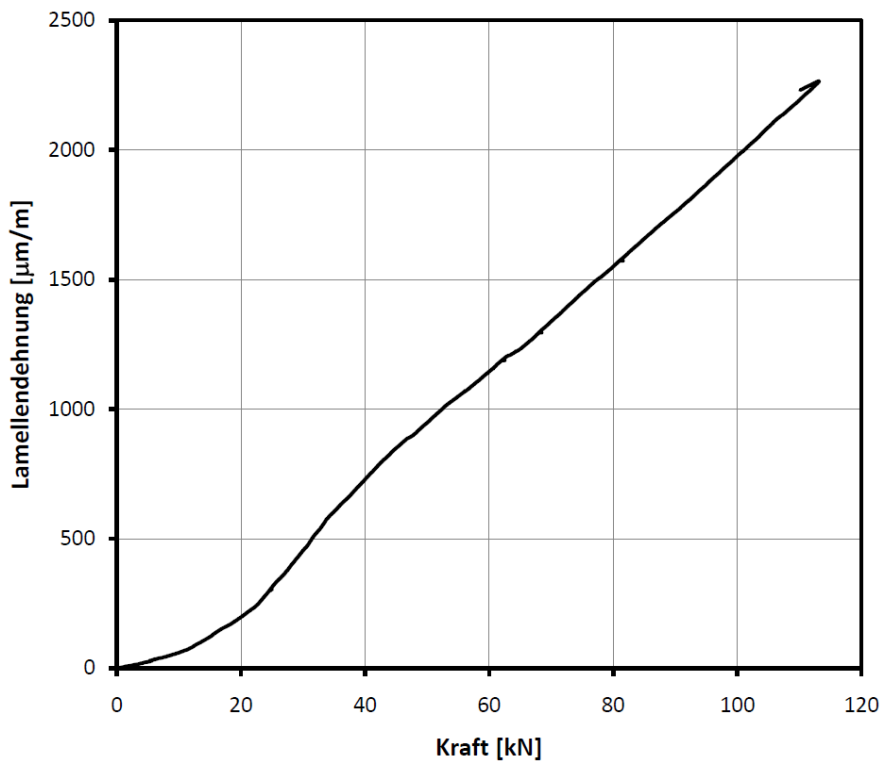


Bild B.22: Lamellendehnung über die Kraft QVPE1-1

Versuch 2:



**Bild B.23: Last-Verformungskurve Versuch QVPE1-2**



**Bild B.24: Lamellendehnung über die Kraft QVPE1-2**

## QVPR1

### Baustoffkenngrößen

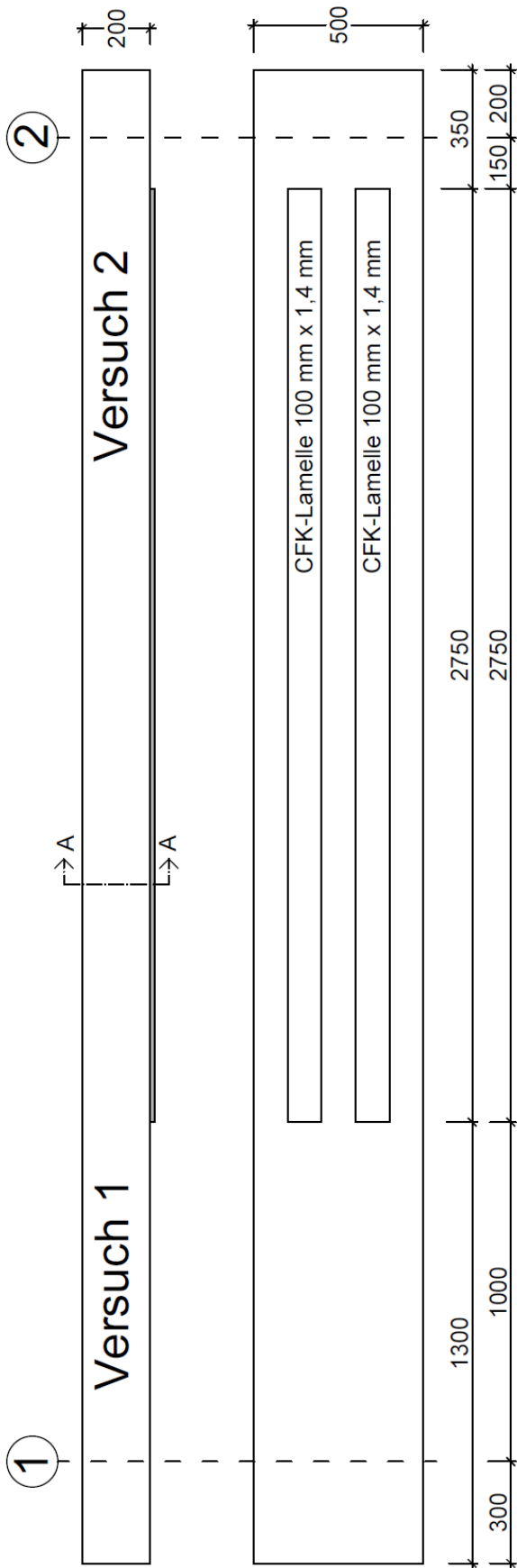
Klebstoff:

Alter:	11 d
Rohdichte:	1,75 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	92,5 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	50,1 N/mm <sup>2</sup>

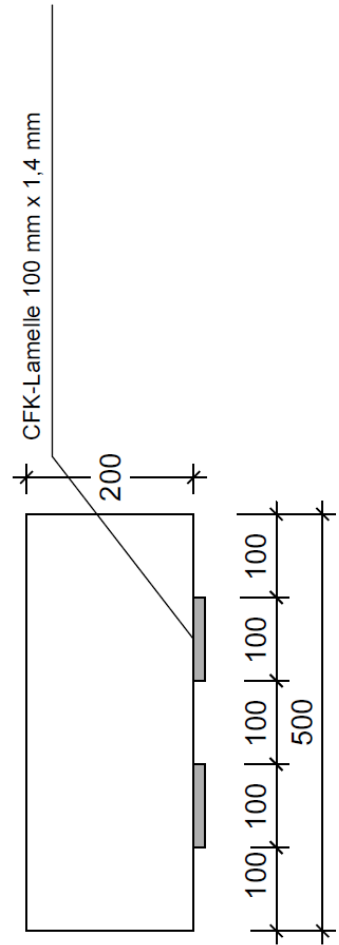
Beton:

Serie	3
Alter:	76
E-Modul:	25155 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruck:	30,3 N/mm <sup>2</sup>
Oberflächenzugfestigkeit Unterseite:	2,6 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>22</sup> :	4,06 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,63 N/mm <sup>2</sup>

# Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung



## Schnitt A-A



## Versuchsergebnisse

Versuch 1:

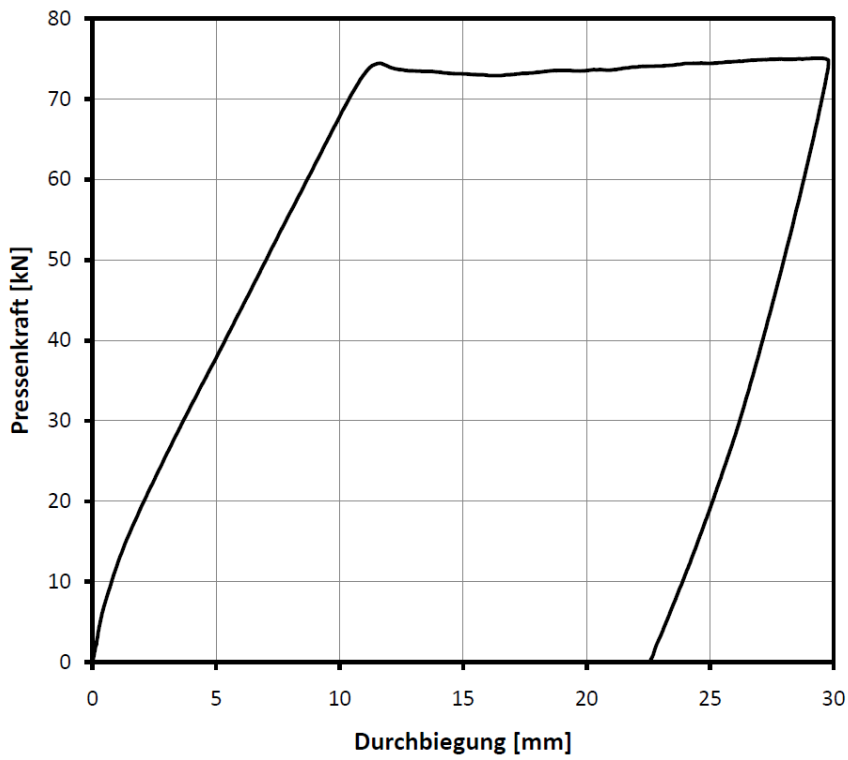


Bild B.25: Last-Verformungskurve Versuch QVPR1-1

Versuch 2:

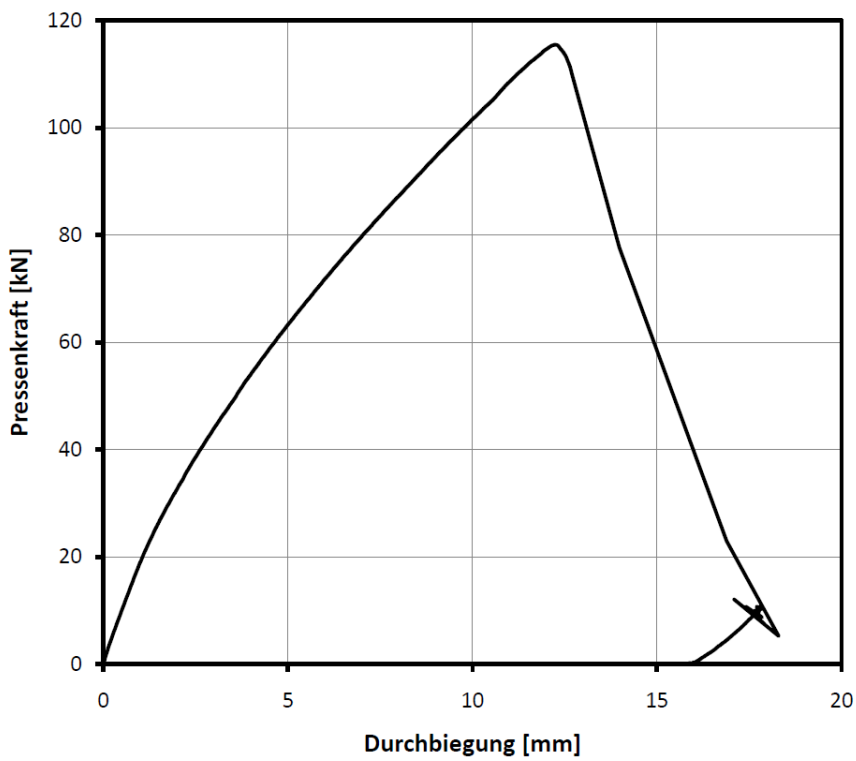


Bild B.26: Last-Verformungskurve Versuch QVPR1-2

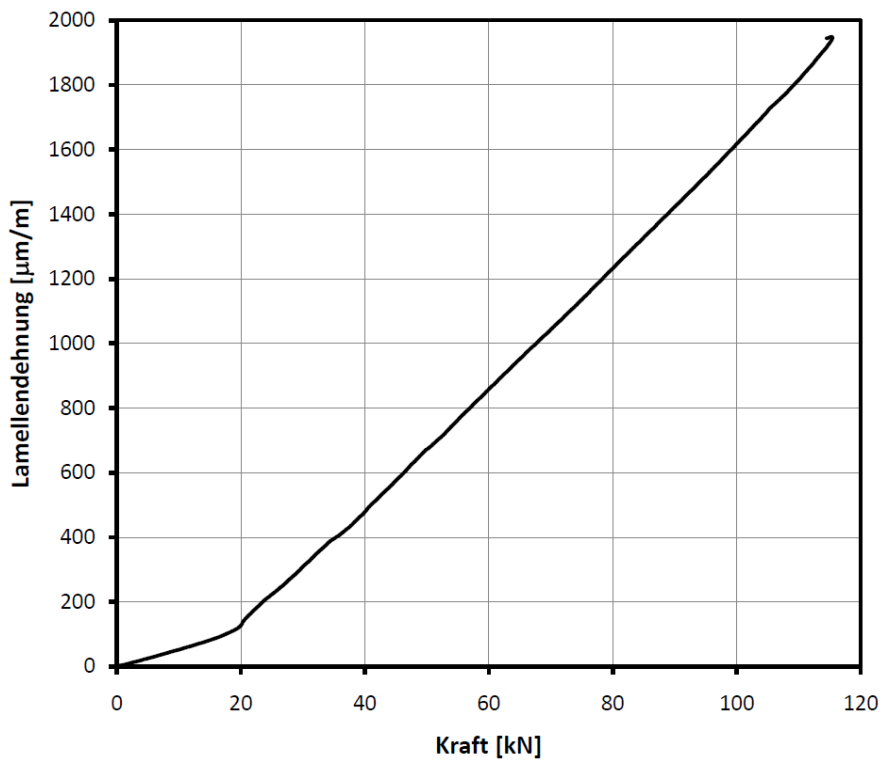


Bild B.27: Lamellendehnung über die Kraft QVPR1-2

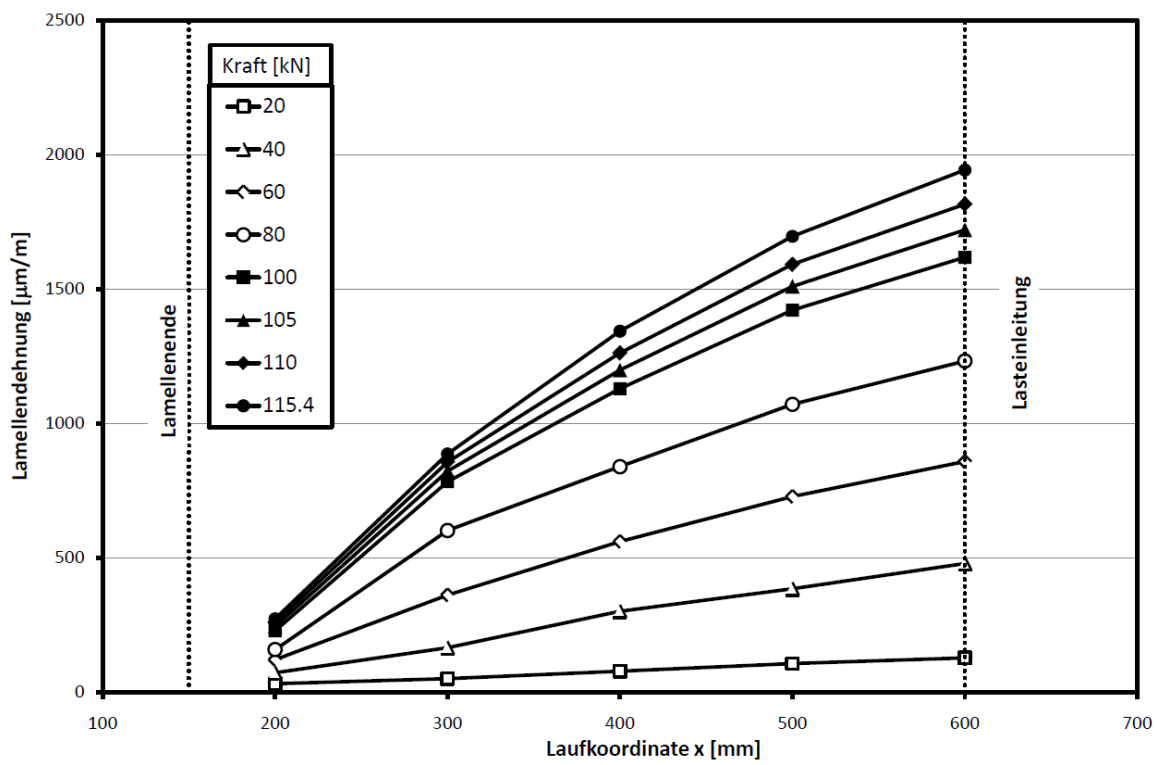


Bild B.28: Lamellendehnung über die Lamellenlänge QVPR1-2

## QVPA3

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	3 d
Rohdichte:	1,86 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	116,8 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	64,3 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

Serie	2
Alter:	89
E-Modul <sup>23</sup> :	26512 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruck:	44,9 N/mm <sup>2</sup>
Oberflächenzugfestigkeit Oberseite:	2,4 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>24</sup> :	4,73 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,68 N/mm <sup>2</sup>

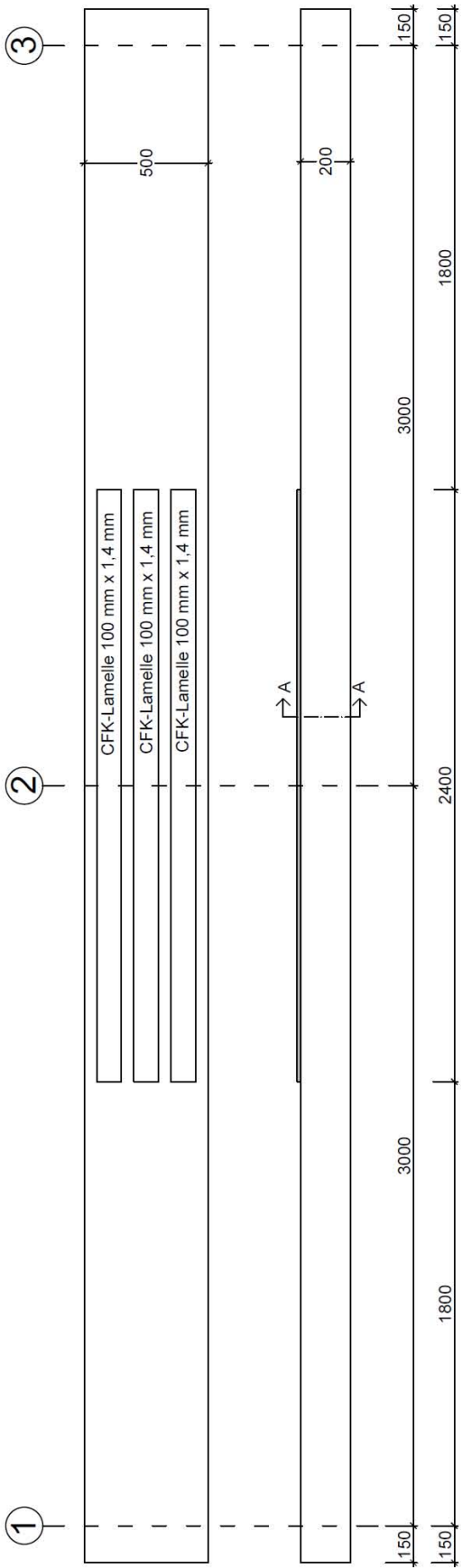
---

<sup>23</sup> Der E-Modul wurde nur einmal je Betonage zum Alter von 77 Tagen geprüft

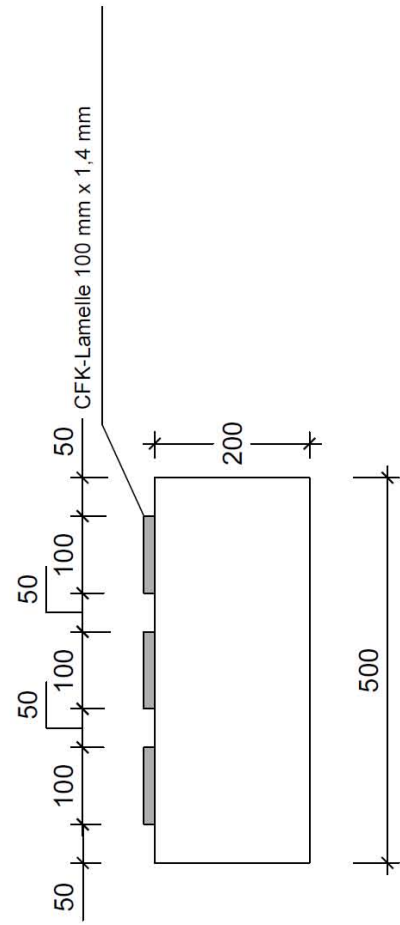
<sup>24</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 82 Tagen geprüft



# Bewehrungsführung der geklebten Bewehrung



## Schnitt A-A



## Versuchsergebnisse

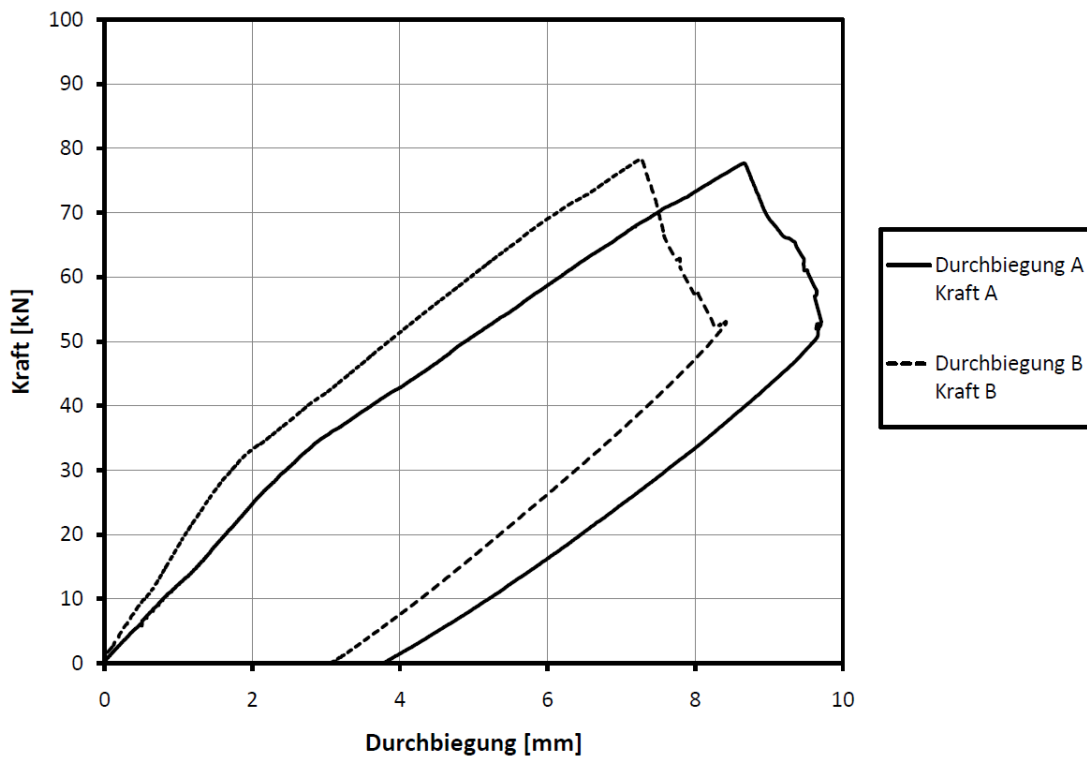


Bild B.29: Last-Verformungskurve Versuch QVPA3

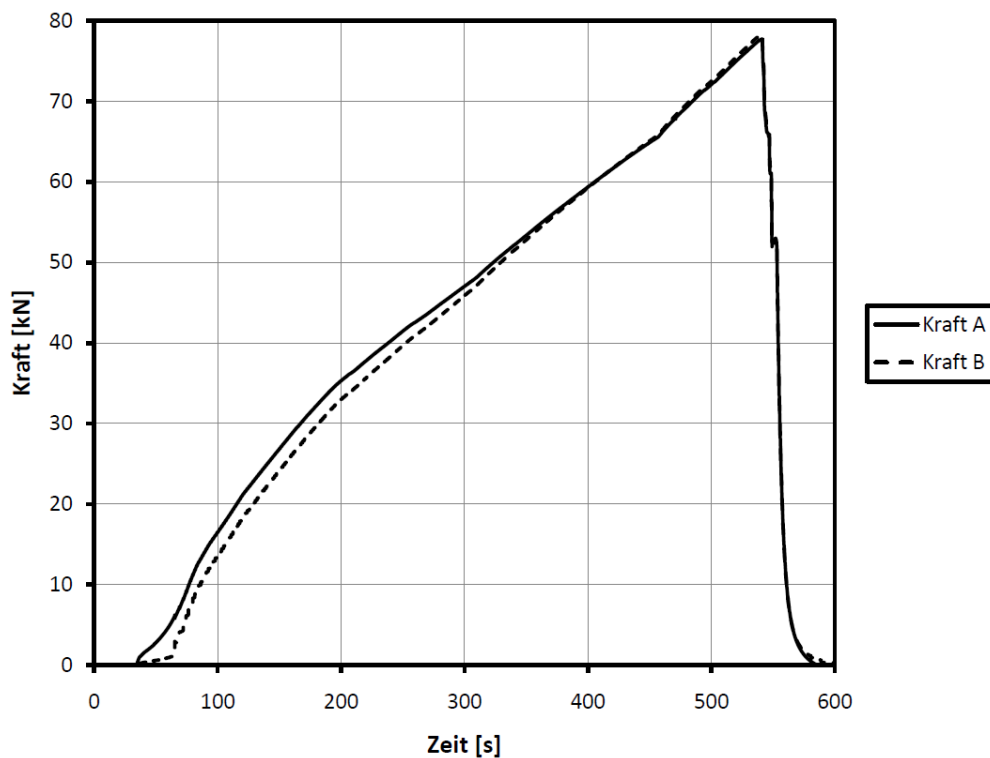
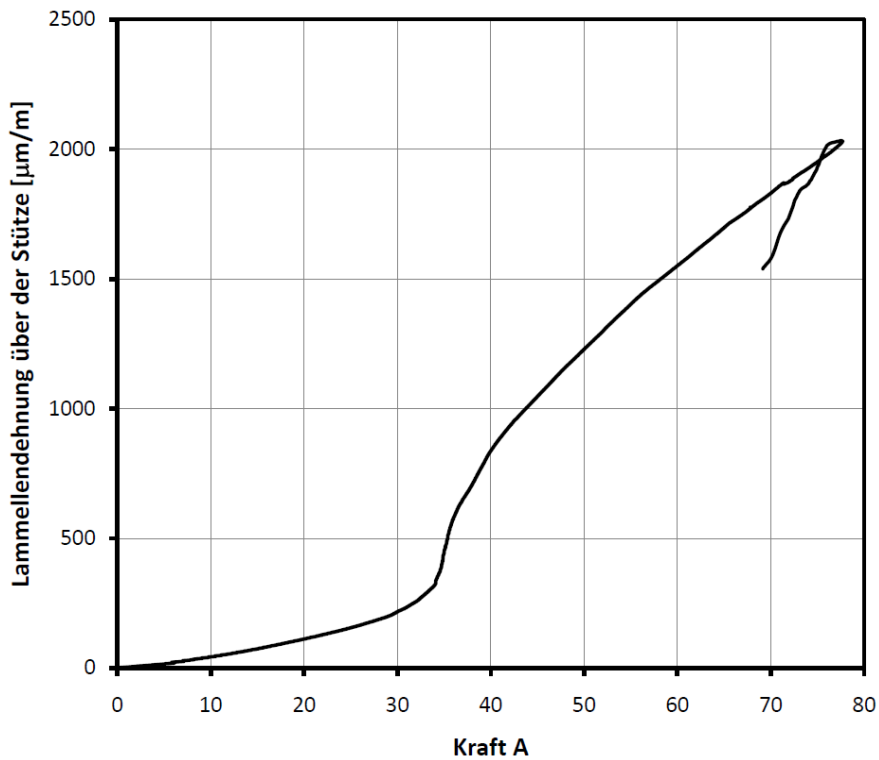
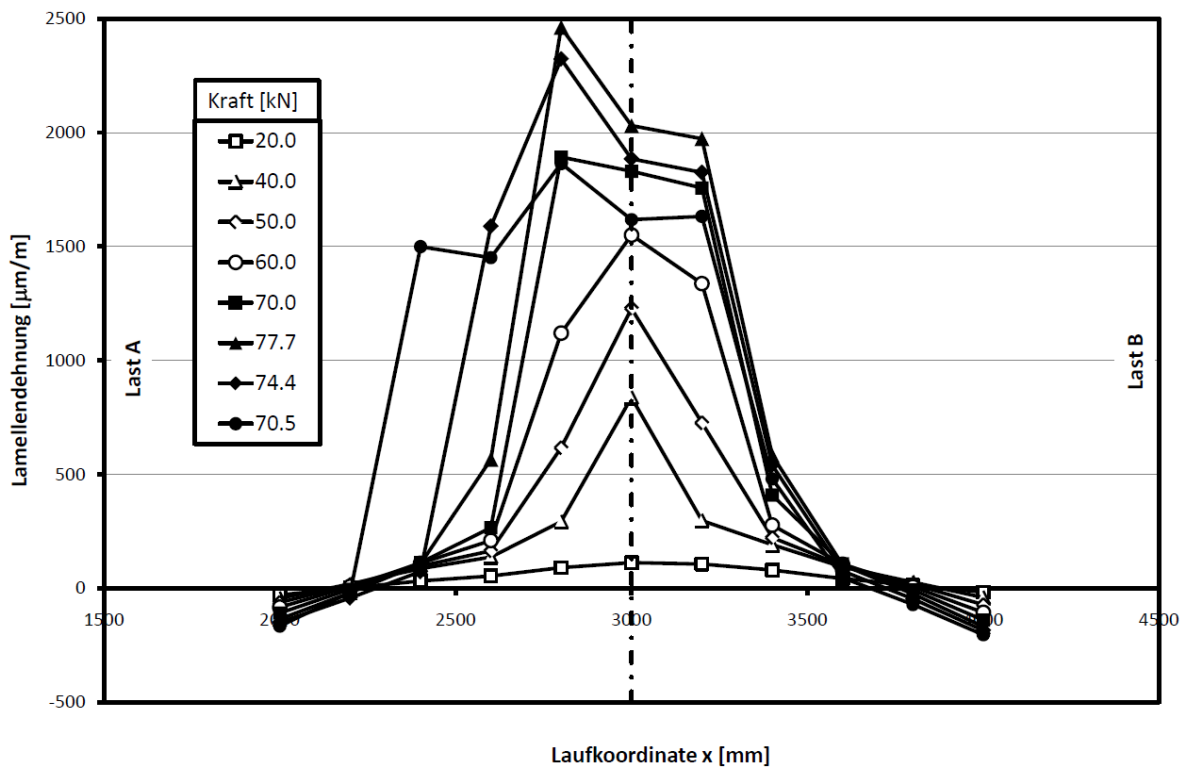


Bild B.30: Die Kraft der Pressen über die Zeit des Versuches QVPA3



**Bild B.31:** Die Lamellendehnung über dem Mittelaufleger über die Kraft der des Versuchs QVPA3



**Bild B.32:** Lamellendehnung über die Verbundlänge zu verschiedenen Lasten des Versuchs QVPA3

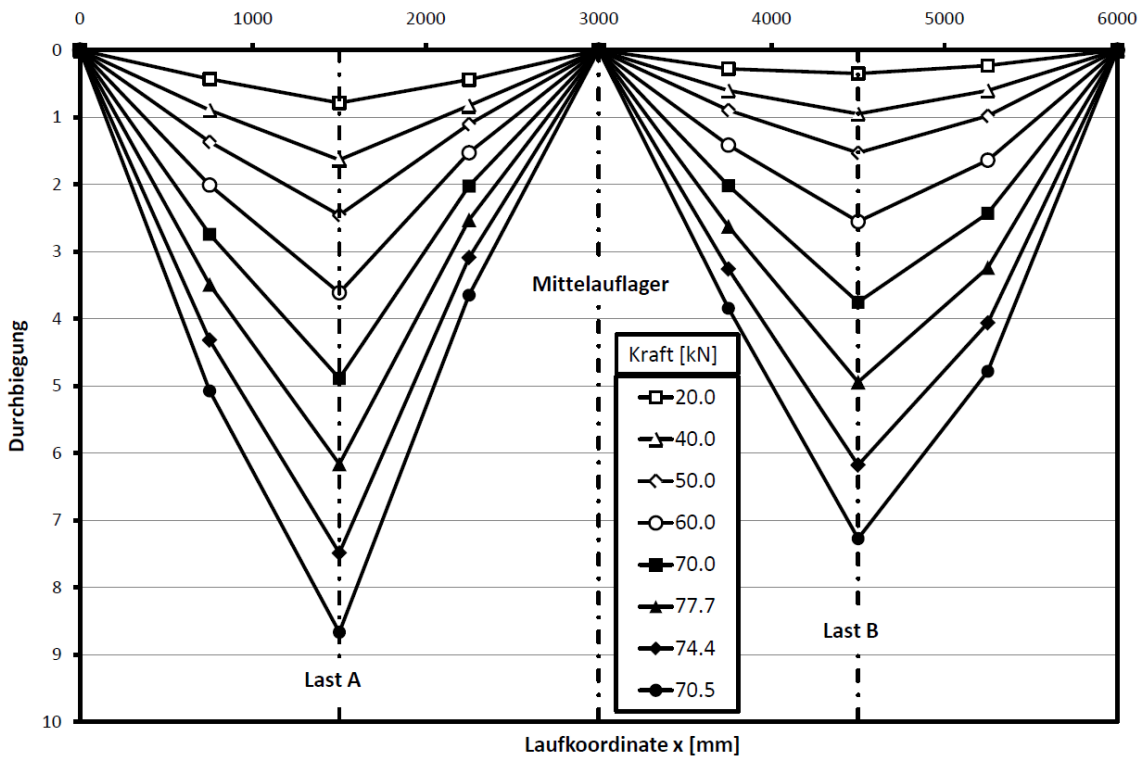


Bild B.33: Durchbiegung des Versuches QVPA3 zu verschiedenen Lasten

## QVPE2

### Baustoffkenngrößen

Klebstoff:

Alter:	17 d
Rohdichte:	1,55 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit:	79,9 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit:	50,9 N/mm <sup>2</sup>

Beton:

Serie	1
Alter:	88
E-Modul <sup>25</sup> :	24208 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruck:	33,7 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit <sup>26</sup> :	4,18 N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit	2,97 N/mm <sup>2</sup>

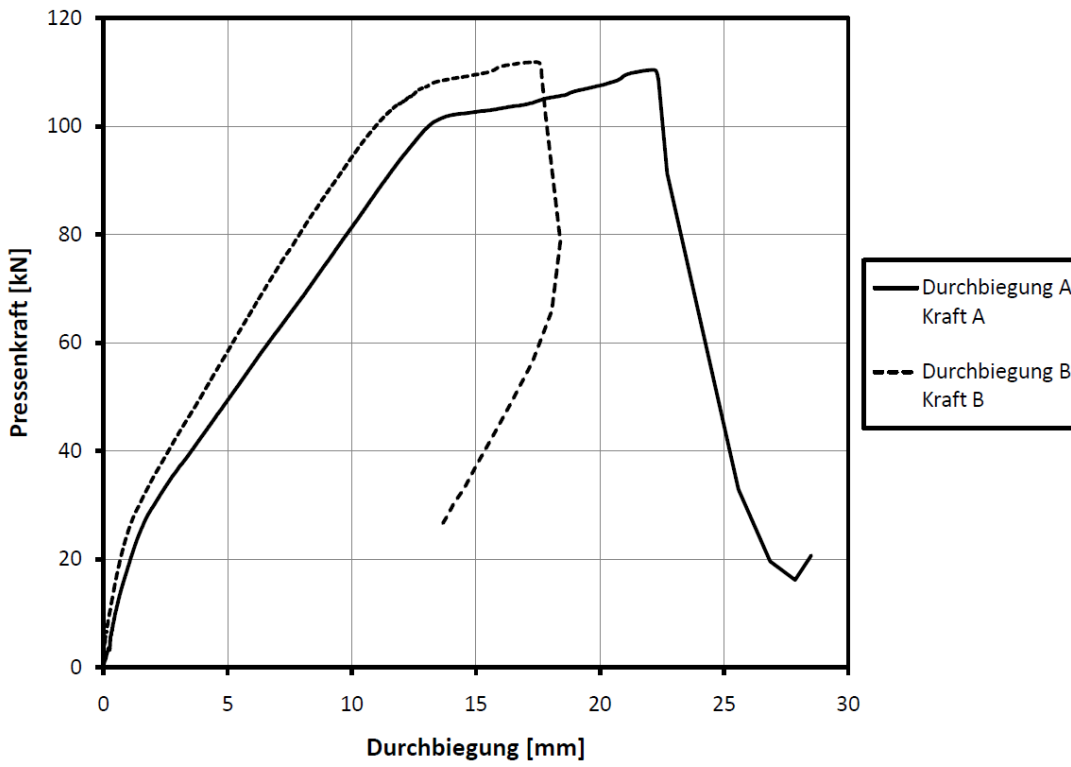
---

<sup>25</sup> Der E-Modul wurde nur einmal je Betonage zum Alter von 80 Tagen geprüft

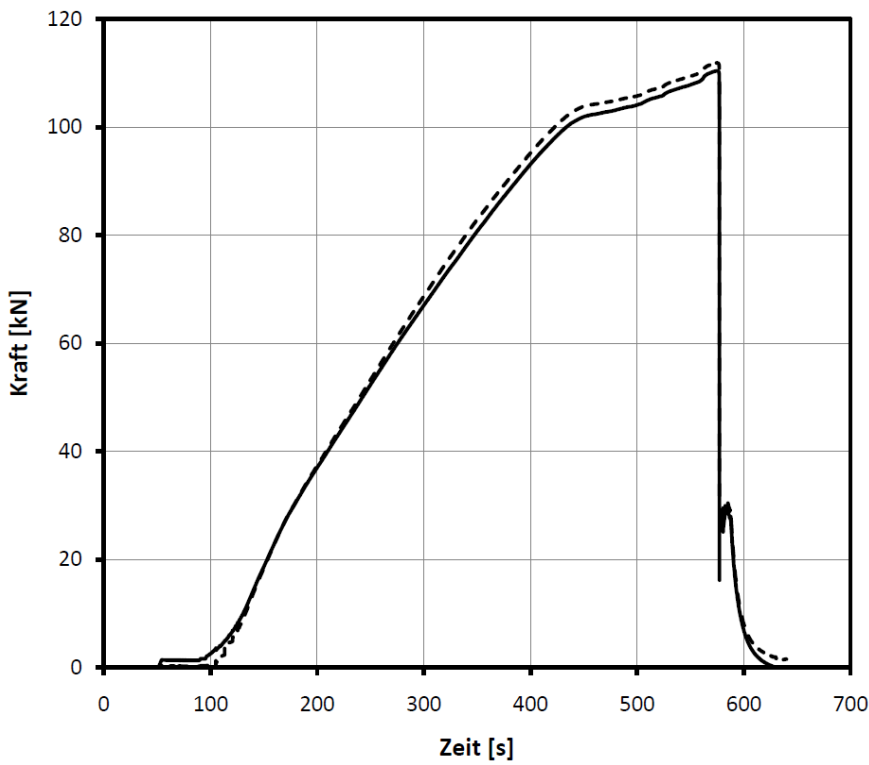
<sup>26</sup> Die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit wurden nur einmal je Betonage zum Alter von 83 Tagen geprüft



**Versuchsergebnisse**



**Bild B.34: Last-Verformungskurve Versuch QVPE2**



**Bild B.35: Die Kraft der Pressen über die Zeit des Versuches QVPE2**

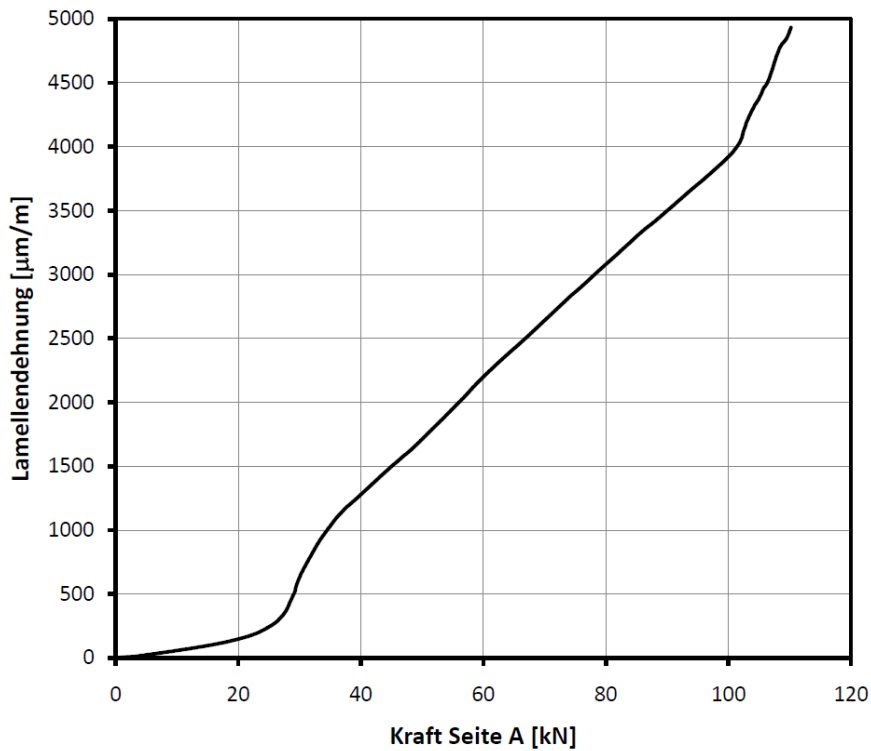


Bild B.36: Die Lamellendehnung über dem Mittelaufleger über die Kraft der des Versuchs QVPE2

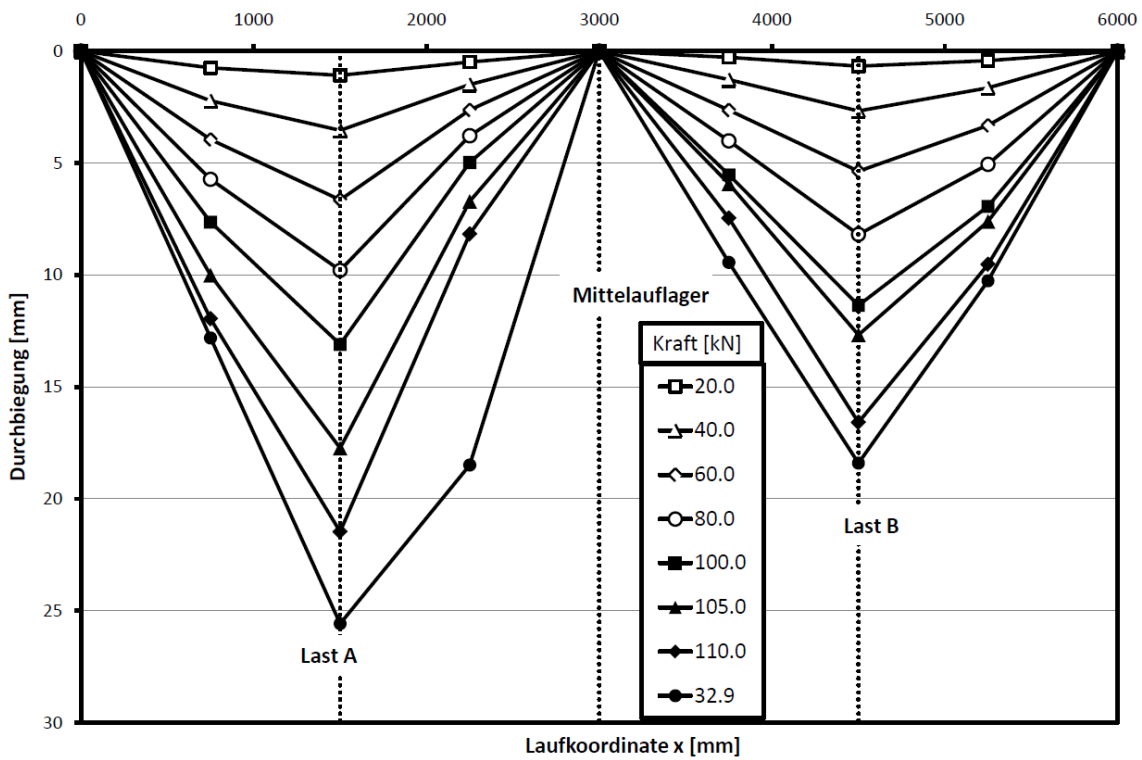


Bild B.37: Durchbiegung des Versuches QVPE2 zu verschiedenen Lasten



## Anhang C – Versuchsergebnisse der Ausziehversuche

### Baustoffkenngrößen zum Versuchszeitpunkt

Bezeichnung	$f_{\text{ccube}}$	Durchmesser Betonstahl
-	N/mm <sup>2</sup>	mm
7-4-20-10p	27,4	10
7-5-20-10p	27,4	10
7-6-20-10p	27,4	10
7-7-20-16p	27,4	16
6-1-20-16p	30,1	16
6-2-20-16p	30,1	16
6-3-20-20p	30,1	20
6-4-20-20p	30,1	20
6-5-20-20p	30,1	20

**Tabelle A1:** Betonkenngrößen zum Versuchszeitpunkt

## Verbundspannungsschlupfdiagramme

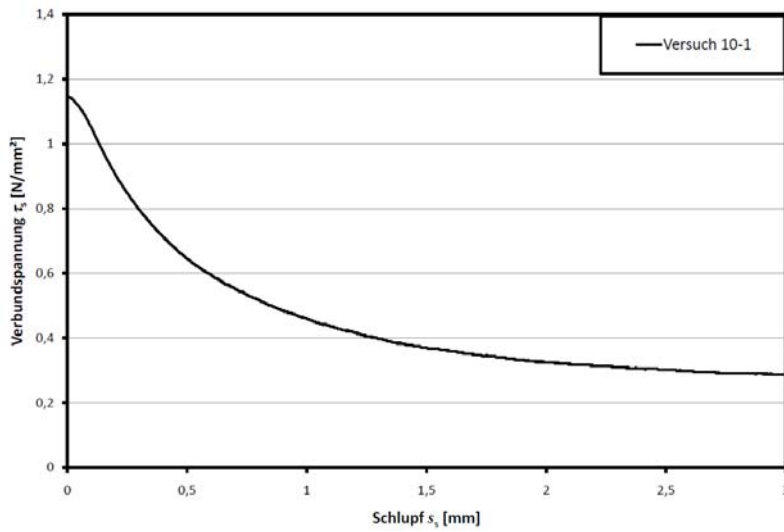


Bild B.1: Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 7-4-20-10p

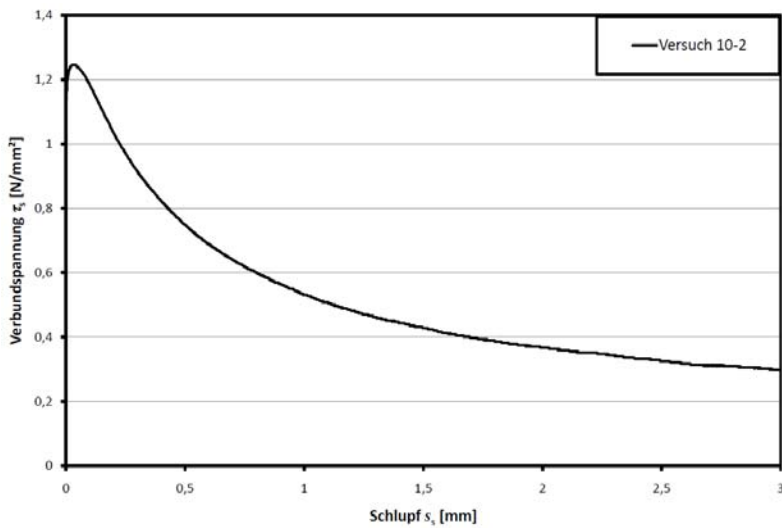


Bild B.2: Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 7-5-20-10p

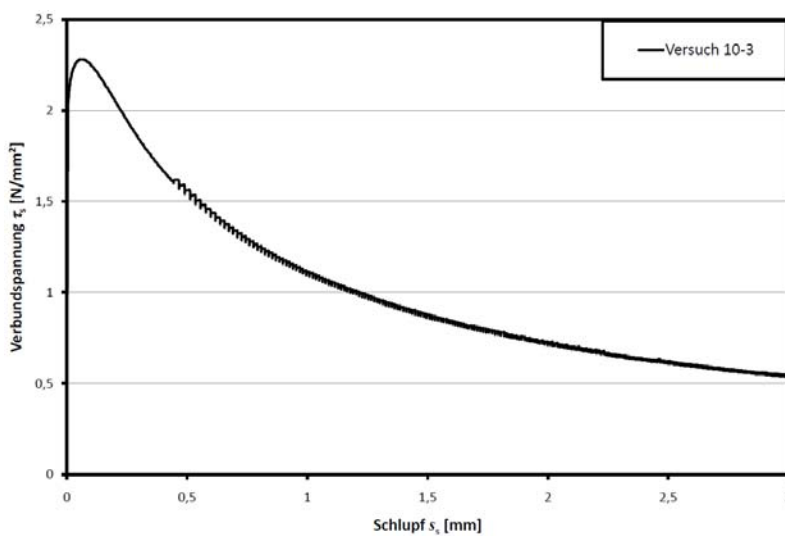
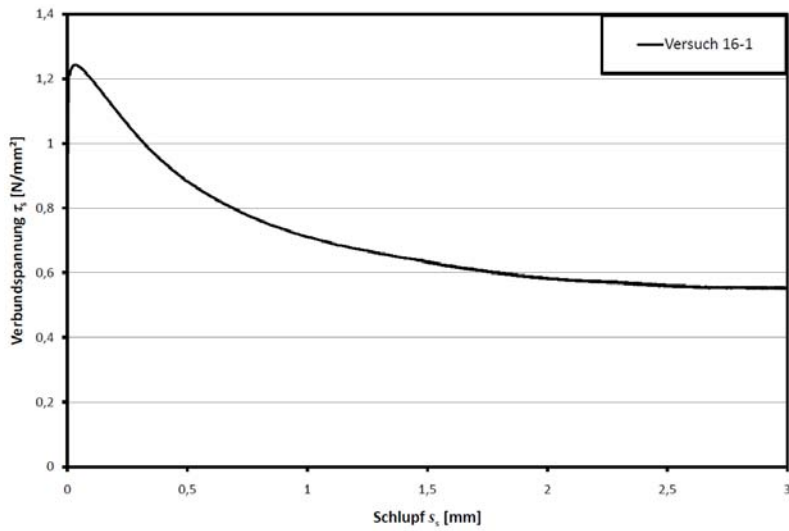
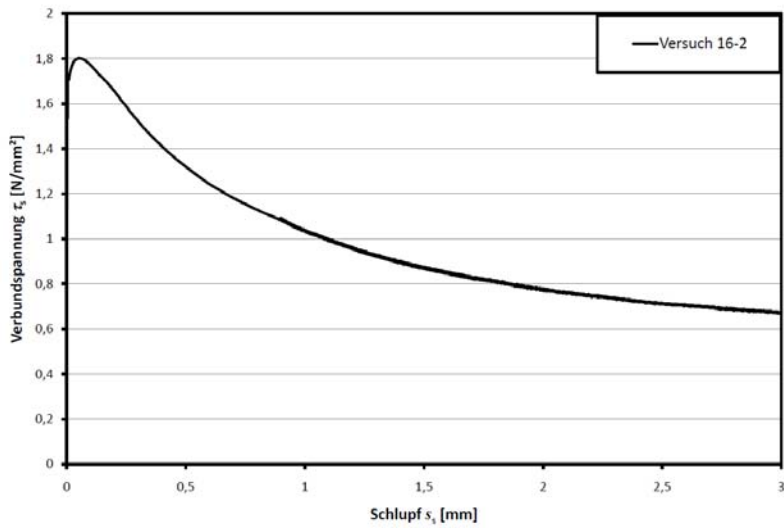


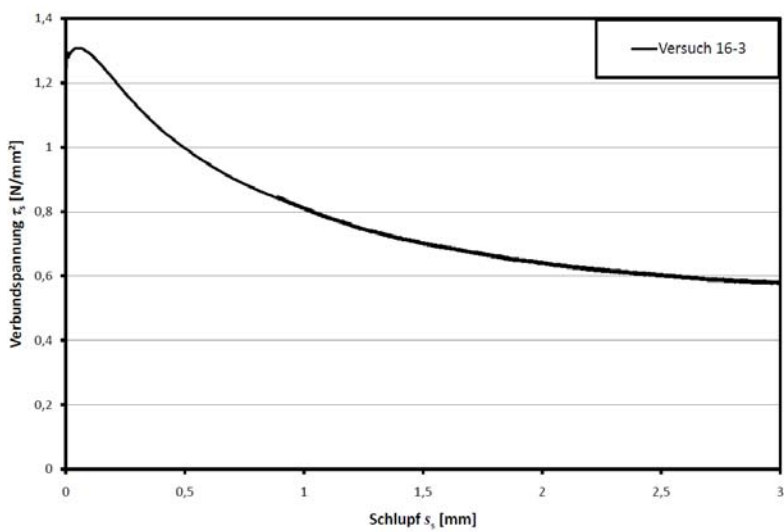
Bild B.3: Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 7-6-20-10p



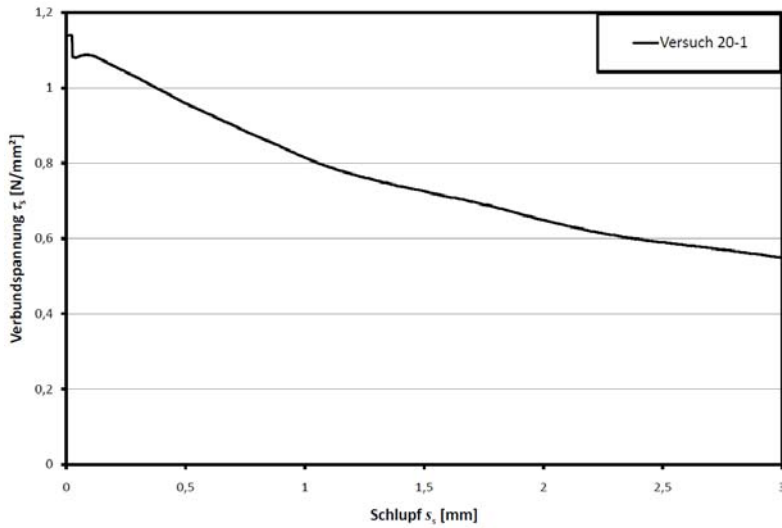
**Bild B.4:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 7-7-20-16p



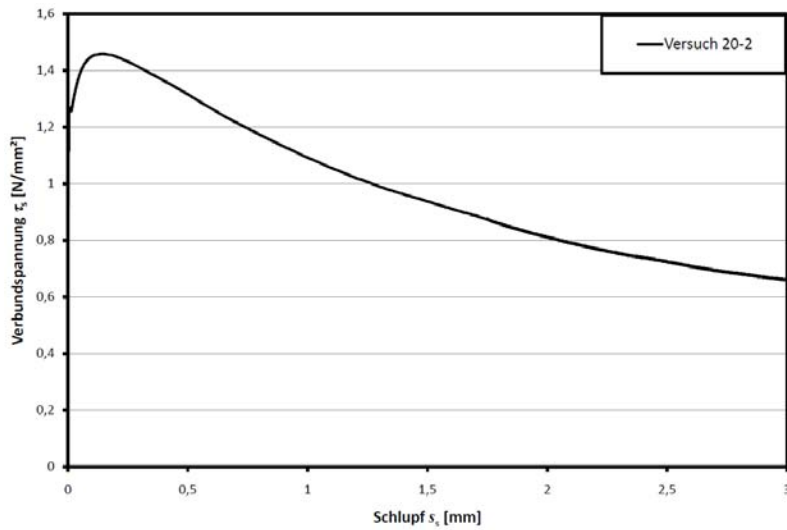
**Bild B.5:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 6-1-20-16p



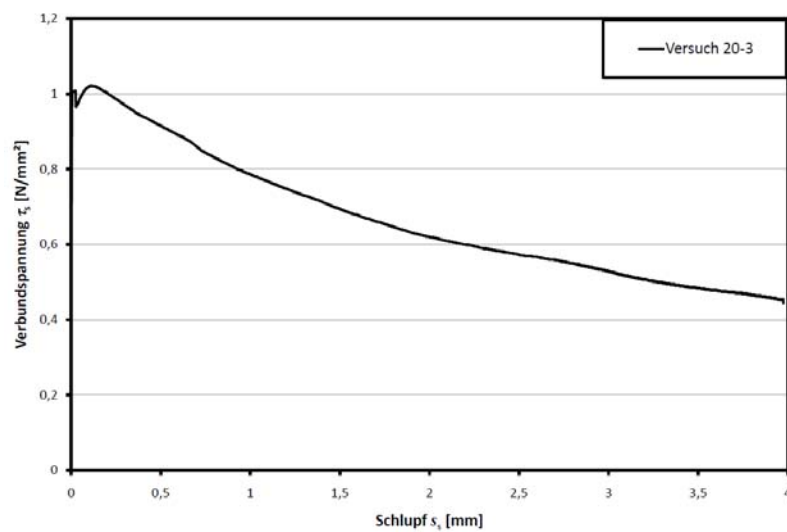
**Bild B.6:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 6-2-20-16p



**Bild B.7:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 6-3-20-20p



**Bild B.8:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 6-4-20-20p



**Bild B.9:** Verbundspannungsschlupfdiagramm des Versuchs 6-5-20-20p

## Anhang D – Übersicht über die historischen Querkraftversuche

### Verwendete Versuche

#### Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Versuchsart	Ausschluss <sup>27</sup>	Bruchquerkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	kN
[6]	Reihe e-330	23,97	2640,51	4-Punkt		260,00
	Reihe e-331	23,97	2640,51	4-Punkt		220,00
	Reihe 1-401	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	180,00
	Reihe 1-403	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	150,00
	Reihe 1-432	23,97	2513,27	4-Punkt		160,00
	Reihe 2-402	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	120,00
	Reihe 2-404	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	120,00
	Reihe 2-407	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	130,00
	Reihe 3-433	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	220,00
	Reihe 3-434	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	250,00
	Reihe 3-436	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	265,00
	Reihe 7-441	23,97	2513,27	4-Punkt		240,00
	Reihe 7-442	23,97	2513,27	4-Punkt		240,00
	Reihe 7-444	23,97	2513,27	4-Punkt	(2.)	240,00
[5]	Reihe 51-614	22,52	2513,27	10-Punkt	(2.)(3a.)	110,00
	Reihe 51-622	22,52	2513,27	10-Punkt	(3a.)	100,00
	Reihe 51-623	22,52	2513,27	10-Punkt	(3a.)	110,00
	Reihe 53-593	22,52	2513,27	10-Punkt	(3a.)	110,00
	Reihe 53-596	22,52	2513,27	10-Punkt	(3a.)	120,00
	Reihe 53-606	22,52	2513,27	10-Punkt	(3a.)	110,00
[2]	Fig. 66-40	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	80,00
	Fig. 66-43	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	80,00
	Fig. 66-45	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	85,00
	Fig. 67-18	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	80,00
	Fig. 67-21	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	90,00
	Fig. 67-28	22,04	235,62	4-Punkt	(3a.)	93,50
	Fig. 68-95	22,04	461,81	4-Punkt	(3a.)	100,00
	Fig. 68-96	22,04	461,81	4-Punkt	(3a.)	110,00
	Fig. 68-97	22,04	461,81	4-Punkt	(3a.)	110,00
	Fig. 69-25	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	85,00
	Fig. 69-27	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	87,00
	Fig. 69-33	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	95,00
	Fig. 70-31	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	140,00
	Fig. 70-35	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	145,00
	Fig. 70-36	22,04	490,87	4-Punkt	(2.)(3a.)	135,00
	Fig. 71-23	22,04	254,47	4-Punkt	(3a.)	85,00
	Fig. 71-26	22,04	254,47	4-Punkt	(3a.)	83,50
	Fig. 71-30	22,04	254,47	4-Punkt	(3a.)	92,50
	Fig. 72-41	22,04	283,53	4-Punkt	(2.)(3a.)	75,00
	Fig. 72-43	22,04	283,53	4-Punkt	(2.)(3a.)	80,00
	Fig. 72-44	22,04	283,53	4-Punkt	(2.)(3a.)	65,00
	Fig. 223-71	23,88	1786,00	4-Punkt	(2.)(3a.)	240,00
Fig. 223-72	23,88	1786,00	4-Punkt	(2.)(3a.)	210,00	
Fig. 223-87	23,88	1786,00	4-Punkt	(2.)(3a.)	240,00	
[3]	Balken 1024	39,63	3926,99	18-Punkt	(3a.)	244,00
[69]	1	30,89	1061,86	4-Punkt	(3a.)(3b.)	396,00

<sup>27</sup> (1.) Biegeversagen; (2.) Verankerungsversagen Längsbewehrung; (3a.)  $a/h < 2,5$  bzw.  $l_0/h < 10$ ; (3a.)  $a/h < 1$  bzw.  $l_0/h < 4$

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{sI}$	Versuchsart	Ausschluss <sup>27</sup>	Bruchquerkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	kN
	2	30,89	1061,86	4-Punkt	(3a.)	265,00
	3	30,89	1061,86	4-Punkt	(3a.)	150,00
	4	30,89	1061,86	4-Punkt	(3a.)	84,75
	5	30,89	1061,86	4-Punkt		68,25
	6	30,89	1061,86	4-Punkt		63,75
	7-1	32,36	1061,86	4-Punkt		61,00
	7-2	32,36	1061,86	4-Punkt		67,00
	8-1	32,45	1061,86	4-Punkt		64,00
	8-2	32,45	1061,86	4-Punkt		64,00
	9-1	33,23	1061,86	4-Punkt		55,50
	9-2	34,28	1061,86	4-Punkt		55,50
	10-1	31,41	1061,86	4-Punkt	(1.)	48,00
	10-2	31,41	1061,86	4-Punkt	(1.)	52,50
	11/1	36,37	1061,86	Gleichlast	(3a.)	275,48
	11/2	36,37	1061,86	Gleichlast	(3a.)	298,13
	12/1	35,06	1061,86	Gleichlast	(3a.)	202,50
	12/2	35,06	1061,86	Gleichlast	(3a.)	160,50
	13/1	35,58	1061,86	Gleichlast	(3a.)	139,00
	13/2	35,58	1061,86	Gleichlast	(3a.)	139,00
	14/1	34,54	1061,86	Gleichlast	(3a.)	106,95
	14/2	34,54	1061,86	Gleichlast	(3a.)	107,40
	15/1	36,54	1061,86	Gleichlast		95,40
	15/2	36,54	1061,86	Gleichlast		101,60
	16/1	36,02	1061,86	Gleichlast		96,25
	16/2	36,02	1061,86	Gleichlast		95,75
	17/1	33,84	1061,86	Gleichlast		87,60
	17/2	33,84	1061,86	Gleichlast		87,00
	EA1	21,84	933,05	4-Punkt	(3a.)	59,50
	EA2	21,84	911,06	4-Punkt	(3a.)	75,00
	EB1	21,84	981,75	4-Punkt	(3a.)	115,50
	EB2	21,84	970,75	4-Punkt	(3a.)	101,00
	GA1	22,01	933,05	Gleichlast	(3a.)	125,00
	GA2	22,01	911,06	Gleichlast	(3a.)	148,00
	GB1	22,01	981,75	Gleichlast	(3a.)	172,00
	GB2	22,01	970,75	Gleichlast	(3a.)	194,00
	D1/1	31,36	56,55	4-Punkt		7,45
	D1/2	31,36	56,55	4-Punkt		7,35
	D2/1	33,97	226,19	4-Punkt		21,60
	D2/2	33,97	226,19	4-Punkt		23,70
	D3/1	38,08	508,94	4-Punkt		47,30
	D3/2	38,08	508,94	4-Punkt		43,70
	D4/1	36,98	904,78	4-Punkt		75,50
	D4/2	36,98	904,78	4-Punkt		72,75
	C1	40,98	201,06	4-Punkt		22,00
	C2	40,98	603,19	4-Punkt		66,00
	C3	40,98	1206,37	4-Punkt		101,00
	C4	40,98	1206,37	4-Punkt		150,00
	P1	13,22	339,29	4-Punkt	(1.)	48,25
	P2	13,22	678,58	4-Punkt		75,00
	P3	13,22	791,68	4-Punkt		80,00
	P4	14,27	1017,88	4-Punkt		100,00
	P5	13,22	1357,17	4-Punkt	(1.)	100,00
	P6	14,27	452,39	4-Punkt	(1.)(2.)	87,00
	P7	14,27	226,19	4-Punkt	(1.)(2.)	75,00
	P8	26,62	678,58	4-Punkt		90,00
	P9	26,62	1357,17	4-Punkt		105,00

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{sI}$	Versuchsart	Ausschluss <sup>27</sup>	Bruchquerkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	kN
	P10	12,18	565,49	4-Punkt		58,50
	P11	13,49	1017,88	4-Punkt		99,50
	P12	13,49	678,58	4-Punkt	(3a.)	100,00
	P13	13,49	678,58	4-Punkt	(1.)	63,00
	P14	13,49	678,58	4-Punkt		70,00
	E6	30,28	1231,50	4-Punkt	(3a.)	93,00
	G6	28,88	1231,50	Gleichlast	(3a.)	200,50
[74]	III – 24 a	17,79	2578,69	4-Punkt	(3a.)	295,81
	III – 24 b	20,62	2578,69	4-Punkt	(3a.)	302,48
	III – 25 a	24,34	3269,48	4-Punkt	(3a.)	266,89
	III – 25 b	17,24	3269,48	4-Punkt	(1.)(3a.)	289,13
	III – 26 a	21,65	4028,64	4-Punkt	(1.)(3a.)	420,36
	III – 26 b	20,62	4028,64	4-Punkt	(1.)(3a.)	395,89
	III – 27 a	21,37	2578,69	4-Punkt	(3a.)	346,96
	III – 27 b	22,89	2578,69	4-Punkt	(3a.)	355,86
	III – 28 a	23,31	3269,48	4-Punkt	(3a.)	302,48
	III – 28 b	22,41	3269,48	4-Punkt	(3a.)	340,29
	III – 29 a	22,00	4028,64	4-Punkt	(1.)(3a.)	389,22
	III – 29 b	24,96	4028,64	4-Punkt	(3a.)	435,93
	A 1	30,34	1007,16	4-Punkt		120,10
	A 2	31,03	1013,41	4-Punkt		133,45
	A 3	31,03	1060,92	4-Punkt		151,24
	A 4	31,51	1140,09	4-Punkt		142,34
	B 1	21,17	760,06	4-Punkt		112,54
	B 2	21,58	775,90	4-Punkt		120,10
	B 3	19,24	767,98	4-Punkt		111,21
	B 4	16,75	791,73	4-Punkt		111,21
	C1	6,34	387,95	4-Punkt		40,03
	C2	6,07	395,87	4-Punkt		48,93
	C3	6,90	380,03	4-Punkt		50,71
	C4	6,76	395,87	4-Punkt		50,26
	B – 1	36,68	775,90	4-Punkt		57,83
	B – 2	16,69	775,90	4-Punkt		35,59
	B – 3	25,79	775,90	4-Punkt		52,27
	B – 4	15,38	775,90	4-Punkt		40,48
	B – 5	30,68	775,90	4-Punkt		52,04
	B – 6	15,79	775,90	4-Punkt		34,47
	B – 7	30,89	775,90	4-Punkt		51,15
	B – 8	12,20	775,90	4-Punkt		31,14
B – 9	41,16	775,90	4-Punkt		53,38	
B – 10	23,93	775,90	4-Punkt		48,93	
B – 11	38,13	775,90	4-Punkt		60,05	
B – 12	20,20	775,90	4-Punkt		47,15	
B – 13	37,78	775,90	4-Punkt		55,60	
B – 14	22,55	775,90	4-Punkt		43,15	
B – 15	37,37	775,90	4-Punkt		51,15	
B – 16	16,34	775,90	4-Punkt		37,81	
[91]	D – 1	44,34	3546,95	4-Punkt		154,22
	D – 2	38,23	3546,95	4-Punkt		133,81
	D – 3	32,13	3546,95	4-Punkt		131,54
	D – 4	31,61	3546,95	4-Punkt		147,42
	D – 5	38,23	3546,95	4-Punkt		133,81
	D – 6	6,51	3546,95	4-Punkt	(1.)	142,88
	D – 7	28,69	3546,95	4-Punkt		142,88
	D – 8	22,69	3546,95	4-Punkt		120,20
	D – 9	13,41	3546,95	4-Punkt		90,72

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{sI}$	Versuchsart	Ausschluss <sup>27</sup>	Bruchquerkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	kN
	D - 10	23,73	3546,95	4-Punkt		129,27
	D - 11	17,00	3546,95	4-Punkt		111,13
	D - 12	20,71	3546,95	4-Punkt		108,86
	D - 13	18,52	3546,95	4-Punkt		101,15
	D - 14	21,28	3546,95	4-Punkt		108,86
	D - 15	19,87	3546,95	4-Punkt		104,33
	D - 16	23,06	3546,95	4-Punkt		113,40
	D - 17	19,72	3546,95	4-Punkt		106,59
	D - 18	21,70	3546,95	4-Punkt		106,59
	D - 19	24,41	3546,95	4-Punkt		117,93
	D - 20	21,54	3546,95	4-Punkt		108,86
	E - 1	58,53	3546,95	4-Punkt		151,95
	E - 2	42,04	3546,95	4-Punkt		147,42
	E - 3	36,83	3546,95	4-Punkt		131,54
	E - 4	32,38	3546,95	4-Punkt		131,54
	E - 5	17,79	3546,95	4-Punkt		99,79
	A4 - 1	38,81	3546,95	4-Punkt	(3a.)	181,44
	A4 - 2	34,64	3546,95	4-Punkt		136,08
	A4 - 3	37,19	3546,95	4-Punkt		136,98
	A4 - 4	34,64	3546,95	4-Punkt		137,67
	A4 - 5	35,21	3546,95	4-Punkt		136,08
	A4 - 6	39,96	3546,95	4-Punkt		145,15
	A4 - 7	44,81	3546,95	4-Punkt		145,15
	A4 - 8	38,08	3546,95	4-Punkt		127,01
	A4 - 9	42,36	3546,95	4-Punkt		133,81
	A4 - 10	31,55	3546,95	4-Punkt		124,74
	A4 - 11	35,63	3546,95	4-Punkt	(3a.)	249,48
	A4 - 12	39,12	3546,95	4-Punkt	(3a.)	181,44
	A5 - 1	39,59	3546,95	4-Punkt		188,24
	A5 - 2	18,10	33419,07	4-Punkt	(1.)	102,06
	A5 - 3	20,92	2216,94	4-Punkt		97,52
	A5 - 4	20,34	1266,77	4-Punkt	(1.)	97,52
	A5 - 5	22,22	950,08	4-Punkt	(1.)(3a.)	104,33
	A5 - 6	23,94	1108,42	4-Punkt	(1.)(3a.)	122,47
	A5 - 7	23,53	3546,95	4-Punkt		133,81
	D5 - 15	19,87	3546,95	4-Punkt		104,33
[1]	ER1b	27,85	253,35	4-Punkt	(3a.)(3b.)	12,23
	ER2b	29,99	253,35	4-Punkt	(3a.)(3b.)	18,90
	ER3b	26,29	253,35	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	30,43
	ER4b	32,34	253,35	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	21,80
	AR1b	34,32	142,51	4-Punkt	(3a.)(3b.)	5,85
	AR2b	20,60	142,51	4-Punkt	(3a.)(3b.)	5,69
	AR3b	32,34	142,51	4-Punkt	(3a.)(3b.)	6,72
	AR4b	32,03	142,51	4-Punkt	(3a.)(3b.)	8,41
	BR5a	29,84	380,03	4-Punkt	(3a.)(3b.)	19,48
	BR6a	37,30	380,03	4-Punkt	(3a.)(3b.)	19,73
	BR7a	43,29	380,03	4-Punkt	(3a.)(3b.)	25,73
	BR8a	42,98	380,03	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	30,36
	DR1b	36,10	395,87	4-Punkt	(3a.)(3b.)	19,68
	DR2b	35,26	395,87	4-Punkt	(3a.)(3b.)	27,62
	DR3b	34,11	395,87	4-Punkt	(3a.)(3b.)	15,84
	DR4b	34,17	395,87	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	29,85
	AR1a	32,24	395,87	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	11,17
	AR2a	38,18	395,87	4-Punkt	(3a.)(3b.)	7,78
	AR3a	34,53	395,87	4-Punkt	(2.)(3a.)(3b.)	14,90
	AR4a	39,12	395,87	4-Punkt	(3a.)(3b.)	6,72



## Bauteile mit Querkraftbewehrung

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schrägstäbe	Versuchsart	Ausschluss <sup>28</sup>	Bruchquerkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
[6]	Reihe a 295	23,97	1815,84	x		4-Punkt	(1.)	135,00
	Reihe a 296	23,97	1815,84	x		4-Punkt	(1.)	140,00
	Reihe a 299	23,97	1815,84	x		4-Punkt	(1.)	140,00
	Reihe b 317	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(1.)(2a.)	207,50
	Reihe b 318	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(1.)	210,00
	Reihe b-319	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(1.)(2a.)	225,00
	Reihe c-320	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(1.)	195,00
	Reihe c-321	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(1.)	195,00
	Reihe d-324	23,97	2640,51	x		4-Punkt		165,00
	Reihe d-327	23,97	2640,51	x		4-Punkt	(2a.)	165,00
	Reihe 4-435	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	110,00
	Reihe 4-437	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	110,00
	Reihe 4-439	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	110,00
	Reihe 5-412	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	85,00
	Reihe 5-430	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	85,00
	Reihe 5-431	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	80,00
	Reihe 6-438	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	140,00
	Reihe 6-440	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	130,00
	Reihe 6-443	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	130,00
	Reihe 8-445	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	190,00
	Reihe 8-446	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	181,50
	Reihe 8-448	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	172,50
	Reihe 9-447	23,97	2513,27	x		4-Punkt		170,00
	Reihe 9-449	23,97	2513,27	x		4-Punkt		150,00
	Reihe 9-450	23,97	2513,27	x		4-Punkt		170,00
	Reihe 10-451	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	157,50
	Reihe 10-452	23,97	2513,27	x		4-Punkt		130,00
	Reihe 10-454	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	160,00
	Reihe 11-453	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	190,00
	Reihe 11-455	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	187,50
	Reihe 11-456	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	186,50
	Reihe 12-457	23,97	2513,27	x		4-Punkt		180,00
	Reihe 12-458	23,97	2513,27	x		4-Punkt		185,00
	Reihe 12-459	23,97	2513,27	x		4-Punkt		175,00
	Reihe 13-460	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	160,00
	Reihe 13-461	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	172,50
	Reihe 13-468	23,97	2513,27	x		4-Punkt		160,00
	Reihe 14-462	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2b.)	200,00
	Reihe 14-469	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2b.)	189,50
	Reihe 14-502	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2b.)	170,00
Reihe 15-463	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	210,00	
Reihe 15-474	23,97	2513,27	x		4-Punkt		210,00	
Reihe 15-475	23,97	2513,27	x		4-Punkt		220,00	
Reihe 16-480	23,97	2513,27	x		4-Punkt		210,00	
Reihe 16-481	23,97	2513,27	x		4-Punkt		200,00	
Reihe 16-483	23,97	2513,27	x		4-Punkt		190,00	
Reihe 17-482	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	190,00	
Reihe 17-487	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	172,50	

<sup>28</sup> (1.) Biegeversagen; (2a.) Verankerungsversagen Längsbewehrung; (2b.) Verankerungsversagen Bügelbewehrung; (3a.)  $a/h < 2,5$  bzw.  $l_0/h < 10$ ; (3a.)  $a/h < 1$  bzw.  $l_0/h < 4$ ; (4.) Stegaufspalten; (5.) Plattendurchstanzen;

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schräg- stäbe	Versuchsart	Aus- schluss <sup>28</sup>	Bruch- querkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
	Reihe 17-488	23,97	2513,27	x		4-Punkt		182,50
	Reihe 18-489	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	200,00
	Reihe 18-491	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	200,00
	Reihe 18-492	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(5.)	207,50
	Reihe 19-493	23,97	2513,27	x		4-Punkt		165,00
	Reihe 19-495	23,97	2513,27	x		4-Punkt		164,00
	Reihe 19-497	23,97	2513,27	x		4-Punkt		160,00
	Reihe 20-503	23,97	2513,27	x		4-Punkt		170,00
	Reihe 20-508	23,97	2513,27	x		4-Punkt		170,00
	Reihe 20-509	23,97	2513,27	x		4-Punkt		166,00
	Reihe 21-496	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)(2a.)	200,00
	Reihe 21-499	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)	190,00
	Reihe 21-500	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)	205,00
	Reihe 22-517	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)(2a.)	180,00
	Reihe 22-520	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)	170,00
	Reihe 22-521	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(1.)(2a.)	175,00
	Reihe 23-511	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	150,00
	Reihe 23-512	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	150,00
	Reihe 23-514	23,97	2513,27	x		4-Punkt	(2a.)	160,00
[4]	Reihe f-300	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	135,00
	Reihe f-305	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	140,00
	Reihe f-308	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	145,00
	Reiheg-312	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	165,00
	Reiheg-315	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	160,00
	Reiheg-316	23,39	1815,84		x	4-Punkt	(1.)(4.)	160,00
	Reihe 24-490	23,59	2463,01		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	140,00
	Reihe 24-494	23,49	2463,01		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	140,00
	Reihe 24-498	23,39	2463,01		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	145,00
	Reihe 25-513	23,30	2463,01		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	170,00
	Reihe 25-515	23,20	2463,01		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	164,50
	Reihe 25-516	23,30	2463,01		x	4-Punkt	(4.)	182,50
	Reihe 26-501	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	180,00
	Reihe 26-507	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	190,00
	Reihe 26-510	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	190,00
	Reihe 27-518	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	220,00
	Reihe 27-519	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	226,50
	Reihe 27-522	23,39	2463,01	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)	225,00
	Reihe 28-527	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	180,00
	Reihe 28-530	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	167,50
	Reihe 28-534	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	180,00
	Reihe 29-526	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	190,00
	Reihe 29-528	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 29-529	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	220,00
	Reihe 30-531	23,39	2497,57	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 30-532	23,39	2497,57	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	248,00
	Reihe 30-533	23,39	2497,57	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,50
	Reihe 31-535	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	190,00
	Reihe 31-536	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	190,00
	Reihe 31-537	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	190,00
	Reihe 32-538	23,39	2517,20	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	222,00
	Reihe 32-539	23,39	2517,20	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	230,00
	Reihe 32-540	23,39	2517,20	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	220,00
	Reihe 33-541	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	210,00
	Reihe 33-542	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	210,00
	Reihe 33-543	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	210,00

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schräg- stäbe	Versuchsart	Aus- schluss <sup>28</sup>	Bruch- querkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
	Reihe 34-544	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	210,00
	Reihe 34-545	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(4.)	190,00
	Reihe 34-546	23,39	2517,20		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	190,00
	Reihe 35-547	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(4.)	210,00
	Reihe 35-549	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(4.)	200,00
	Reihe 35-551	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(4.)	205,00
	Reihe 36-548	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(4.)	230,00
	Reihe 36-550	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	220,00
	Reihe 36-552	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	240,00
	Reihe 37-553	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	210,00
	Reihe 37-558	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	230,00
	Reihe 37-561	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	230,00
	Reihe 38-554	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 38-555	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	202,50
	Reihe 38-556	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	250,00
	Reihe 39-559	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	205,00
	Reihe 39-562	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	210,00
	Reihe 39-563	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	216,50
	Reihe 40-557	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	230,00
	Reihe 40-560	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 40-564	23,39	2536,05		x	4-Punkt	(4.)	232,50
	Reihe 41-567	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(4.)	229,00
	Reihe 41-568	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 41-570	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 42-398	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	240,00
	Reihe 42-583	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(4.)	240,00
	Reihe 42-584	23,39	2562,75		x	4-Punkt	(4.)	230,00
	Reihe 43-587	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	210,00
	Reihe 43-588	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(4.)	202,50
	Reihe 43-589	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	200,00
	Reihe 44-591	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	230,00
	Reihe 44-594	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 44-595	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(2a.)(4.)	230,00
	Reihe 45-598	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	200,00
	Reihe 45-599	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	200,00
	Reihe 45-600	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	191,00
	Reihe 46-601	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(4.)	220,00
	Reihe 46-602	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(4.)	212,50
	Reihe 46-603	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(4.)	215,00
	Reihe 47-604	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 47-605	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 47-607	23,39	3089,76		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 48-608	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(4.)	220,00
	Reihe 48-609	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	232,50
	Reihe 48-610	23,39	2510,92		x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	232,50
	Reihe 49-611	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 49-612	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	240,00
	Reihe 49-613	23,39	2515,63		x	4-Punkt	(1.)(4.)	250,00
	Reihe 50-585	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(4.)	187,50
	Reihe 50-586	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(4.)	180,00
	Reihe 50-590	23,39	2497,57		x	4-Punkt	(4.)	190,00
[5]	Reihe 52-615	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	150,00
	Reihe 52-620	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	160,00
	Reihe 52-621	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	150,00
	Reihe 54-565	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	210,00

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schräg- stäbe	Versuchsart	Aus- schluss <sup>28</sup>	Bruch- querkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
	Reihe 54-566	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	220,00
	Reihe 54-569	22,52	2513,27	x		10-Punkt	(2a.)(3a.)	210,00
	Reihe 55-630	22,52	2463,01		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	180,00
	Reihe 55-640	22,52	2463,01		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	160,00
	Reihe 55-641	22,52	2463,01		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	160,00
	Reihe 56-632	22,52	2463,01	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)	230,00
	Reihe 56-633	22,52	2463,01	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)	224,00
	Reihe 56-635	22,52	2463,01	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)	230,00
	Reihe 57-643	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	192,00
	Reihe 57-648	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	214,00
	Reihe 57-649	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	210,00
	Reihe 58-644	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 58-646	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	210,00
	Reihe 58-653	22,52	2472,43		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 59-651	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	202,00
	Reihe 59-654	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	194,00
	Reihe 59-657	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	190,00
	Reihe 60-658	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 60-660	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	210,00
	Reihe 60-661	22,52	2497,57		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 61-662	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	200,00
	Reihe 61-663	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	190,00
	Reihe 61-685	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	190,00
	Reihe 62-688	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 62-691	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	228,00
	Reihe 62-692	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	230,00
	Reihe 63-693	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	204,00
	Reihe 63-694	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	200,00
	Reihe 63-697	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	210,00
	Reihe 64-695	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	244,00
	Reihe 64-698	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	240,00
	Reihe 64-703	22,52	2489,71	x	x	10-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	240,00
	Reihe 65-696	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	230,00
	Reihe 65-699	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	220,00
	Reihe 65-700	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	230,00
	Reihe 66-702	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	230,00
	Reihe 66-704	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(3a.)(4.)	234,00
	Reihe 66-708	22,52	2498,35		x	10-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	230,00
[2]	Fig. 73-29	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	38,75
	Fig. 73-32	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	40,00
	Fig. 73-37	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	37,50
	Fig. 74-34	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(2a.)(3a.)	52,50
	Fig. 74-38	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(2a.)(3a.)	60,00
	Fig. 74-39	22,04	380,13	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	62,50
	Fig. 76-49	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	41,25
	Fig. 76-51	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	42,50
	Fig. 76-53	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	45,00
	Fig. 77-48	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	42,00
	Fig. 77-52	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	42,50
	Fig. 77-56	22,04	235,62		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	42,00
	Fig. 78-59	22,04	232,48		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	43,75
	Fig. 78-60	22,04	232,48		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	45,00
	Fig. 78-63	22,04	232,48		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	47,50
	Fig. 79-58	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	85,00
	Fig. 79-61	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	85,00

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schräg- stäbe	Versuchsart	Aus- schluss <sup>28</sup>	Bruch- querkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
	Fig. 79-62	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	90,00
	Fig. 80-64	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	105,00
	Fig. 80-65	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	107,50
	Fig. 80-68	22,04	763,41		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	107,50
	Fig. 81-42	22,04	746,13		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	85,00
	Fig. 81-47	22,04	746,13		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	85,00
	Fig. 81-50	22,04	746,13		x	4-Punkt	(2a.)(3a.)(4.)	85,00
	Fig. 82-54	22,04	746,13		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	97,50
	Fig. 82-55	22,04	746,13		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	100,00
	Fig. 82-57	22,04	746,13		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	97,50
	Fig. 224-74	23,88	1786,00	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	157,00
	Fig. 224-75	23,88	1786,00	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	150,00
	Fig. 224-78	23,88	1786,00	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	150,00
	Fig. 226-79	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	170,00
	Fig. 226-80	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	165,00
	Fig. 226-81	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	165,00
	Fig. 227-82	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	195,00
	Fig. 227-83	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	210,00
	Fig. 227-84	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	210,00
	Fig. 228-85	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	232,50
	Fig. 228-86	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	240,00
	Fig. 228-90	23,88	1822,12	x	x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	225,00
	Fig. 229-70	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	250,00
	Fig. 229-78	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	240,00
	Fig. 229-73	23,88	1822,12		x	4-Punkt	(3a.)(4.)	250,00
[3]	Balken 1026	39,63	3926,99		x	18-Punkt	(3a.)(4.)	595,00
	Balken 1025	39,63	3659,96		x	18-Punkt	(3a.)(4.)	600,00
	Balken 1031	39,63	3348,94		x	18-Punkt	(3a.)(4.)	480,00
	Balken 1032	39,63	3926,99		x	18-Punkt	(3a.)(4.)	460,00
[60]	Reihe I,1-1197	13,53	4181,46	x	x	5-Punkt	(3a.)(4.)	475,00
	Reihe I,1-1200	13,53	4181,46	x	x	5-Punkt	(3a.)(4.)	495,00
	Reihe III,6-1189	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	525,00
	Reihe III,6-1193	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	500,00
	Reihe III,7-1190	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	385,00
	Reihe III,7-1194	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	375,00
	Reihe III,8-1191	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	475,00
	Reihe III,8-1195	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	400,00
	Reihe III,9-1192	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	475,00
	Reihe III,9-1196	13,53	4417,08	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	411,50
[71]	E1	30,28	1231,50		x	4-Punkt	(1.)(3a.)(4.)	170,50
	E2	33,06	1231,50	x		4-Punkt	(3a.)	195,00
	E3	30,28	1231,50	x		4-Punkt	(3a.)	188,50
	E4	33,06	1231,50	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	187,50
	E5/1	33,06	1231,50	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	189,00
	E5/2	30,28	1231,50	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	264,00
	G1	33,06	1231,50		x	Gleichlast	(3a.)(4.)	307,50
	G3	28,88	1231,50	x		Gleichlast	(3a.)	301,00
	G5	28,88	1231,50	x		Gleichlast	(3a.)	296,50
	ET1	24,80	1256,64	x		4-Punkt	(1.)	140,00
	ET2	24,80	1256,64	x		4-Punkt	(1.)	131,50
	ET3	24,80	1256,64	x		4-Punkt	(1.)	127,50
	ET4	24,80	1256,64	x		4-Punkt		99,00
	GT1	21,84	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	240,00
	GT2	21,84	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	230,00

Quelle	Versuch	$f_{cm}$	$A_{s1}$	Bügel	Schräg- stäbe	Versuchsart	Aus- schluss <sup>28</sup>	Bruch- querkraft
-	-	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	-	-	-	kN
	GT3/1	21,84	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	172,00
	GT4/1	21,84	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	147,00
	GT3/2	24,97	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	236,00
	GT4/2	24,97	1256,64	x		Gleichlast	(3a.)	180,00
[70]	Reihe I-TA 1	18,27	2714,34	x		4-Punkt		342,00
	Reihe I-TA 2	18,27	2714,34	x		4-Punkt		325,50
	Reihe I-TA 3	16,97	2714,34	x		4-Punkt		277,50
	Reihe I-TA 4	16,97	2714,34	x		4-Punkt		234,00
	Reihe II-TA 13	21,05	2714,34	x		4-Punkt		350,00
	Reihe II-TA 14	21,05	2714,34	x		4-Punkt		340,00
	Reihe II-TA 15	20,62	2714,34	x		4-Punkt		298,00
	Reihe III-TA 9	28,01	2714,34	x		4-Punkt	(1.)	350,00
	Reihe III-TA 10	28,01	2714,34	x		4-Punkt	(1.)	357,00
	Reihe III-TA 11	28,97	2714,34	x		4-Punkt	(1.)	342,00
	Reihe III-TA 12	28,97	2714,34	x		4-Punkt		270,00
	Reihe IV-TA 5	16,53	2714,34	x	x	4-Punkt	(1.)(2a.)(4.)	231,00
	Reihe IV-TA 17	21,92	2714,34	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	345,00
	Reihe IV-TA 18	29,75	2714,34	x	x	4-Punkt	(1.)(4.)	354,50
	Reihe V-TA 6	16,53	2714,34	x		4-Punkt		237,00
	Reihe V-TA 16	20,62	2714,34	x		4-Punkt		299,00
	Reihe V-TA 7	16,53	2714,34	x		4-Punkt		273,00
	Reihe V-TA 8	16,53	2714,34	x		4-Punkt		276,50
[74]	III – 30	25,37	402864	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	478,18
	III – 31	22,41	402864	x		4-Punkt	(1.)(3a.)	507,10

## Rechenergebnisse nach DIN EN 1992-1-1 + NAD

### Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Quelle	Versuch	$a/h$	$l_0/h$	Rechn. $M_{max}$	Exp. $M_{max}$	Rechn. $Q_{max}$	Exp. $Q_{max}$
-	-	-	-	kNm	kNm	kN	kN
[6]	Reihe e-330	2,50	7,50	281,27	260,00	66,23	260,00
	Reihe e-331	2,50	7,50	281,27	220,00	66,23	220,00
	Reihe 1-432	2,50	7,50	245,87	160,00	67,43	160,00
	Reihe 7-441	2,50	7,50	245,87	240,00	67,43	240,00
	Reihe 7-442	2,50	7,50	245,87	240,00	67,43	240,00
[5]	Reihe 51-622	0,56	7,50	244,68	55,55	66,04	100,00
	Reihe 51-623	0,56	7,50	244,68	61,11	66,04	110,00
	Reihe 53-593	0,56	7,50	244,68	61,11	66,04	110,00
	Reihe 53-596	0,56	7,50	244,68	66,66	66,04	120,00
	Reihe 53-606	0,56	7,50	244,68	61,11	66,04	110,00
[2]	Fig. 66-40	1,67	6,67	20,60	40,00	27,09	80,00
	Fig. 66-43	1,67	6,67	20,60	40,00	27,09	80,00
	Fig. 66-45	1,67	6,67	20,60	42,50	27,09	85,00
	Fig. 67-18	1,67	6,67	20,83	40,00	32,82	80,00
	Fig. 67-21	1,67	6,67	20,83	45,00	32,82	90,00
	Fig. 67-28	1,67	6,67	20,83	46,75	32,82	93,50
	Fig. 68-95	1,67	6,67	60,75	50,00	53,65	100,00
	Fig. 68-96	1,67	6,67	60,75	55,00	53,65	110,00
	Fig. 68-97	1,67	6,67	60,75	55,00	53,65	110,00
	Fig. 71-23	1,67	6,67	19,38	42,50	33,46	85,00
	Fig. 71-26	1,67	6,67	19,38	41,75	33,46	83,50
Fig. 71-30	1,67	6,67	19,38	46,25	33,46	92,50	
[3]	Balken 1024	0,24	7,71	703,63	185,23	160,42	244,00
[69]	2	1,25	3,59	113,18	106,00	56,60	265,00
	3	1,69	4,53	113,18	81,00	56,60	150,00
	4	2,09	5,31	113,18	56,78	56,60	84,75
	5	2,53	6,09	113,18	55,28	56,60	68,25
	6	3,44	7,34	113,18	70,13	56,60	63,75
	7-1	4,22	9,69	114,21	82,35	57,49	61,00
	7-2	4,22	9,69	114,21	90,45	57,49	67,00
	8-1	5,06	11,25	114,27	103,68	57,54	64,00
	8-2	5,06	11,25	114,27	103,68	57,54	64,00
	9-1	5,91	18,13	114,78	104,90	58,00	55,50
	9-2	5,91	18,13	115,42	104,90	58,60	55,50
	11/1	0,00	4,69	116,60	103,30	59,77	275,48
	11/2	0,00	4,69	116,60	111,80	59,77	298,13
	12/1	0,00	6,25	115,88	101,25	59,04	202,50
	12/2	0,00	6,25	115,88	80,25	59,04	160,50
	13/1	0,00	7,81	116,18	86,88	59,33	139,00
	13/2	0,00	7,81	116,18	86,88	59,33	139,00
	14/1	0,00	9,38	115,58	80,21	58,75	106,95
	14/2	0,00	9,38	115,58	80,55	58,75	107,40
	15/1	0,00	12,50	116,69	95,40	59,86	95,40
	15/2	0,00	12,50	116,69	101,60	59,86	101,60
	16/1	0,00	15,63	116,41	120,31	59,57	96,25
	16/2	0,00	15,63	116,41	119,69	59,57	95,75
	17/1	0,00	18,75	115,16	131,40	58,35	87,60
	17/2	0,00	18,75	115,16	130,50	58,35	87,00
	EA1	2,34	6,25	61,19	44,63	48,85	59,50
EA2	2,34	6,25	85,86	56,25	48,69	75,00	
EB1	2,34	6,25	89,76	86,63	49,69	115,50	

	EB2	2,34	6,25	53,12	75,75	49,50	101,00
	GA1	0,00	6,25	61,25	62,50	48,98	125,00
	GA2	0,00	6,25	86,01	74,00	48,82	148,00
	GB1	0,00	6,25	89,93	86,00	49,82	172,00
	GB2	0,00	6,25	74,13	97,00	49,63	194,00
	D1/1	2,63	6,50	1,59	1,56	3,89	7,45
	D1/2	2,63	6,50	1,59	1,54	3,89	7,35
	D2/1	2,63	6,50	14,95	9,07	15,96	21,60
	D2/2	2,63	6,50	14,95	9,95	15,96	23,70
	D3/1	2,63	6,50	50,51	29,80	36,86	47,30
	D3/2	2,63	6,50	50,51	27,53	36,86	43,70
	D4/1	2,63	6,50	124,72	63,42	60,59	75,50
	D4/2	2,63	6,50	124,72	61,11	60,59	72,75
	C1	2,50	5,56	12,09	9,90	17,11	22,00
	C2	2,73	6,06	69,59	59,40	35,51	66,00
	C3	2,70	6,00	217,56	136,35	85,53	101,00
	C4	2,69	5,97	308,32	270,00	107,77	150,00
	P2	3,13	9,38	29,45	37,50	49,15	75,00
	P3	3,13	9,38	33,43	40,00	51,74	80,00
	P4	3,13	9,38	41,39	50,00	57,70	100,00
	P8	3,13	9,38	31,84	45,00	62,06	90,00
	P9	3,13	9,38	58,96	52,50	78,19	105,00
	P10	2,92	7,92	16,78	20,48	35,96	58,50
	P11	3,50	11,11	48,15	62,69	61,90	99,50
	P12	2,19	7,50	29,54	35,00	49,47	100,00
	P14	3,50	12,50	29,54	39,20	49,47	70,00
	E6	2,34	6,25	135,60	69,75	61,43	93,00
	G6	0,00	6,25	134,34	100,25	60,48	200,50
[74]	III – 24 a	1,33	4,00	323,55	240,43	75,44	295,81
	III – 24 b	1,33	4,00	338,61	245,86	79,24	302,48
	III – 25 a	1,33	4,00	418,52	216,93	83,75	266,89
	III – 27 a	1,33	4,00	341,98	282,01	80,20	346,96
	III – 27 b	1,33	4,00	348,04	289,24	82,05	355,86
	III – 28 a	1,33	4,00	412,87	245,86	82,55	302,48
	III – 28 b	1,33	4,00	407,54	276,59	81,47	340,29
	III – 29 b	1,33	4,00	473,41	354,32	84,45	435,93
	A 1	2,63	5,25	72,24	96,09	51,39	120,10
	A 2	2,63	5,25	74,44	106,77	52,55	133,45
	A 3	2,63	5,25	58,99	121,01	52,74	151,24
	A 4	2,63	5,25	83,77	113,89	53,32	142,34
	B 1	2,63	5,25	54,77	90,04	42,97	112,54
	B 2	2,63	5,25	56,57	96,09	43,63	120,10
	B 3	2,63	5,25	42,95	88,98	41,99	111,21
	B 4	2,63	5,25	56,05	88,98	40,61	111,21
	C1	2,63	5,25	25,50	32,03	23,03	40,03
	C2	2,63	5,25	25,99	39,15	22,97	48,93
	C3	2,63	5,25	26,23	40,57	23,71	50,71
	C4	2,63	5,25	27,46	40,22	23,92	50,26
	B – 1	3,33	10,00	59,07	58,75	46,99	57,83
	B – 2	3,33	10,00	52,53	36,16	36,14	35,59
	B – 3	3,33	10,00	56,76	53,10	41,78	52,27
	B – 4	3,33	10,00	51,50	41,13	35,17	40,48
	B – 5	3,33	10,00	58,00	52,88	44,27	52,04
	B – 6	3,33	10,00	51,84	35,03	35,48	34,47
	B – 7	3,33	10,00	58,04	51,97	44,37	51,15
	B – 8	3,33	10,00	48,12	31,64	32,56	31,14
	B – 9	3,33	10,00	59,66	54,23	48,83	53,38
	B – 10	3,33	10,00	56,16	49,71	40,75	48,93



	B -11	3,33	10,00	59,27	61,01	47,60	60,05
	B -12	3,33	10,00	54,61	47,91	38,52	47,15
	B -13	3,33	10,00	59,23	56,49	47,45	55,60
	B -14	3,33	10,00	55,64	43,84	39,95	43,15
	B -15	3,33	10,00	59,17	51,97	47,28	51,15
	B -16	3,33	10,00	52,27	38,41	35,89	37,81
[91]	D - 1	3,00	9,09	187,66	193,90	97,06	154,22
	D - 2	3,00	9,09	185,07	168,24	92,38	133,81
	D - 3	3,00	9,09	181,50	165,39	87,18	131,54
	D - 4	3,00	9,09	181,13	185,35	86,71	147,42
	D - 5	3,00	9,09	185,07	168,24	92,38	133,81
	D - 7	3,00	9,09	178,81	179,65	83,95	142,88
	D - 8	3,00	9,09	172,18	151,13	77,63	120,20
	D - 9	3,00	9,09	150,21	114,06	65,14	90,72
	D - 10	3,00	9,09	173,57	162,54	78,81	129,27
	D - 11	3,00	9,09	161,57	139,72	70,52	111,13
	D - 12	3,00	9,09	169,14	136,87	75,30	108,86
	D - 13	3,00	9,09	165,03	127,18	72,55	101,15
	D - 14	3,00	9,09	170,08	136,87	75,99	108,86
	D - 15	3,00	9,09	167,68	131,17	74,28	104,33
	D - 16	3,00	9,09	172,68	142,58	78,05	113,40
	D - 17	3,00	9,09	167,39	134,02	74,08	106,59
	D - 18	3,00	9,09	170,73	134,02	76,49	106,59
	D - 19	3,00	9,09	174,41	148,28	79,55	117,93
	D - 20	3,00	9,09	170,49	136,87	76,30	108,86
	E - 1	3,40	9,09	191,60	216,53	106,47	151,95
	E - 2	3,40	9,09	186,78	210,07	95,35	147,42
	E - 3	3,40	9,09	184,35	187,45	91,23	131,54
	E - 4	3,40	9,09	181,67	187,45	87,40	131,54
	E -5	3,40	9,09	163,43	142,20	71,58	99,79
	A4 - 1	2,36	9,09	185,35	179,73	92,84	181,44
	A4 - 2	3,27	9,09	183,12	186,64	89,39	136,08
	A4 - 3	3,45	9,09	184,54	198,33	91,53	136,98
	A4 - 4	3,64	9,09	183,12	209,80	89,39	137,67
	A4 - 5	3,00	9,09	183,45	171,09	89,88	136,08
	A4 - 6	3,64	9,09	185,88	221,21	93,75	145,15
	A4 - 7	3,00	9,09	187,83	182,50	97,40	145,15
	A4 - 8	3,82	9,09	184,99	203,23	92,26	127,01
	A4 - 9	4,00	9,09	186,90	224,32	95,59	133,81
	A4 - 10	4,18	9,09	181,08	218,62	86,65	124,74
	A4 - 11	1,82	9,09	183,69	190,10	90,23	249,48
	A4 -12	2,36	9,09	185,50	179,73	93,09	181,44
	A5 - 1	3,00	9,09	190,26	236,68	124,62	188,24
	A5 - 3	3,00	9,09	125,22	122,61	76,24	97,52
	A5 - 7	3,00	9,09	219,96	168,24	92,53	133,81
	D5 - 15	3,00	9,09	167,68	131,17	74,28	104,33

### Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Quelle	Versuch	$a/h$	$l_0/h$	Rechn. $M_{max}$	Exp. $M_{max}$	Rechn. $Q_{max}$	Exp. $Q_{max}$
-	-	-	-	kNm	kNm	kN	kN
[6]	Reihe d-324	2,50	7,50	281,27	165,00	100,14	165,00
	Reihe 9-447	2,50	7,50	245,87	170,00	89,33	170,00
	Reihe 9-449	2,50	7,50	245,87	150,00	89,33	150,00
	Reihe 9-450	2,50	7,50	245,87	170,00	89,33	170,00
	Reihe 10-452	2,50	7,50	245,87	130,00	69,53	130,00
	Reihe 12-457	2,50	7,50	245,87	180,00	104,37	180,00
	Reihe 12-458	2,50	7,50	245,87	185,00	104,37	185,00
	Reihe 12-459	2,50	7,50	245,87	175,00	104,37	175,00
	Reihe 13-468	2,50	7,50	245,87	160,00	77,98	160,00
	Reihe 15-474	2,50	7,50	245,87	210,00	216,71	210,00
	Reihe 15-475	2,50	7,50	245,87	220,00	216,71	220,00
	Reihe 16-480	2,50	7,50	245,87	210,00	134,47	210,00
	Reihe 16-481	2,50	7,50	245,87	200,00	134,47	200,00
	Reihe 16-483	2,50	7,50	245,87	190,00	134,47	190,00
	Reihe 17-488	2,50	7,50	245,87	182,50	94,90	182,50
	Reihe 19-493	2,50	7,50	245,87	165,00	104,37	165,00
	Reihe 19-495	2,50	7,50	245,87	164,00	104,37	164,00
	Reihe 19-497	2,50	7,50	245,87	160,00	104,37	160,00
	Reihe 20-503	2,50	7,50	245,87	170,00	104,37	170,00
	Reihe 20-508	2,50	7,50	245,87	170,00	104,37	170,00
Reihe 20-509	2,50	7,50	245,87	166,00	104,37	166,00	
[71]	E2	2,34	6,25	137,79	146,25	158,03	195,00
	E3	2,34	6,25	135,60	141,38	169,26	188,50
	G3		6,25	134,34	150,50	169,26	301,00
	G5		6,25	134,34	148,25	249,34	296,50
	ET4	3,00	8,57	140,88	103,95	75,31	99,00
	GT1		8,57	138,11	180,00	140,78	240,00
	GT2		8,57	138,11	172,50	140,78	230,00
	GT3/1		8,57	138,11	129,00	132,66	172,00
	GT4/1		8,57	138,11	110,25	66,33	147,00
	GT3/2		8,57	141,03	177,00	103,82	236,00
	GT4/2		8,57	141,03	135,00	75,84	180,00
[70]	Reihe I-TA 1	2,56	6,82	379,22	384,75	218,43	342,00
	Reihe I-TA 2	2,84	6,82	379,22	406,88	218,43	325,50
	Reihe I-TA 3	2,84	6,82	376,26	346,88	202,83	277,50
	Reihe I-TA 4	2,84	6,82	376,26	292,50	202,83	234,00
	Reihe II-TA 13	2,84	6,82	384,30	437,50	251,71	350,00
	Reihe II-TA 14	2,84	6,82	384,30	425,00	251,71	340,00
	Reihe II-TA 15	2,84	6,82	367,60	372,50	246,51	298,00
	Reihe III-TA 12	2,84	6,82	393,42	337,50	223,86	270,00
	Reihe V-TA 6	2,84	6,82	375,17	296,25	197,63	237,00
	Reihe V-TA 16	2,84	6,82	367,60	373,75	246,51	299,00
	Reihe V-TA 7	2,84	6,82	375,17	341,25	197,63	273,00
	Reihe V-TA 8	2,84	6,82	375,17	345,63	197,63	276,50