



Manuel Gilhofer, BSc

**Experimentelle Untersuchung zum Einfluss  
des statischen Systems und der Belastungsart auf das  
Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querbewehrung**

**MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue  
Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Werner Theiler

Institut für Betonbau  
Lessingstraße 25/I, A-8010 Graz

Graz, September 2014

## Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

## Affidavit

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

.....

Datum / Date

.....

Unterschrift / Signature

## Danksagung

Zu Beginn bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Nguyen Viet Tue, der mir das Thema zu dieser Masterarbeit vorschlug und sich stets sehr viel Zeit für Diskussionen nahm. Großer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung, welcher mich im Zuge meiner Arbeit betreute und mir stets neue Anregungen und Hilfestellungen für diese Arbeit gab. Des Weiteren danke ich Herrn Dipl.-Ing. Philipp Hadl für die Betreuung und Organisation im Zuge der Herstellung der Versuchskörper und auch allen anderen Mitarbeitern des Institutes für Betonbau für die anregenden Gespräche. Den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz, vor allem Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag, Herrn Dipl.-Ing. Josef Linder, Herrn Ing. Uwe Fülöp und Herrn Hannes Koitz, danke ich für ihre Unterstützung im Zuge der Versuchsplanung und die perfekte Durchführung der Versuche.

Der SW Umwelttechnik Österreich GmbH, im besonderen Herrn Ing. Anton Steiner (Betriebsleiter des Produktionsstandortes Lienz) danke ich für die Möglichkeit, dass die Versuchskörper in ihrem Werk unter optimalen Bedingungen hergestellt werden konnten.

Herrn Dipl.-Ing. Florian Hude vom Stahlwerk Annahütte (Max Aicher GmbH & Co. KG) danke ich für die kostenlose Zurverfügungstellung der hochfesten Bewehrung SAS 670/800.

Für die Finanzierung der Versuche gilt aller Dank der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) aus Deutschland, ohne die das umfangreiche Versuchsprogramm nicht möglich gewesen wäre.

Der wohl größte Dank gebührt meiner Familie, vor allem meinen Eltern Franziska und Roland, die mir mein Studium finanziell ermöglichten und mir auch in allen anderen Belangen immer mit Rat und Tat zur Seite stehen.

Meiner Freundin Martina gebührt außerordentlicher Dank dafür, dass sie mich immer unterstützte und ermutigte, auch wenn ich während des Verfassens dieser Arbeit leider nicht immer viel Zeit für sie hatte.

Nicht zu vergessen sind meine Freunde zu Hause in Oberösterreich, für die in den letzten fünf Jahren oft zu wenig Zeit blieb. Ich danke euch für euer Verständnis!

Zu guter Letzt bedanke ich mich bei meinen Studienkollegen, insbesondere der „Gruppe 1“ (Christian, Gregor, Irene, Martin, Matthias, Michael, Stefan), für die zahlreichen amüsanten Stunden mit ihnen, sei es im Hörsaal, beim Kaffeeautomaten oder abseits des Universitätscampus.

## Kurzfassung

Das Tragverhalten von schubslanken Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung ist seit etwa 60 Jahren Gegenstand der Forschung. Trotz großer Bemühungen gibt es bis heute noch keine allgemein anerkannte Theorie für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit. Meist wird die Querkrafttragfähigkeit als vom begleitend wirkenden Biegemoment unabhängig angesehen. Da die Querkraft aus der Änderung des Biegemoments resultiert, ist eine Vernachlässigung des möglichen Effekts der Biegebeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit aus mechanischer Sicht aber nicht konsistent. Mit der Einführung des *fib* Model Code 2010 wurde nun erstmalig der Einfluss des Biegemoments auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt.

In dieser Arbeit werden zunächst die aktuellen Bemessungsmodelle des Eurocode 2 und *fib* Model Code 2010 betrachtet. Unter Berücksichtigung der Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Biegebeanspruchung nach *fib* Model Code 2010 werden anschließend verschiedene Schubfeldtypen klassifiziert und diese anhand der Bemessungsgleichungen nach Eurocode 2 und *fib* Model Code 2010 verglichen. Anschließend wird für die experimentelle Untersuchung des Einflusses der Biegebeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit eine Versuchsserie geplant und durchgeführt, in der alle möglichen Kombinationen zwischen Momenten- und Querkraftverläufen (Schubfeldtypen) untersucht werden. Der Einfluss des Biegemoments auf die Querkrafttragfähigkeit konnte mit diesen Versuchen bestätigt werden. Des Weiteren zeigten Vergleiche zwischen den Versuchen und den rechnerischen Ergebnissen nach Eurocode 2 und *fib* Model Code 2010 eine starke Unterschätzung der Querkrafttragfähigkeiten bei beiden Bemessungsvorschriften für Bauteile mit überwiegender Biegebeanspruchung.

## Abstract

Research on shear behaviour of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement has been intensively carried out over the last 60 years. Despite huge efforts there has been no generally accepted theory for determining the shear capacity. Normally, the shear resistance of reinforced concrete members without transverse reinforcement is considered to be independent on the bending actions. As shear force is resulted from the change of the bending moment, the neglecting of the possible effect of the bending action in formulations for the shear capacity is not consistent from mechanical point-of-view. With the introduction of the *fib* Model Code 2010 the effect of the bending moment on the shear capacity is firstly taken into account.

At first, design equations included in Eurocode 2 and *fib* Model Code 2010 are reviewed. Taking into consideration the effect of the bending moment on the shear capacity according to *fib* Model Code 2010 different types of shear span are classified and the corresponding capacities between the two codes mentioned above are compared. To verify this effect, a series of experiments are performed. With this test series, the shear behaviour of all possible combinations between bending moment and shear force (types of shear span) is examined. An effect of the bending action on the shear capacity was experimentally confirmed. Further, the comparisons between the test results and the predicted shear capacities showed, however, a considerable underestimation of the predictions of both codes for members with predominant bending action.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Ausgangslage und Motivation.....	2
1.2	Zielsetzung .....	3
1.3	Aufbau der Arbeit.....	3
<b>2</b>	<b>Einfluss der Biegebeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit - Stand der Technik .....</b>	<b>4</b>
2.1	Querkraftbemessungsmodelle .....	4
2.1.1	Eurocode 2 .....	4
2.1.2	Model Code 2010.....	8
2.2	Analyse unterschiedlicher Schubfeldtypen .....	12
2.2.1	Schubfeldtyp S1 .....	13
2.2.2	Schubfeldtyp S2 .....	13
2.2.3	Schubfeldtyp S3 .....	14
2.2.4	Schubfeldtyp S3'.....	14
2.3	Vergleich der Querkraftbemessungsmodelle.....	15
2.3.1	Querschnitt .....	15
2.3.2	Untersuchte Systeme .....	16
2.3.3	Auswertung nach EC 2.....	18
2.3.4	Auswertung nach MC 2010.....	18
2.3.5	Vergleich .....	20
<b>3</b>	<b>Rissabstand der primären Risse.....</b>	<b>24</b>
3.1	FE-Analyse.....	25
3.1.1	Modell.....	25
3.1.2	Ergebnisauswertung .....	28
3.2	Schlussbemerkung.....	32
<b>4</b>	<b>Eigene Versuche.....</b>	<b>33</b>
4.1	Zielsetzung .....	33
4.1.1	Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S1 .....	34
4.1.2	Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S2 .....	35
4.1.3	Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S3 .....	35
4.1.4	Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S3' .....	35
4.2	Versuchsaufbau .....	38
4.2.1	Querschnittsgeometrie.....	38
4.2.2	Baustoffe .....	39
4.2.3	Herstellung der Versuchsbalken.....	41

4.2.4	Versuchs- und Messtechnik .....	42
4.3	Wesentliche Ergebnisse .....	45
4.3.1	Beschreibung des Verhaltens .....	46
4.3.2	Rissentwicklung .....	48
4.3.3	Querkrafttragfähigkeit .....	49
<b>5</b>	<b>Diskussion .....</b>	<b>50</b>
5.1	Verifikation der Bemessungsmodelle .....	50
5.1.1	Stelle des Querkraftversagens .....	50
5.1.2	Querkrafttragfähigkeit .....	53
5.2	Zusammenfassung .....	54
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>55</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>57</b>
	<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>61</b>
<b>A</b>	<b>FE-Analyse zum primären Rissabstand .....</b>	<b>62</b>
A.1	Angaben zu den Materialmodellen .....	62
A.2	Ergebnisse .....	64
<b>B</b>	<b>Versuchsaufbau .....</b>	<b>71</b>
B.1	Bewehrungspläne .....	71
B.2	Pläne Versuchs- und Messtechnik .....	78
B.3	Betontechnologie .....	89
<b>C</b>	<b>Versuchsergebnisse .....</b>	<b>93</b>
C.1	Versuchsbalken SV-1.1 .....	93
C.2	Versuchsbalken SV-1.2 .....	98
C.3	Versuchsbalken SV-2 .....	105
C.4	Versuchsbalken SV-3.1 .....	114
C.5	Versuchsbalken SV-3.2 .....	121
C.6	Versuchsbalken SV-4.1 .....	128
C.7	Versuchsbalken SV-4.2 .....	135
C.8	Versuchsbalken SV-5.1 .....	142
C.9	Versuchsbalken SV-5.2 .....	149
C.10	Versuchsbalken SV-6 .....	156

## **Verwendete Symbole und Abkürzungen**

BSt     Betonstahl

EC     Eurocode

FEM    Finite Elemente Methode

*fib*    fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete

LKI    Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Graz

LoA    Level of Approximation

MC     Model Code

*W/B*    Wasser-Bindemittelwert

# 1 Einleitung

Die Untersuchung des Tragverhaltens von schubunbewehrten Stahlbetonbauteilen ist seit vielen Jahren Gegenstand der Forschung, doch bis dato konnte noch kein rein mechanischer Ansatz für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit entwickelt werden. Dies spiegelt die Komplexität dieses Themas sehr gut wider. Die Einzelkomponenten der Querkrafttragfähigkeit sind heute wohl bekannt (Schubübertragung in der ungerissenen Druckzone, rissübergreifende Zugspannung in der Rissprozesszone, Dübelwirkung der Längsbewehrung und Rissuferverzahnung), doch ihre Interaktion ist noch nicht geklärt. [1], [2]

Die meisten der vorhandenen Bemessungsmodelle ziehen vereinfachend die ungerissene Druckzone zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit heran (z.B. EC 2 [3]), experimentelle Untersuchungen von Sherwood [4] zeigen jedoch, dass bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung die Rissuferverzahnung einen weit höheren Anteil an der Schubübertragung hat. Diese Rissuferverzahnung wird beispielsweise im Bemessungsmodell des *fib* Model Code 2010 [5] als hauptverantwortliche Komponente für den Querkraftwiderstand angesehen.

Als Versagensformen sind bei schubunbewehrten Stahlbetonbauteilen Biegeschubversagen oder Schubzugversagen möglich. Biegeschubversagen tritt bei Bauteilen mit entsprechender Schubschlankheit ( $a/d = M/(V \cdot d) \geq 2,5$ ) auf, wo sich aus Biegerissen schlagartig Schrägrisse entwickeln, die schließlich zum Versagen führen, da die Druckzone durchtrennt wird. Bei geringer Schubschlankheit ( $a/d = M/(V \cdot d) < 2,5$ ) ist nach der Schrägrissbildung eine weitere Laststeigerung durch Umlagerung zu einem Sprengwerk möglich, bis schließlich die Betondruckstreben versagen. Schubzugversagen ist vor allem bei vorgespannten, profilierten Querschnitten möglich, wo die Hauptzugspannungen im Stegbereich die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Die dabei entstehenden Stegrisse pflanzen sich in den Zug- und Druckgurt fort, bis ein dem Biegeschubversagen ähnliches Versagen auftritt. [1]

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit biegeschlanken Bauteilen, wo das Schubversagen durch Schrägrissbildung bestimmt wird und keine weitere Laststeigerung durch Sprengwerkwirkung möglich ist.

## 1.1 Ausgangslage und Motivation

Mit der Einführung des *fib* Model Code 2010 [5] wurde ein Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung eingeführt, welches eine Interaktion von Moment und Querkraft berücksichtigt. Dies geschieht dort über die Dehnung in der Mittelebene des betrachteten Querschnitts. Je größer diese Dehnung (bei größerem Moment), desto geringer wird die Tragfähigkeit, da dadurch die Wirkung Rissuferverzahnung verringert wird. Im Gegensatz dazu wird in Eurocode 2 [3] der Einfluss von Moment und Querkraft gänzlich vernachlässigt, hier ist der Querkraftwiderstand eine rein vom Querschnitt abhängige Größe, wohingegen beim MC 2010 dieser sehr stark vom statischen System und der Art der Belastung (z.B. Einzellast, Gleichlast) abhängig ist.

Die meisten vorhandenen Schubbemessungsmodelle wurden an Versuchen von Einfeldträgern mit Einzellasten kalibriert. Bei den am häufigsten verwendeten Bauteilen treten jedoch vorwiegend Gleichlasten (z.B. Decken, Träger) oder linear veränderliche Lasten (z.B. Erd- druck bei Stützbauwerken) auf. Nur wenige Versuche wurden an Einfeldträgern mit Gleichlast durchgeführt, wie beispielsweise von Leonhardt und Walther [6] und noch weniger an Kragträgern mit Gleichlast, wie z.B. Caldentey et al. [7]. Diese Untersuchungen zeigen deutliche Steigerungen in Bezug auf die aufnehmbare Gesamtlast im Gegensatz zu Systemen mit Einzellasten. Auch FE-Untersuchungen an Einfeldträgern und Kragträgern mit Gleichlasten am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz [8] zeigten eine deutliche Steigerung der Querkrafttragfähigkeit gegenüber Systemen mit gleichen Randbedingungen unter Einzellasten. Zur Untersuchung der Schubtragfähigkeit an Durchlaufträgern mit Gleichlasten im Bereich der Mittelstützen sind dem Autor keine vorhandenen experimentellen Ergebnisse bekannt.

Betrachtet man die Stelle des Querkraftversagens im Bauteil, so stellt man fest, dass das Versagensbild, vor allem bei Systemen mit Einzellast, mit den Vorhersagen des Bemessungsmodells des MC 2010 nicht zufriedenstellend übereinstimmt. Dort findet das Versagen am Kontrollquerschnitt mit dem größeren Biegemoment statt, wohingegen in Versuchen ein Versagen in Bereichen mit geringer Biegebeanspruchung zu beobachten ist. [9]

Bedeutend ist die dargestellte Thematik unter anderem, da viele der bestehenden Bauwerke nicht nach der derzeit gültigen Normengeneration geplant und errichtet, die Bemessungsmodelle zur Querkrafttragfähigkeit jedoch immer wieder weiterentwickelt wurden. So können teilweise Schwächen bei Nachrechnungen festgestellt werden, vor allem in Bezug auf die Mindestbewehrung. Zahlreiche Bauten müssten mit kostenintensiven Maßnahmen schubverstärkt werden, obwohl diese offensichtlich noch intakt sind. [8]

## 1.2 Zielsetzung

Zunächst sollen die Bemessungsmodelle des EC 2 und des MC 2010 kurz erläutert und die wesentlichen Merkmale herausgearbeitet werden. Auf dieser Basis soll eine Klassifizierung von Schubfeldern in Bezug auf die Momenten- und Querkraftverläufe vorgenommen werden.

Des Weiteren soll eine experimentelle Untersuchung von Systemen mit den zuvor erarbeiteten Schubfeldtypen geplant und durchgeführt werden, um die FE-Ergebnisse in [8] auch versuchstechnisch bestätigen zu können, wie dies unter anderem mit den Versuchen von Caldentey et al. [7] für Kragträger bereits eindrucksvoll gezeigt werden konnte.

Die Ergebnisse der Versuche sollen sowohl untereinander verglichen werden als auch die Bemessungsmodelle des EC 2 und des MC 2010 damit verifiziert werden. Dadurch sollen etwaige Schwächen der vorhandenen Modelle aufgezeigt werden, vor allem in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Stelle des Querkraftversagens.

## 1.3 Aufbau der Arbeit

Zum Verständnis der aktuellen Normensituation werden im **Kapitel Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zunächst die Bemessungsmodelle des EC 2 und des *fib* MC 2010 vorgestellt. Aufgrund der Abhängigkeit des Querkraftwiderstands von der Biegebeanspruchung im Bemessungsmodell des MC 2010 wird eine Einteilung von Schubfeldern mit unterschiedlichen Randbedingungen (statisches System, Belastungsart) in sogenannte Schubfeldtypen vorgenommen. Mit diesen Schubfeldtypen werden abschließend in diesem Kapitel die vorgestellten Bemessungsmodelle verglichen.

Im **Kapitel 3** werden eine FE-Untersuchung sowie Überlegungen zum Primärrissabstand von Biegebauteilen vorgenommen. Der Abstand der Primärrisse spielt für das am Institut für Betonbau der TU Graz entwickelte Querkraftbemessungsmodell [9] eine Rolle, wie auch kurz in diesem Kapitel erläutert wird.

Die Darstellung der eigenen Versuche erfolgt schließlich im **Kapitel 4**, wo auf Grundlage der erarbeiteten Schubfeldtypen ein Versuchsprogramm mit 10 Balken zusammengestellt wurde. Es wird sowohl auf die Geometrie der Versuchskörper, Baustoffe, Herstellung und die Versuchs- und Messtechnik in knappen Worten eingegangen. Den Abschluss dieses Kapitels bildet ein Überblick über die wesentlichen Ergebnisse aus den Versuchen.

Zu guter Letzt werden die Bemessungsmodelle des EC 2 und *fib* MC 2010 im **Kapitel 5** mit den Versuchsergebnissen verifiziert und diskutiert.

Im **Anhang** sind zahlreiche Grafiken und Daten zu den Versuchen zu finden.

## 2 Einfluss der Biegebeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit - Stand der Technik

Die Querkraft entspricht bekanntlich der Änderung des Biegemoments (am infinitesimalen Balkenelement), es besteht also von Seite der Belastung her ein direkter Zusammenhang zwischen Biege- und Schubbeanspruchung. Die Bemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile ohne Querbewehrung, wie beispielsweise jenes des Eurocode 2 [3], vernachlässigen dies aber meist auf der Seite des Bauteilwiderstands. Der kürzlich eingeführte *fib* Model Code 2010 [5] hingegen berücksichtigt die gleichzeitige Wirkung des Biegemoments, wie später noch gezeigt wird.

In diesem Kapitel werden daher zunächst die Bemessungsmodelle des Eurocode 2 [3] und des *fib* Model Code 2010 [5] zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung erläutert. Danach werden die möglichen Kombinationen von Querkraft- und Momentenverläufen in Schubfeldern erarbeitet und diese in sogenannte Schubfeldtypen eingeteilt. Diese Schubfeldtypen werden mittels der beiden vorgestellten Bemessungsmodelle an Beispielen genauer untersucht und die Bemessungsansätze untereinander verglichen.

### 2.1 Querkraftbemessungsmodelle

#### 2.1.1 Eurocode 2

Im EC 2 [3] wird die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung  $V_{Rd}$  folgendermaßen ermittelt:

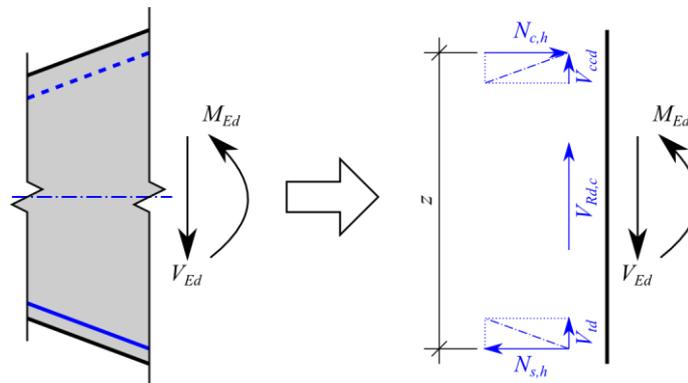
$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{ccd} + V_{td} \leq V_{Ed} \quad (1)$$

mit:

$V_{Rd}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands
$V_{Rd,c}$	Widerstand von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung
$V_{ccd}$	Anteil aus einem zur Balkenachse geneigten Druckgurt
$V_{td}$	Anteil aus einem zur Balkenachse geneigten Zuggurt
$V_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Die einzelnen Komponenten des Querkraftwiderstands ergeben sich aus dem Kräftegleichgewicht am Querschnitt, wie im **Bild 2.1** zu sehen ist. Es ist zu erkennen, dass die Vertikal-komponenten aus den schräg gerichteten Gurtkräften im gezeigten Fall den Gesamtwiderstand  $V_{Rd}$  erhöhen. Eine Neigung der Gurte in die entgegengesetzte Richtung hat natürlich den gegenteiligen Effekt.

Es sei angemerkt, dass bei der vorliegenden Arbeit nur Balken mit zur Stabachse parallelen Gurten untersucht werden.



**Bild 2.1** Querkraftkomponenten bei geneigten Gurten

Die Bemessungsgleichung für  $V_{Rd,c}$  (**Gleichung (2)**) wurde empirisch aus Versuchen abgeleitet und gilt genau genommen nur für die dort durchgeführten Dreipunkt- und Vierpunkt-biegeversuche.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq \left[ v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

mit:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad k = 1 + \sqrt{200 / d} \leq 2,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02 \quad k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd} \quad v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

wobei:

- $C_{Rd,c}$      Beiwert [-]
- $\gamma_c$        Teilsicherheitsbeiwert von Beton [-]
- $d$          statische Nutzhöhe des Querschnitts [mm]
- $b_w$        kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone des Querschnitts [mm]
- $A_{sl}$       Fläche der wirksam verankerten Zugbewehrung [mm<sup>2</sup>]
- $A_c$        Bruttofläche des Betonquerschnitts [mm<sup>2</sup>]
- $\rho_l$        Längsbewehrungsgrad [-]

$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]
$k$	Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts [-]
$k_l$	Beiwert [-]
$\sigma_{cp}$	Normalspannung zufolge Last oder Vorspannung (Druck positiv) [N/mm <sup>2</sup> ]
$N_{Ed}$	Normalkraft (Druck positiv) [N]
$v_{min}$	nominale Schubspannung des Mindestquerkraftwiderstands [N/mm <sup>2</sup> ]

In **Gleichung ( 2 )** ist zu sehen, dass sowohl der Längsbewehrungsgrad als auch die Betondruckfestigkeit mit der dritten Wurzel eingehen, eine am Querschnitt wirkende Normalkraft wird proportional berücksichtigt. Die Mindesttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurde eingeführt, da die allgemeine Formel (erster Teil der **Gleichung ( 2 )**) bei sehr niedrigen Längsbewehrungsgraden  $\rho_l$  zu extrem geringen Tragfähigkeiten führen würde, was aber baupraktisch und auch theoretisch nicht gerechtfertigt ist. Dieser Mindestwert wurde ebenso aus Versuchen ermittelt. [10]

Als wesentliche Parameter im Bemessungsmodell des EC 2 für die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung sind damit folgende zu nennen:

- Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$
- Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$
- Normalspannung zufolge Last und/oder Vorspannung  $\sigma_{cp}$
- Querschnittsabmessungen (Breite  $b_w$ , statische Nutzhöhe  $d$ )

### Mindestquerkraftbewehrung

Laut EC 2 ist immer eine Mindestquerkraftbewehrung erforderlich, auch wenn der ermittelte Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung  $V_{Rd}$  die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$  rechnerisch übersteigt. Ausgenommen hiervon sind Platten, da dort eine Umlagerung der Lasten quer zur Haupttragrichtung möglich ist sowie bei Bauteilen mit geringerer Bedeutung, die nur unwesentlich zur Tragfähigkeit der Gesamtstruktur beitragen (z.B. sehr kurze Unterzüge). Sie ist durch die folgende Gleichung gegeben:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (3)$$

mit:

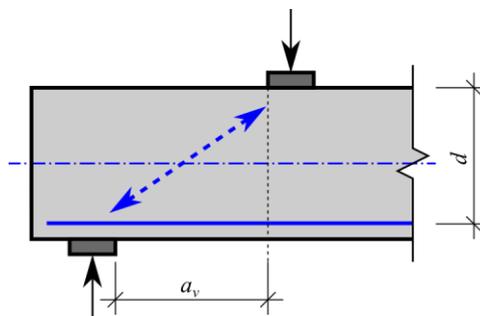
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls [N/mm <sup>2</sup> ]
----------	---

### Berücksichtigung von direkten Druckstreben

Bei vorwiegend durch Gleichlasten belasteten Balken mit direkter Stützung darf die Querkraft  $V_{Ed}$  im Abstand  $d$  vom Auflagerrand herangezogen werden, da die Lastanteile innerhalb dieser Länge über direkte Druckstreben abgeleitet werden.

Ähnliches gilt für Einzellasten an der Oberseite, die in einem Abstand  $a_v \leq 2 \cdot d$  vom Auflagerrand entfernt wirken (siehe **Bild 2.2**). Hier darf die Querkraft mit einem Faktor  $\beta$  (**Gleichung (4)**) abgemindert werden.

$$\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \geq 0,25 \quad (4)$$



**Bild 2.2** Berücksichtigung auflagernaher Einzellasten lt. EC 2 [3 S. 94]

### Anmerkungen

Im vorliegenden Modell des EC 2 wird keine Interaktion der Querkraft mit der Biegebeanspruchung berücksichtigt, ebenso wird auch der Einfluss der Schubslankheit  $a/d$  vernachlässigt. [10]

Die Tragmechanismen (Rissverzahnung, Dübelwirkung, etc.) werden im Bemessungsmodell nicht getrennt erfasst, was zur Folge hat, dass es eigentlich nur für die Bemessungssituationen, mit denen es kalibriert wurde (Dreipunkt- und Vierpunktbiegeversuche), gilt. Bei zum Beispiel Gleichlasten oder Kragträgern könnten andere Mechanismen bedeutend werden.

### 2.1.2 Model Code 2010

Der *fib* Model Code 2010 [5] unterscheidet bei den Nachweisen zwischen sogenannten Levels of Approximation (LoA). Dabei nimmt mit höherem LoA der Detaillierungsgrad zu und dementsprechend steigt auch der Berechnungsaufwand. Für einfache Standardbauteile oder eine Vorstatik reicht im Normalfall das niedrigste LoA I mit einfachen Berechnungsansätzen aus, die höheren LoA liefern jedoch womöglich wirtschaftlichere Lösungen. Die niedrigeren LoA sind dabei immer aus den höheren abgeleitet worden. Es wird also dasselbe Bemessungsmodell verwendet und mit gewissen Vereinfachungen ein konservativer Ansatz gewonnen. Für die Querkraftbemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sind im MC 2010 LoA I und LoA II zu finden.

Die allgemeine Bestimmungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit lautet:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Ed} \quad (5)$$

mit:

$V_{Rd}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Betontraganteils
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Traganteils der Querkraftbewehrung
$V_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Der Einfluss von schräg gerichteten Gurtkräften auf die Querkrafttragfähigkeit wird analog zum EC 2 ermittelt (siehe **Bild 2.1**).

Der Betontraganteil wurde weitgehend aus den Ansätzen der Simplified Modified Compression Field Theory [11] übernommen, welche einen unmittelbaren Zusammenhang zwischen maximaler Schubspannung und der Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts beschreibt. Die allgemeine Bestimmungsgleichung (**Gleichung (6)**) ist sowohl für LoA I als auch für LoA II ident, nur der Beiwert  $k_v$  ist je nach LoA unterschiedlich zu ermitteln.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (6)$$

mit:

$k_v$	Beiwert (abhängig vom LoA) [-]
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons ( $f_{ck} \leq 64 \text{ N/mm}^2$ ) [ $\text{N/mm}^2$ ]
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert von Beton [-]
$z$	innerer Hebelarm [mm], darf mit $z \approx 0,9 \cdot d$ angenommen werden
$b_w$	Stegbreite des Querschnitts [mm]

### Level I Approximation

Für die Anwendung dieses Level of Approximation sind die nachfolgenden Voraussetzungen einzuhalten:

- keine nennenswerte Normalkraftbelastung  $N_{Ed} \ll$
- Streckgrenze des Betonstahls  $f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$
- charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons  $f_{ck} \leq 70 \text{ N/mm}^2$
- Größtkorndurchmesser des Zuschlags  $d_g \geq 10 \text{ mm}$

Werden die oben genannten Bedingungen erfüllt, so kann der Beiwert  $k_v$  mit **Gleichung ( 7 )** ermittelt werden:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad (7)$$

**Gleichung ( 7 )** ergibt sich aus **Gleichung ( 8 )**, indem dort für die Dehnung in der Mittellinie des betrachteten Querschnitts ein Wert von  $\varepsilon_x = 0,00125$  angenommen wird (halber Wert der Fließdehnung für BSt 500). Zusätzlich wird, wie in den Bedingungen für LoA I gefordert, **Gleichung ( 10 )** stets einen Wert  $k_{dg} \leq 1,25$  für  $d_g \geq 10 \text{ mm}$  annehmen, womit die Festlegung mit dem Fixwert von 1,25 konservativ ist.

### Level II Approximation

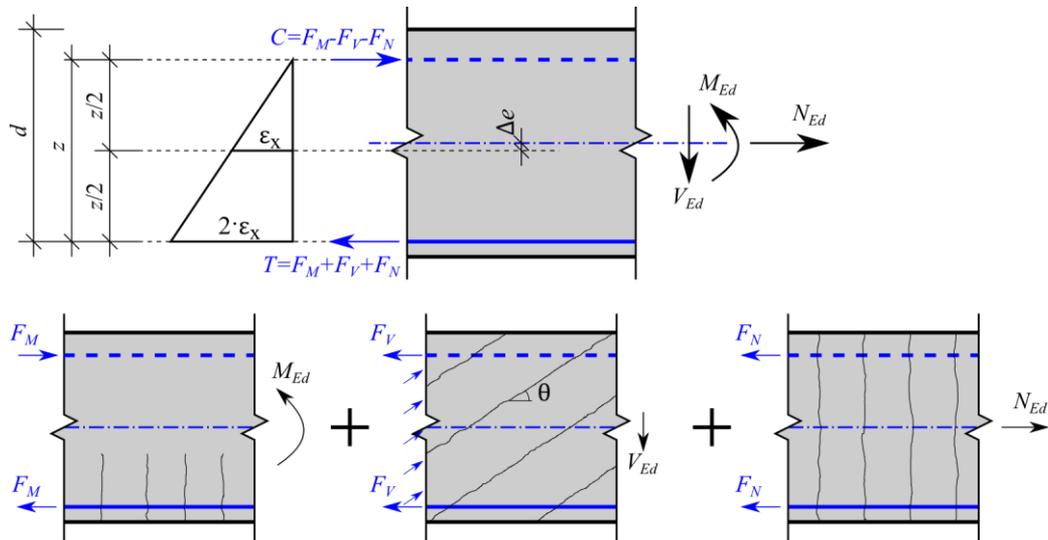
Der Beiwert  $k_v$  wird hier mit der folgenden Gleichung berechnet:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad (8)$$

mit:

- $\varepsilon_x$  Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts [-]
- $k_{dg}$  Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers des Zuschlags [-]
- $z$  innerer Hebelarm [mm] , darf mit  $z \approx 0,9 \cdot d$  angenommen werden

Die Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts (**Gleichung ( 9 )**) wird über die Dehnung des Zuggurtes (Kraft im Zuggurt  $T$  wird über Gleichgewichtsbetrachtung ermittelt) und der konservativen Annahme, dass keine Dehnung im Druckgurt vorhanden ist, gewonnen. Des Weiteren wird die Annahme getroffen, dass  $\cot(\theta)/2 = 1$  ist. Hier entspricht  $\theta$  der Neigung der Schubrisse. Das **Bild 2.3** gibt einen Überblick zu diesen Annahmen für die Ermittlung der Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts.


**Bild 2.3** Ermittlung der Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts [12 S. 39]

Die Dehnung  $\varepsilon_x$  ergibt sich somit zu:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left( \frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left( \frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (9)$$

mit:

$E_s$      Elastizitätsmodul der Bewehrung [N/mm<sup>2</sup>]

$A_s$      Fläche der Zugbewehrung (wirksam verankert!) [mm<sup>2</sup>]

$M_{Ed}$     einwirkendes Moment [Nmm]

$V_{Ed}$     einwirkende Querkraft [N]

$N_{Ed}$     einwirkende Normalkraft (Zug positiv, Druck negativ) [N]

$\Delta e$      Exzentrizität der Normalkraft von der Mittellinie des Querschnitts [mm]

An die Dehnung  $\varepsilon_x$  werden dabei einige Restriktionen gestellt. So darf sie einen Wert von 0,003 nicht überschreiten, im Falle einer negativen Dehnung soll diese für die Anwendung in **Gleichung ( 8 )** zu Null gesetzt werden. Wenn auch die durch das Biegemoment gedrückte Seite des Querschnitts durch eine Zugnormalkraft im gerissenen Zustand vorliegen kann, sollte die Dehnung  $\varepsilon_x$  um den Faktor 2,0 erhöht werden. Für jene Querschnitte, die innerhalb der Länge  $d$  zum Auflager liegen, kann für  $\varepsilon_x$  der Wert im Abstand  $d$  vom Auflagerrand herangezogen werden.

Der Einfluss des Größtkorndurchmessers des Zuschlags wird mit dem Faktor  $k_{dg}$  in **Gleichung ( 8 )** berücksichtigt:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (10)$$

mit:

$d_g$  Größtkorndurchmesser des Zuschlags [mm]

Bei Beton mit einer höheren Druckfestigkeit und bei Leichtbeton können die Risse durch die Zuschläge gehen und nicht um diese, wie es bei Normalbeton der Fall ist. Dadurch verringert sich die Rauigkeit des Risses, womit der Traganteil der Rissverzahnung stark vermindert wird. Daher soll für Betondruckfestigkeiten  $f_{ck} > 70 \text{ N/mm}^2$  und für Leichtbeton der Größtkorndurchmesser  $d_g$  in **Gleichung ( 10 )** zu Null gesetzt werden, womit  $k_{dg} = 2,0$  wird.

### Mindestquerkraftbewehrung

Die Mindestschubbewehrung ist gleich wie im EC 2 (**Gleichung ( 3 )**) gegeben:

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (3)$$

Hier ist die Mindestschubbewehrung jener Grenzwert, ab dem der Querkraftbewehrung ein Traganteil  $V_{Rd,s}$  zugerechnet wird. Für Bauteile mit geringerer Querkraftbewehrung als  $\rho_{w,\min}$  bis hin zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird  $V_{Rd,s}$  zu Null. Die Gleichung zur Bestimmung des Traganteils der Querkraftbewehrung wird hier nicht explizit angeführt, da sich diese Arbeit speziell mit Bauteilen ohne Querkraftbewehrung beschäftigt.

### Berücksichtigung von direkten Druckstreben

Es gelten beinahe dieselben Regelungen wie im EC 2. Die Querkraft wird aber bei Gleichlasten als auch bei Einzellasten im Abstand  $d$  Diskontinuitäten (Auflagerrand, Einzellast oder Querschnittssprung) herangezogen. Einzellasten, die an der Oberseite in einem Abstand  $a_v \leq 2 \cdot d$  vom Auflagerrand entfernt wirken (siehe **Bild 2.2**) werden ähnlich wie im EC 2 berücksichtigt, hier darf die Querkraft ebenso mit einem Faktor  $\beta$  (**Gleichung ( 4 )**) abgemindert werden, jedoch gilt als Untergrenze  $\beta \geq 0,50$ .

### Anmerkungen

LoA II im *fib* MC 2010 berücksichtigt im Gegensatz zum EC 2 den Einfluss des Größtkorndurchmessers des Zuschlags über den Faktor  $k_{dg}$  und die Interaktion von Moment und Querkraft über die Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts  $\varepsilon_x$ . Im vereinfachten Fall (LoA I) werden diese auf der sicheren Seite liegend mit unteren und oberen Grenzwerten abgeschätzt.

## 2.2 Analyse unterschiedlicher Schubfeldtypen

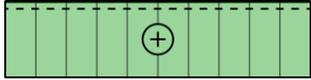
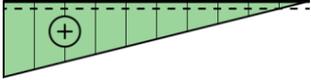
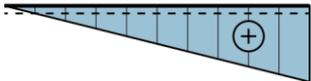
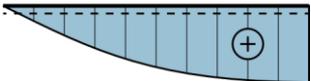
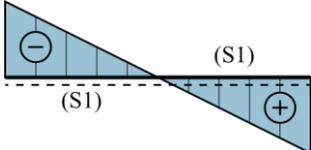
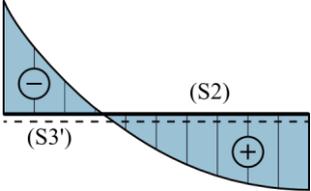
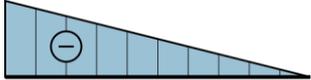
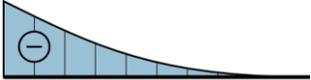
Zunächst werden die möglichen Schubfeldtypen über den Zusammenhang zwischen Querkraft- und Momentenverlauf am Biegebalken analytisch erarbeitet und im Anschluss daran Trägersysteme gezeigt, bei denen eben diese in Erscheinung treten.

Die **Tabelle 2.1** gibt einen Überblick über die möglichen Kombinationen von Querkraft- und Momentenverläufen. Es werden nur die in der Praxis relevanteren konstanten und linear veränderlichen Querkraftverläufe (Einzellasten und Gleichlasten) betrachtet. Mit dem bekannten Zusammenhang zwischen Querkraft und Moment am infinitesimalen Balkenelement (**Gleichung ( 11 )**) ergeben sich die in der **Tabelle 2.1** angeführten Kombinationen.

$$\frac{dM(x)}{dx} = Q(x) \Rightarrow M(x) = \int Q(x) dx + M_0 \quad (11)$$

In **Gleichung ( 11 )** ist ersichtlich, dass der Momentenverlauf bei gegebenem Querkraftverlauf nur durch die Konstante  $M_0$  variiert werden kann ( $M_0$  ist durch die Randbedingungen des Balkensystems bestimmt).

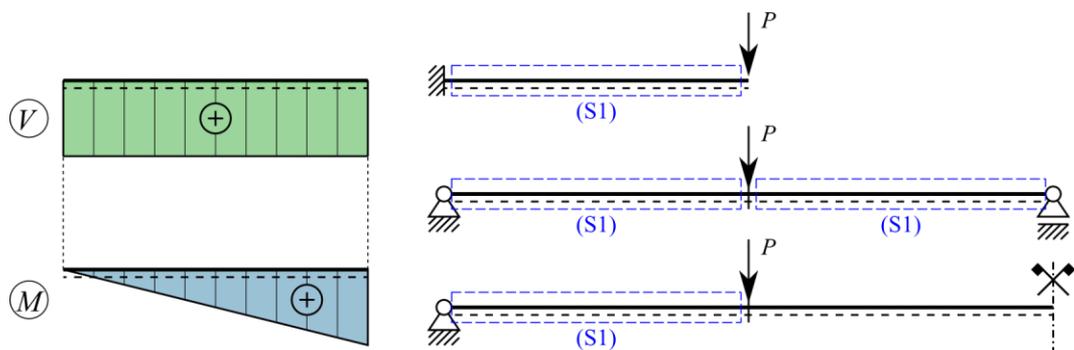
**Tabelle 2.1** Einteilung der Schubfeldtypen

$V$	(S1) 	(S2), (S3), (S3') 
$M$	(S1) 	(S2) 
		(S2) (S3') 
	(S1) 	(S3) 

### 2.2.1 Schubfeldtyp S1

Dieser Schubfeldtyp ist gekennzeichnet durch einen konstanten Querkraftverlauf über das gesamte Schubfeld und einen linear veränderlichen Momentenverlauf.

Systeme, bei denen der Typ S1 auftritt, können einerseits ein Kragträger mit Einzellast sein (Moment negativ, jedoch selbe Charakteristik) oder zum Beispiel ein Einfeldträger mit einer (Dreipunktbiegeversuch) oder zwei Einzellasten (Vierpunktbiegeversuch), wie im **Bild 2.4** dargestellt ist.

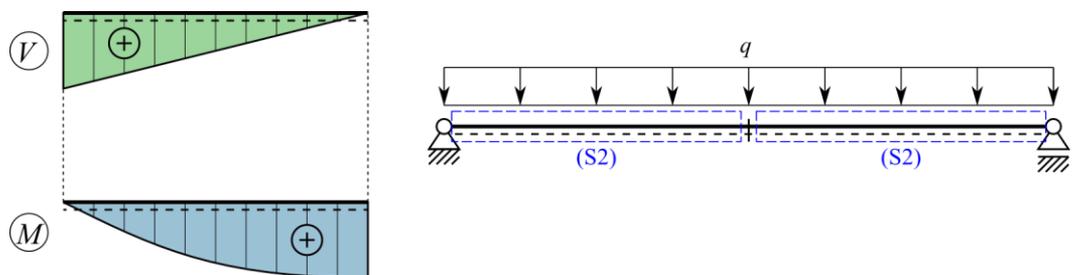


**Bild 2.4** Schubfeldtyp S1 - Querkraftverlauf konstant, Momentenverlauf linear

### 2.2.2 Schubfeldtyp S2

Hier ist der Querkraftverlauf linear veränderlich und fällt (Betrachtung von links nach rechts) auf 0, der Momentenverlauf weist einen parabelförmigen Verlauf auf, welcher zum Ende des Schubfelds hin degressiv auf seinen Maximalwert ansteigt.

Solche Schubfeldtypen treten beispielsweise beim Einfeldträger unter Gleichlast (**Bild 2.5**) auf aber auch bei Durchlaufsystemen, wie im **Bild 2.7** zu sehen ist.

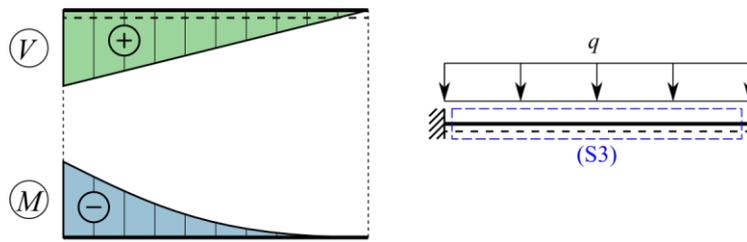


**Bild 2.5** Schubfeldtyp S2 - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig steigend

### 2.2.3 Schubfeldtyp S3

Dieser Schubfeldtyp weist, wie schon zuvor Typ S2 einen linearen Querkraftverlauf auf, der zum Schubfeldende hin auf 0 fällt. Der Momentenverlauf ist hier ebenfalls parabelförmig, fällt aber im Gegensatz zu Typ S2 zum Schubfeldende hin ebenfalls auf 0.

Als Beispiel ist hier ein Kragträger unter Gleichlast zu nennen, wie im **Bild 2.6** gezeigt ist.

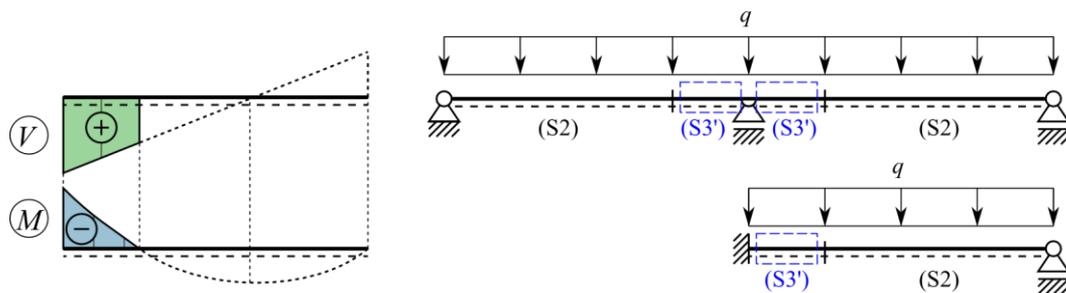


**Bild 2.6** Schubfeldtyp S3 - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig fallend

### 2.2.4 Schubfeldtyp S3'

Der Schubfeldtyp S3' wird nicht als vollständig eigener Typ genannt, da er im wesentlichen dem Typ S3 sehr ähnelt. Der Querkraftverlauf ist wieder linear fallend, jedoch ist der Betrag der Querkraft am Schubfeldende nicht 0, sondern weist eine Restquerkraft mit identem Vorzeichen wie am Schubfeldanfang auf. Der Momentenverlauf ist parabelförmig und fällt zum Schubfeldende hin auf 0.

Der Schubfeldtyp S3' tritt, wie im **Bild 2.7** zu sehen, beispielsweise bei einem Zweifeldträger mit Gleichlast (bzw. generell bei Durchlaufsystemen mit Gleichlasten) auf.

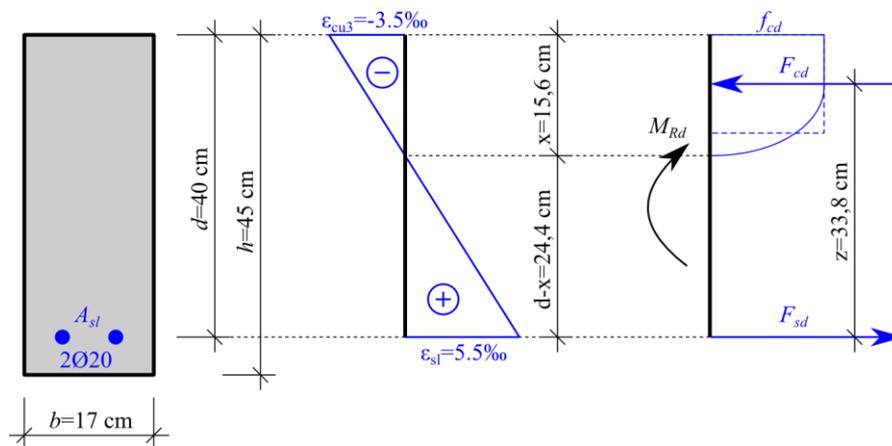


**Bild 2.7** Schubfeldtyp S3' - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig fallend

## 2.3 Vergleich der Querkraftbemessungsmodelle

Abschließend werden nun die aufgezeigten Schubfeldtypen (S1, S2, S3 und S3') anhand von Beispielen mit den vorgestellten Bemessungsmodellen des EC 2 [3] und *fib* MC 2010 [5] (LoA I und LoA II) ausgewertet und verglichen. Um die Schubfeldtypen untereinander vergleichen zu können ist es zunächst notwendig Systeme zu finden, bei denen in den zu untersuchenden Schubfeldern jeweils das gleiche Verhältnis von maximalem Moment zu maximaler Querkraft  $M/V$  vorliegt. Die Querschnittsgeometrien sowie die Materialeigenschaften bleiben natürlich ebenso unverändert.

### 2.3.1 Querschnitt



**Bild 2.8** Querschnitt und Momentengleichgewicht

Es wird ein Rechteckquerschnitt mit den in **Bild 2.8** gegebenen Abmessungen gewählt, mit der Betonsorte C 25/30 und Betonstahl der Sorte BSt 550. Damit ergibt sich, wie im **Bild 2.8** dargestellt, eine Momenten Tragfähigkeit  $M_{Rd} = 101,51$  kNm (wird nur zur Kontrolle benötigt, dass tatsächlich Schubversagen und kein Biegeversagen auftritt). Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 werden die folgenden Parameter benötigt:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$$

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

$$b = 170 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 628 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = 0,0092$$

### 2.3.2 Untersuchte Systeme

Zunächst wird ein Einfeldträger mit der Länge  $L$  und der Gleichlast  $q$  (Schubfeldtyp S2) als Referenzsystem festgelegt. Bei diesem ergibt sich ein  $M/V$ -Verhältnis von  $L/4$ . Für die Übertragung auf das Beispiel des Kragträgers für Schubfeldtyp S1 bedeutet dies nun, dass eine Einzellast  $P = q \cdot L/2$  und eine Länge von  $L/4$  dort zum selben Verhältnis  $M/V=L/4$  führt (siehe **Bild 2.9**). Mit denselben Überlegungen erhält man beim Kragträger mit der Gleichlast  $q$  für den Schubfeldtyp S3 eine Länge von  $L/2$ .

Für das System des Zweifeldträgers mit gleichen Feldlängen  $L'$  für den Schubfeldtyp S3' ergibt sich ein  $M/V$ -Verhältnis von  $L'/5$  (siehe **Bild 2.9**). Somit gelangt man beim Gleichsetzen von  $L/4 = L'/5$  zu der Bedingung, dass  $L' = 5/4 \cdot L$  ist, wie im **Bild 2.9** ersichtlich. Auch die Gleichlast  $q'$  muss angepasst werden, um ein gleiches maximales Moment bzw. maximale Querkraft im untersuchten Schubfeld zu erhalten. Aus der Bedingung, dass der Betrag des Stützmoments ( $q' \cdot L'^2/8$ ) gleich dem Feldmoment des Einfeldträgers mit Gleichlast ( $q \cdot L^2/8$ ) sein muss, ergibt sich eine Gleichlast  $q' = 16/25 \cdot q$ .

#### Systemabmessungen

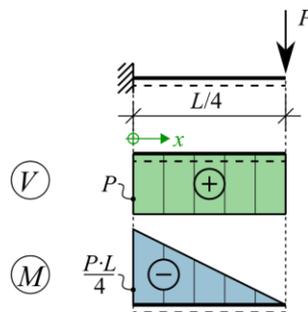
Für die Beispiele (siehe **Bild 2.9**) wurden die folgenden Lasten und Abmessungen gewählt, damit ein Querkraftversagen eintritt bevor die Biegetragfähigkeit erreicht ist:

$$L = 8,0 \text{ m} \rightarrow L' = 10,0 \text{ m}$$

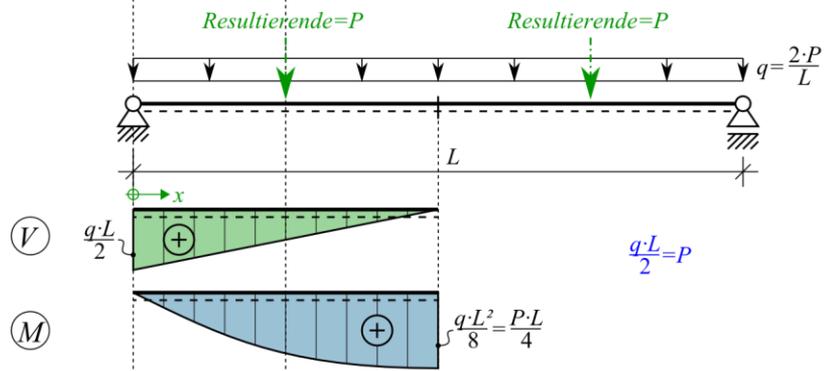
$$P = 30,0 \text{ kN} \rightarrow q = 7,5 \text{ kN/m} \rightarrow q' = 4,8 \text{ kN/m}$$

**(S1)**

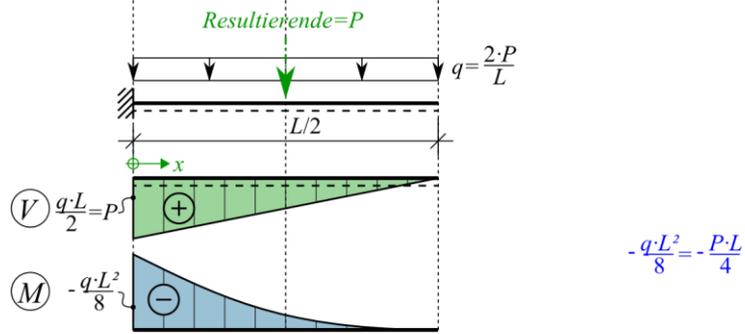
$$\frac{M}{V} = \frac{L}{4}$$


**(S2)**

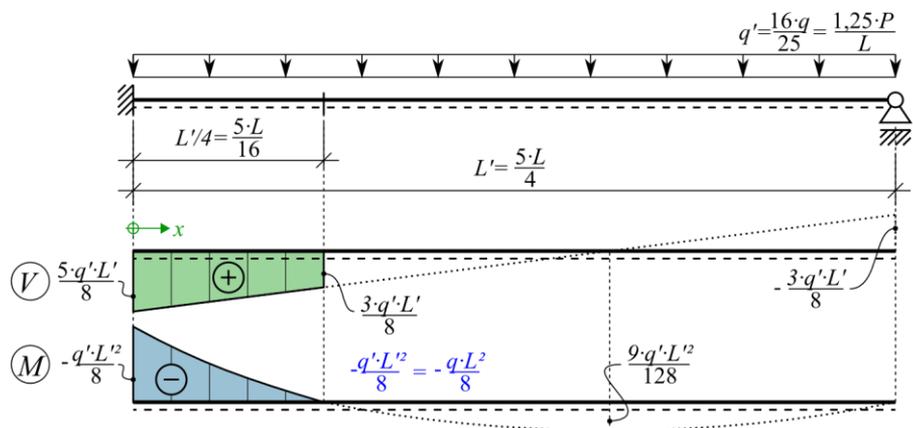
$$\frac{M}{V} = \frac{L}{4}$$


**(S3)**

$$\frac{M}{V} = \frac{L}{4}$$


**(S3')**

$$\frac{M}{V} = \frac{L'}{5} = \frac{L}{4}$$


**Bild 2.9** Untersuchte Systeme zu den einzelnen Schubfeldtypen

### 2.3.3 Auswertung nach EC 2

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung ist lt. EC 2 unabhängig vom statischen System und somit nur eine Eigenschaft des Querschnitts. Damit ergibt sich für alle Schubfeldtypen die gleiche Tragfähigkeit nach **Gleichung ( 2 )**.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/400} = 1,707 \leq 2,0$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,707^{3/2} \cdot \sqrt{25} = 0,3903$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,707 \cdot (100 \cdot 0,0092 \cdot 25)^{1/3} \cdot 170 \cdot 400 \geq 0,3903 \cdot 170 \cdot 400$$

$$V_{Rd,c} = 39.672 \geq 26.542$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{39,67 \text{ kN}}$$

### 2.3.4 Auswertung nach MC 2010

Die Querkrafttragfähigkeit ist lt. MC 2010 (**Gleichung ( 6 )**) grundsätzlich auch vom statischen System abhängig (im Faktor  $k_v$  berücksichtigt).

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

Bei den für LoA I verwendeten, konservativen Vereinfachungen erhält man wie beim EC 2 eine rein vom Querschnitt abhängige Querkrafttragfähigkeit, da hier der Beiwert  $k_v$  konstant ist (**Gleichung ( 7 )**):

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \approx \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot 0,9 \cdot 400} = 0,1241$$

$$V_{Rd,c} = 0,1241 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 170 = 25.324$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{25,32 \text{ kN}}$$

Für LoA II bleibt die Querkrafttragfähigkeit vom statischen System und auch vom Größtkorndurchmesser ( $d_g = 22 \text{ mm}$  gewählt) abhängig, wobei hier für die Dehnung in der Mittelebene  $\varepsilon_x$  (**Gleichung ( 9 )**) der Term für die nicht vorhandene Normalkraft bereits vernachlässigt wurde. Somit ist die Querkrafttragfähigkeit nur mehr vom Verhältnis  $M/V$  am betrachteten Kontrollquerschnitt abhängig.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z}$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left( \frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} \right)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} = \frac{32}{16 + 22} = 0,8421 \geq 0,75$$

### Schubfeldtyp S1

Der Kontrollquerschnitt befindet sich im Abstand  $d$  vom Auflager entfernt. Damit betragen die Schnittgrößen  $M_{Ed} = 48 \text{ kNm}$  und  $V_{Ed} = 30 \text{ kN}$ .

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot 200.000 \cdot 628} \cdot \left( \frac{48.000.000}{0,9 \cdot 400} + 30.000 \right) = 0,000650$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0,000650} \cdot \frac{1300}{1000 + 0,8421 \cdot 0,9 \cdot 400} = 0,2021$$

$$V_{Rd,c} = 0,2021 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 170 = 41.220$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{41,22 \text{ kN}}$$

### Schubfeldtyp S2

Der Kontrollquerschnitt ist im Abstand  $d$  vom Auflager ( $M_{Ed} = 11,4 \text{ kNm}$ ,  $V_{Ed} = 27,0 \text{ kN}$ ).

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot 200.000 \cdot 628} \cdot \left( \frac{11.400.000}{0,9 \cdot 400} + 27.000 \right) = 0,000233$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0,000233} \cdot \frac{1300}{1000 + 0,8421 \cdot 0,9 \cdot 400} = 0,2955$$

$$V_{Rd,c} = 0,2955 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 170 = 60.292$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{60,29 \text{ kN}}$$

### Schubfeldtyp S3

Der Kontrollquerschnitt ist wiederum im Abstand  $d$  vom Auflager entfernt. Somit ist das einwirkende Moment  $|M_{Ed}| = 48,6 \text{ kNm}$  und die Querkraft  $V_{Ed} = 27 \text{ kN}$ .

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot 200.000 \cdot 628} \cdot \left( \frac{48.600.000}{0,9 \cdot 400} + 27.000 \right) = 0,000645$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0,000645} \cdot \frac{1300}{1000 + 0,8421 \cdot 0,9 \cdot 400} = 0,2029$$

$$V_{Rd,c} = 0,2029 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 170 = 41.387$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{41,39 \text{ kN}}$$

### Schubfeldtyp S3'

Hier befindet sich der Kontrollquerschnitt im Abstand  $d$  vom Mittelaullager entfernt. Damit betragen die einwirkenden Schnittgrößen  $|M_{Ed}| = 48,4 \text{ kNm}$  und  $V_{Ed} = 28,1 \text{ kN}$ .

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot 200.000 \cdot 628} \cdot \left( \frac{48.384.000}{0,9 \cdot 400} + 28.080 \right) = 0,000647$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0,000647} \cdot \frac{1300}{1000 + 0,8421 \cdot 0,9 \cdot 400} = 0,2026$$

$$V_{Rd,c} = 0,2026 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 170 = 41.327$$

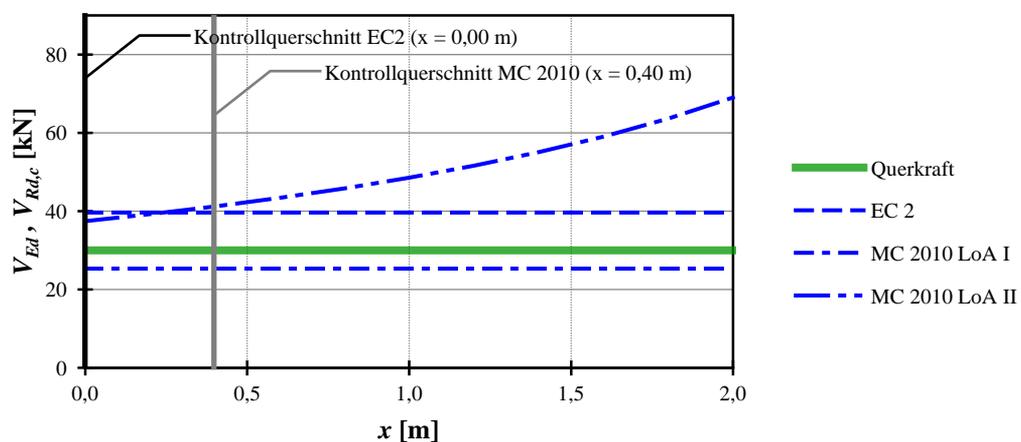
$$V_{Rd,c} = \mathbf{41,33 \text{ kN}}$$

### 2.3.5 Vergleich

Zum anschaulicheren Vergleich zwischen den beiden Bemessungsmodellen des EC 2 [3] und des *fib* MC 2010 [5] werden die unterschiedlichen Bemessungsgleichungen nun auch über die gesamte Schubfeldlänge ausgewertet und graphisch gegenübergestellt.

#### Schubfeldtyp S1

Beim Schubfeld mit konstanter Querkraft und linear veränderlichem Moment (Kragträger mit Einzellast, siehe S1 im **Bild 2.9**) ist im **Bild 2.10** zu erkennen, dass die Ergebnisse am Auflager ( $x = 0$ ) für den EC 2 und MC 2010 mit LoA II gut übereinstimmen (Abweichung etwa 6 %). Die Berechnung mit MC 2010 mit LoA I liefert hingegen sehr konservative Ergebnisse im Gegensatz zu den beiden zuvor erwähnten.

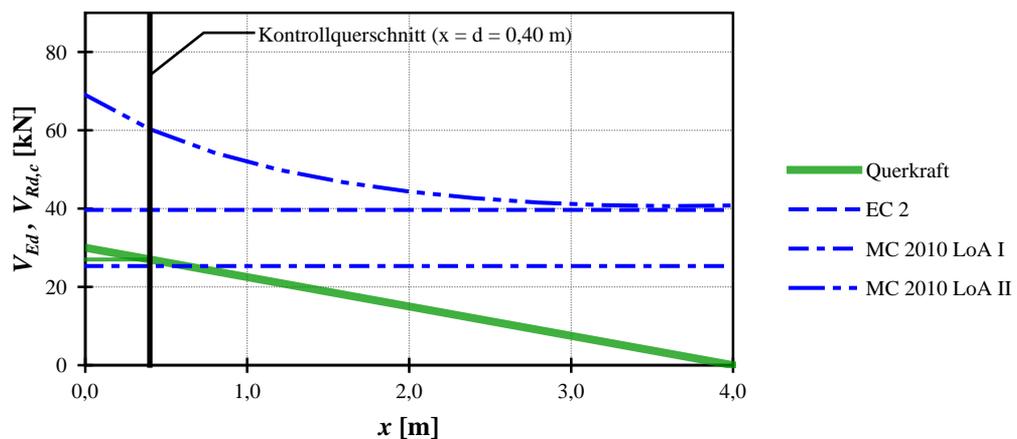


**Bild 2.10** Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S1

Gut ersichtlich ist auch die Abhängigkeit des Querkraftwiderstands von den einwirkenden Schnittgrößen beim Modell des MC 2010 mit LoA II. Bei geringer werdendem Moment zum Schubfeldende ( $x = 2,0$  m) hin nimmt die Tragfähigkeit um einen Faktor von etwa 1,8 zu. Das Modell des EC 2 liefert, wie bereits erwähnt, einen konstanten Querkraftwiderstand, ebenso wie jenes des MC 2010 mit LoA I.

#### Schubfeldtyp S2

Beim Schubfeld mit linear fallendem Querkraftverlauf und parabelförmig steigendem Momentenverlauf (Einfeldträger mit Gleichlast, siehe S2 im **Bild 2.9**) weichen die Bemessungsmodelle am Kontrollquerschnitt stark voneinander ab, wie im **Bild 2.11** zu sehen ist. Das Modell des MC 2010 mit LoA II liefert dabei um etwa 52 % höhere Tragfähigkeiten als jenes des EC 2. MC 2010 mit LoA I führt wieder zu sehr konservativen Ergebnissen (etwa 36 % geringere Tragfähigkeit als bei EC 2).



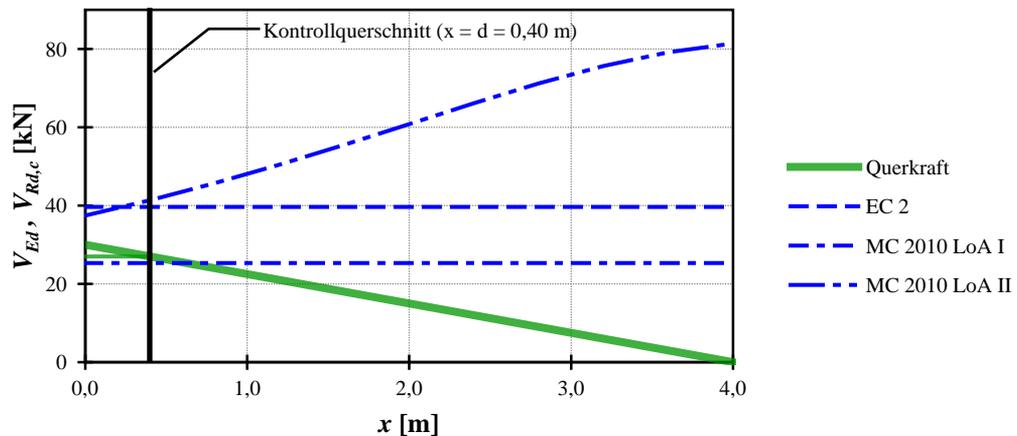
**Bild 2.11** Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S2

Auch hier zeigt sich der Einfluss der einwirkenden Schnittgrößen für die Querkrafttragfähigkeit beim Modell des MC 2010 mit LoA II. Die Tragfähigkeit fällt zum Schubfeldende ( $x = 4,0$  m) hin bei zunehmendem Moment und abnehmender Querkraft um etwa 41 % ab. Das Modell des EC 2 liefert, wie bereits erwähnt, einen konstanten Querkraftwiderstand, ebenso wie jenes des MC 2010 mit LoA I.

### Schubfeldtyp S3

Beim Schubfeld mit linear fallendem Querkraftverlauf und parabelförmig fallendem Momentenverlauf (Kragträger mit Gleichlast, siehe S3 im **Bild 2.9**) ist im **Bild 2.12** zu erkennen, dass die Ergebnisse am Kontrollquerschnitt für den EC 2 und MC 2010 LoA II gut übereinstimmen (Abweichung etwa 4 %). Die Berechnung mit MC 2010 LoA I liefert hingegen sehr konservative Ergebnisse im Gegensatz zu den beiden zuvor erwähnten.

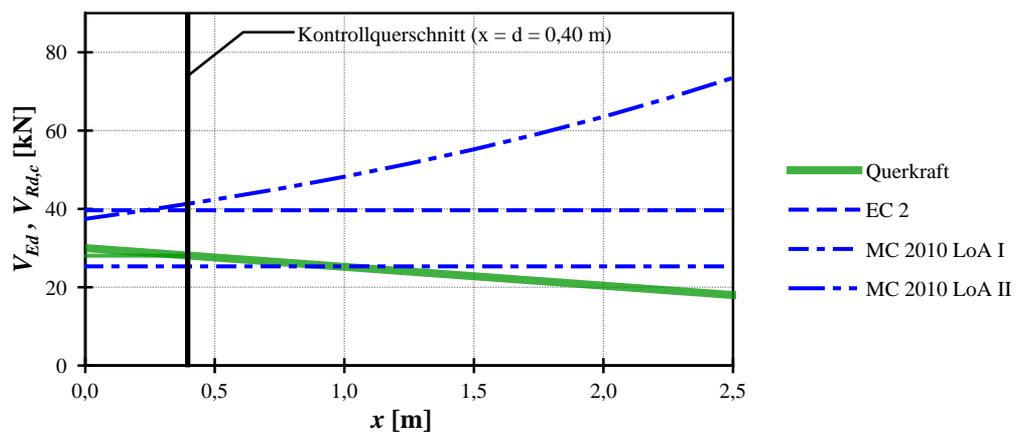
Gut ersichtlich ist auch wieder die Abhängigkeit des Querkraftwiderstands von den Schnittgrößen beim Modell des MC 2010 mit LoA II. Bei geringer werdendem Moment und geringer werdender Querkraft zum Schubfeldende ( $x = 4,0$  m) hin nimmt die Tragfähigkeit um einen Faktor von etwa 2,2 zu. Das Modell des EC 2 liefert, wie bereits erwähnt, einen konstanten Querkraftwiderstand, ebenso wie jenes des MC 2010 mit LoA I.



**Bild 2.12** Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S3

### Schubfeldtyp S3'

Beim Schubfeld mit linear fallendem Querkraftverlauf und parabelförmig fallendem Momentenverlauf (Zweifeldträger mit Gleichlast im Stützbereich, siehe S3' im **Bild 2.9**) weichen die Bemessungsmodelle am Kontrollquerschnitt nur gering voneinander ab (etwa 4 %), wie im **Bild 2.13** zu sehen ist. MC 2010 mit LoA I führt wieder zu sehr konservativen Ergebnissen (etwa 36 % geringere Tragfähigkeit als bei EC 2).



**Bild 2.13** Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S3'

Auch hier zeigt sich der Einfluss von den einwirkenden Schnittkräften für die Querkrafttragfähigkeit beim Modell des MC 2010 mit LoA II. Die Tragfähigkeit steigt zum Schubfeldende ( $x = 2,5$  m) hin um etwa 96 % aufgrund des geringer werdenden Moments und der geringer werdenden Querkraft. Das Modell des EC 2 liefert, wie bereits erwähnt, einen konstanten Querkraftwiderstand, ebenso wie jenes des MC 2010 mit LoA I.

### Unterschiede zwischen den Schubfeldtypen

Die Ergebnisse der einzelnen Schubfeldtypen werden nun über die vertikale Auflagerkraft und die Querkrafttragfähigkeit am Kontrollquerschnitt nach MC 2010 miteinander verglichen. Zu erwähnen ist weiters, dass für MC 2010 mit LoA II eine iterative Berechnung notwendig ist, da die Querkrafttragfähigkeit in diesem Bemessungsmodell vom Moment abhängig ist. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in **Tabelle 2.2** ersichtlich.

**Tabelle 2.2** Vergleich der ertragbaren Auflagerkräfte und Querkrafttragfähigkeiten

	ertragbare Auflagerkraft [kN]		$V_{Rd,c}$ am Kontrollquerschnitt [kN]	
	EC 2	MC 2010, LoA II	EC 2	MC 2010, LoA II
<b>S1</b>	39,67 -	36,97 -	39,67 -	36,97 -
<b>S2</b>	44,08 + 11,1 %	55,06 + 48,9 %	39,67 0,0 %	49,55 + 34,0 %
<b>S3</b>	44,08 + 11,1 %	39,71 + 7,4 %	39,67 0,0 %	35,74 - 3,3 %
<b>S3'</b>	42,38 + 6,8 %	38,67 + 4,6 %	39,67 0,0 %	36,19 - 2,1 %

Die Auflagerkraft ergibt sich bei voll ausgenutzter Querkrafttragfähigkeit am Kontrollquerschnitt, indem diese um den Anteil der Gleichlast, der über direkte Druckstreben ins Auflager geleitet wird, erhöht wird (für S1 gleich der Querkrafttragfähigkeit, da konstanter Querkraftverlauf), wie in **Tabelle 2.2** zu erkennen ist. Bei Typ S2 und S3 werden 10,0 % der Last über direkte Druckstreben abgetragen, bei Typ S3' immerhin noch ca. 6,4 %.

Beim Bemessungsmodell des EC 2 ist kein Unterschied zwischen den Schubfeldtypen anhand der Querkrafttragfähigkeit zu erkennen, nur bei den Auflagerkräften ergibt sich eine Unterscheidung, da hier die Wirkung von direkten Druckstreben berücksichtigt wird.

MC 2010 liefert für Typ S2 eine deutliche Steigerung der Querkrafttragfähigkeit als auch der Auflagerkraft gegenüber Typ S1 aufgrund des geringeren Moments am Kontrollquerschnitt (siehe **Bild 2.9**). Ein größeres Moment wirkt sich für das Bemessungsmodell des MC 2010 mit LoA II abmindernd auf die Querkrafttragfähigkeit aus, da damit die Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts erhöht wird und sich somit die Rissverzahnung verringert. Bei den Schubfeldtypen S3 und S3' ergibt sich eine Erhöhung der Auflagerkraft, die Querkrafttragfähigkeit wird im Vergleich zu S1 etwas verringert.

Beim Vergleich der Bemessungsmodelle untereinander ist zu bemerken, dass MC 2010 mit LoA II für S1, S3 und S3' etwas geringere Auflagerkräfte und Querkrafttragfähigkeiten als EC 2 liefert. Für S2 jedoch ergibt sich mit MC 2010 mit LoA II eine deutliche Erhöhung gegenüber EC 2.

### 3 Rissabstand der primären Risse

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung wird sehr stark von der Biegerissbildung im Bauteil beeinflusst. Das an der TU Graz am Institut für Betonbau entwickelte Querkraftbemessungsmodell auf Basis der Hauptzugspannungen im Schubfeld berücksichtigt dies derart, dass der kritische Schubriss immer zwischen zwei benachbarten primären Biegerissen entsteht und damit die zugfeste Verbindung zwischen Druck- und Zuggurt durchtrennt. Eine genaue Erläuterung dieses Bemessungsmodells ist in [9] zu finden.

Im **Bild 3.1** wird der Unterschied zwischen primären und sekundären Rissen am Trägerbereich mit konstanter Biegebeanspruchung beim Einfeldträger mit zwei Einzellasten dargestellt. Zu erkennen ist, dass die Primärrisse sehr nah bis an die Spannungsnulllinie heranwachsen und die gesamte Zugzone durchtrennen, während die Sekundärrisse nur bis in eine gewisse Tiefe reichen. Als Modellvorstellung für die Sekundärrissbildung kann ein zentrischer Zugstab mit der effektiven Betonzugfläche  $A_{c,eff}$  dienen. Diese kann näherungsweise mit der **Gleichung ( 12 )** angegeben werden. Der Abstand der Sekundärrisse kann über Gleichgewichtsbetrachtungen mit der Risskraft  $F_{cr} = A_{c,eff} \cdot f_{ct}$  und dem Verbundgesetz abgeschätzt werden und liegt bei einem abgeschlossenen Rissbild zwischen der einfachen und der doppelten Einleitungslänge, wie in **Gleichung ( 13 )** dargestellt ist. [1]

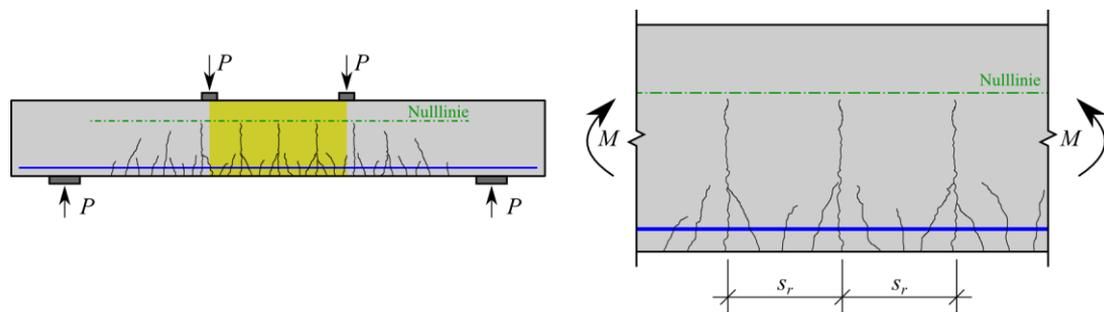
$$A_{c,eff} = h_{eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b \quad (12)$$

$$\frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct}}{\tau_{sm} \cdot u_s} \leq s_{r,sekundär} \leq 2 \cdot \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct}}{\tau_{sm} \cdot u_s} \quad (13)$$

mit:

$A_{c,eff}$	effektive Betonzugfläche
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
$\tau_{sm}$	mittlere Verbundspannung
$u_s$	Umfang der zu verankernden Stäbe

Der Sekundärrissabstand wird somit von den Verbundeigenschaften, dem Stabdurchmesser, dem Bewehrungsgrad und der Zugfestigkeit des Betons beeinflusst.



**Bild 3.1** Primär- und Sekundärrisse am Einfeldträger mit Einzellasten

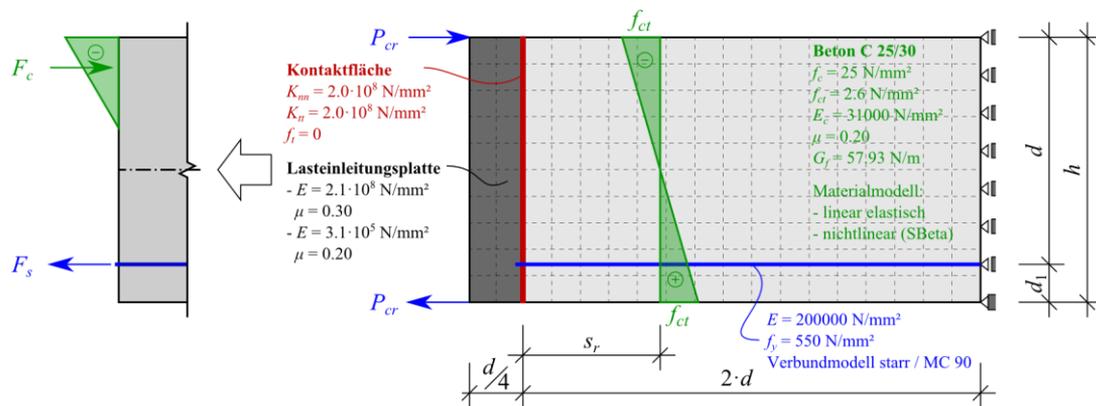
Grundsätzlich ist bekannt, dass der Abstand der primären Biegerisse vor allem von der statischen Höhe abhängig ist. Für das am Institut für Betonbau entwickelte Querkraftbemessungsmodell wurde entsprechend bisheriger Festlegungen in der Literatur zunächst ein Primärrissabstand  $s_r = 0,7 \cdot d$  angenommen, was in etwa der Zugzonenhöhe im Zustand II entspricht. [9]

Im folgenden Abschnitt wird die mit dem Programm ATENA 2D v4 durchgeführte FE-Analyse gezeigt, welche zur Gewinnung der wesentlichen Einflussparameter sowie Erkenntnissen für ein einfaches Modell zur Bestimmung des Abstands der primären Risse diente.

## 3.1 FE-Analyse

### 3.1.1 Modell

Für die Untersuchung wurde das im **Bild 3.2** dargestellte Modell verwendet. Es handelte sich um eine Stahlbetonscheibe mit der Höhe  $h$  und einer Länge von  $2 \cdot d$ . Am rechten Rand wurde die Scheibe horizontal und vertikal unverschieblich gelagert. Als Belastung griff an der linken Seite ein Kräftepaar an einer Lasteinleitungsplatte an. Die Verbindung zwischen dieser Lasteinleitungsplatte und der Stahlbetonscheibe wurde über eine Kontaktfläche realisiert. Die Kontaktfläche wurde dabei so modelliert, dass sie nur Druckkräfte übertragen kann und unter Zugbelastung ausfällt (kein Softening-Effekt berücksichtigt). Somit übernahm alleine die Bewehrung die Zugkräfte im Bereich zwischen Stahlbetonscheibe und Lasteinleitungsplatte (= am Riss). An der Kontaktfläche trat planmäßig immer eine Klaffung (Primärriss) auf, da die Kontaktfläche die schwächste Stelle im Modell darstellte.


**Bild 3.2** FE-Modell zur Untersuchung des primären Rissabstands

Bei dem Modell wurde davon ausgegangen, dass bei Belastung mit dem Rissmoment der Stahlbetonscheibe  $M_{cr}$  der nächste Primärriss neben der Kontaktfläche genau dann entstehen wird, sobald wieder ein Ebenbleiben des Querschnitts gewährleistet war. Des Weiteren wurde angenommen, dass die Sekundärrissbildung, die vor allem bei höheren Bauteilen zu beobachten ist, keinen Einfluss auf den Abstand der Primärrisse hat. Zur Abschätzung, ob im Bauteil eine Sekundärrissbildung zu erwarten ist, kann die **Gleichung ( 14 )** herangezogen werden. Diese besagt, dass Sekundärrisse nicht entstehen werden, solange die Zugkeilkraft im Zustand I kleiner gleich der Risskraft des Zugstabes mit der fiktiven Fläche  $A_{c,eff}$  ist. Für ein Bauteil unter reiner Biegebeanspruchung und mit einer Abschätzung für die effektive Betonzugfläche kann diese Bedingung stark vereinfacht werden, wie in **Gleichung ( 15 )** zu sehen ist.

$$F_{cr} = A_{c,eff} \cdot f_{ct} \geq F_t^I \quad (14)$$

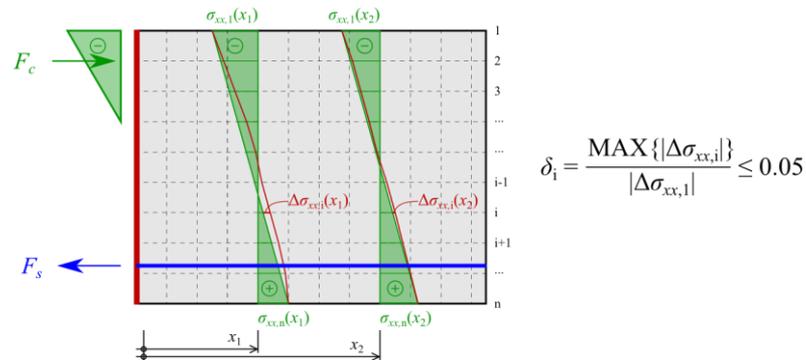
$$\underbrace{2,5 \cdot d_1 \cdot b}_{A_{c,eff}} \cdot f_{ct} \geq f_{ct} \cdot \frac{b \cdot h}{2 \cdot 2} \Rightarrow h \leq 10 \cdot d_1 \quad (15)$$

Bei Bauteilen mit einem kleineren Verhältnis von Höhe  $h$  zum Randabstand der Bewehrung  $d_1$  als 10 ist also mit keinen Sekundärrissen zu rechnen.

### Kriterium für den Zustand eines ebenen Querschnitts

Die numerischen Ergebnisse aus der FE-Berechnung mit dem Programm ATENA wurden in einem Tabellenkalkulationsprogramm aufbereitet. Dazu wurden die Längsnormalspannungen in Querschnitten, die jeweils im Abstand der Elemente zueinander lagen, ausgewertet. Als Referenz wurde ein linearer Spannungsverlauf (= ebener Querschnitt) aus den Spannungen an der Ober- und Unterkante ermittelt und dieser mit den Zwischenwerten an den Knoten verglichen, wie im **Bild 3.3** zu sehen ist. Für die Bildung einer Fehlerschranke wurden diese Differenzen auf den Wert der Längsnormalspannung an der Oberkante bezogen, wie

ebenfalls im **Bild 3.3** angegeben. Als Kriterium wurde festgelegt, dass der Querschnitt als eben gilt, sobald kein Knotenwert um mehr als 5 % (mit der erwähnten Fehlerschranke) vom ebenen Querschnitt abweicht.



**Bild 3.3** Kriterium für den Zustand eines ebenen Querschnitts

### Materialmodelle

In dieser Arbeit wird nicht näher auf die Hintergründe zu den Materialmodellen eingegangen. Der Theorieteil der Progammdokumentation [13] bietet hierzu ein gutes Nachschlagewerk. Die einzelnen Parameter der verwendeten Materialmodelle für die Lasteinleitungsplatte (starr, weich), die Bewehrung, den Beton (linear, nichtlinear), den Verbund und die Kontaktfläche sind im **Anhang A.1** tabellarisch aufgelistet.

### Variierte Parameter

Zur besseren Übersicht sind die in der FE-Analyse variierten Parameter in der **Tabelle 3.1** zusammengefasst.

**Tabelle 3.1** Variierte Parameter der FE-Analyse

Parameter	Untersuchte Werte
Materialmodell Beton	linear elastisch / nichtlinear (SBeta Materialmodell)
Verbundmodell	starrer Verbund / Verbundmodell MC 90
Normalkraft	$N = 0$ / $N = A_c \cdot f_{ct}$
Lasteinleitungsplatte	$EI \rightarrow \infty$ , $EA \rightarrow \infty$ / $EI = E_c I_c$ , $EA = E_c A_c$
statische Höhe $d$ [mm]	200 / 300 / 400 / 600 / 800 / 1200 / 1600
Randabstand Bewehrung $d_l$ [mm]	50 / 75 / 100 / (160)
Längsbewehrungsgrad $\rho_l$ [%]	0,79 / 1,57 / 2,36

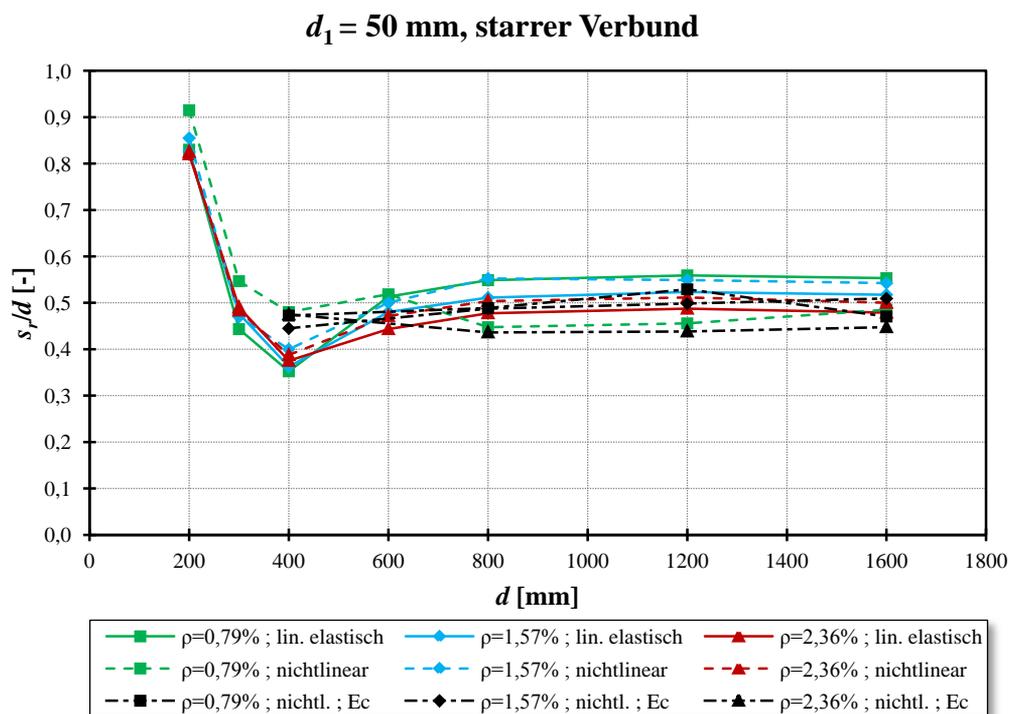
### 3.1.2 Ergebnisauswertung

Die Ergebnisse sind in tabellarischer Form im **Anhang A.2.1** zusammengefasst. Überdies sind entsprechende Diagramme zu diesen Daten im **Anhang A.2.2** zu finden. In diesem Abschnitt werden nur die wesentlichen Erkenntnisse dargestellt und interpretiert.

In Bezug auf das Materialmodell für den Beton sind keine nennenswerten Auswirkungen auf die Ergebnissen zu erkennen, wie auch das **Bild 3.4** zeigt. Dennoch wurde im weiteren Verlauf der Untersuchungen das nichtlineare Materialmodell verwendet, da damit die Rissentwicklung im Bauteil sehr gut erfasst und die Abnahme der Steifigkeit im Zuggurt aufgrund der Rissbildung bei höheren Lasten berücksichtigt werden konnte.

Beim Vergleich der Ergebnisse mit starrem Verbund mit jenem des Verbundmodells des CEB-FIP Model Code 1990 konnten ebenfalls nur sehr geringe Abweichungen voneinander festgestellt werden. Beim Verbundmodell des CEB-FIP Model Code 1990 verhielt sich der Zuggurt erwartungsgemäß etwas weicher, was zu etwas höheren Primärrissabständen führte (siehe **Bild A.3** und **Bild A.4** im Anhang).

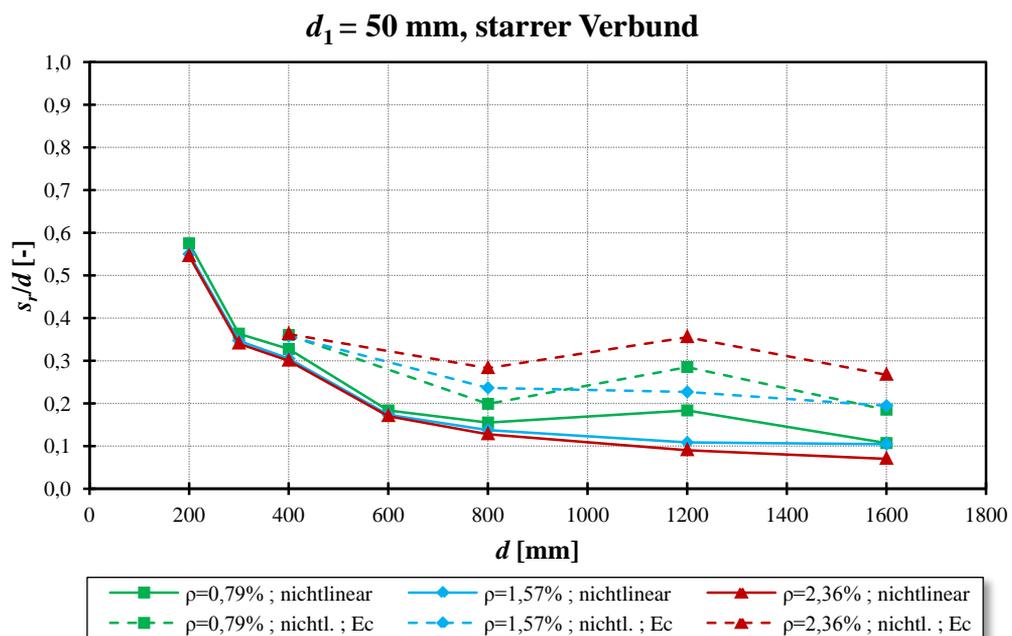
Die Änderung des Längsbewehrungsgrads zeigte ebenso nur einen geringen Einfluss, wobei ein höherer Bewehrungsgrad grundsätzlich zu kleineren Primärrissabständen führte.



**Bild 3.4** Auswertung zu reiner Biegung mit unterschiedlichen Materialmodellen

Die statische Höhe und der Randabstand sind nach den Erkenntnissen dieser Untersuchung immer gemeinsam zu betrachten. Im Anhang im **Bild A.6** wird die Abhängigkeit des auf die statische Höhe bezogenen Rissabstands  $s_r/d$  zum Verhältnis des Randabstands zur statischen Höhe  $d_1/d$  dargestellt. Die gesamte Thematik kann also weitgehend dimensionslos dargestellt werden. Dennoch wird hier das Verhalten anhand **Bild 3.4** mit der statischen Höhe als Abszisse verdeutlicht. Dort ist zu erkennen, dass der bezogene Rissabstand ab einer gewissen statischen Höhe konstant bleibt ( $s_r/d \approx 0,50$  ab  $d \approx 300$  mm).

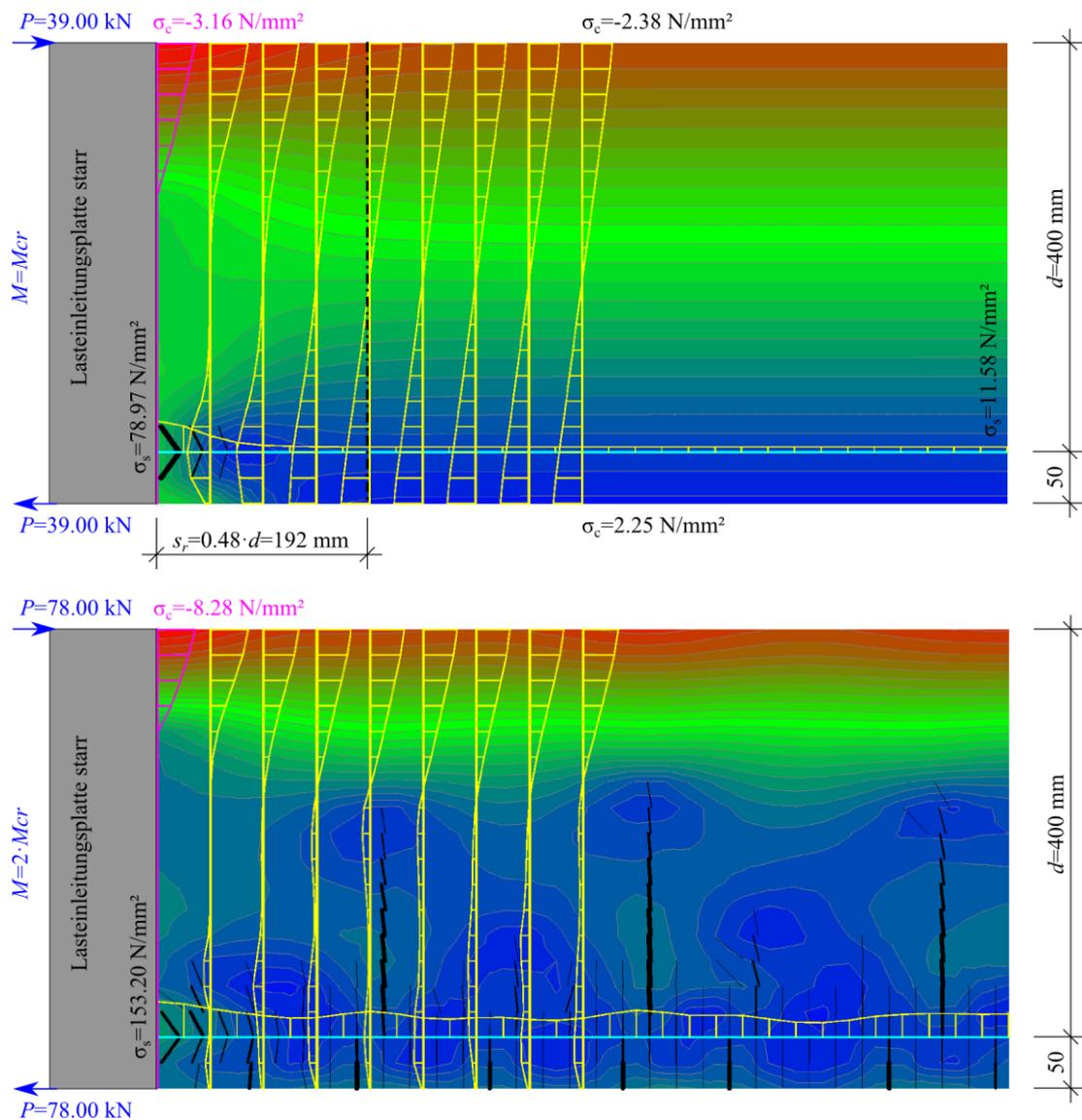
Nach den Untersuchungen mit reiner Biegebeanspruchung wurde auch der Einfluss einer Normalkraft untersucht. Dies führte zu ungewöhnlich geringen Primärrissabständen. Deshalb wurde die zunächst starre Lasteinleitungsplatte mit einer dem Beton entsprechenden Steifigkeit modelliert. Die Ergebnisse dazu sind im **Bild 3.5** dargestellt, wobei die durchgehenden Linien die starre und die gestrichelten Linien die weichere Lasteinleitungsplatte zeigen. Auch für reine Biegebeanspruchung wurde stichprobenartig der Einfluss einer weichen Lasteinleitungsplatte überprüft, dort waren jedoch keine signifikanten Auswirkungen zu erkennen. Grundsätzlich ist hierzu anzumerken, dass die weichere Platte das tatsächliche Verhalten besser widerspiegelt, da eine starre Platte einen ebenen Dehnungszustand am Riss aufzwingt, was dort real aber nicht der Fall sein kann. Das Ebenbleiben des Querschnitts ist zwischen den Rissen nämlich nur im Mittel gegeben, wie in [1] erläutert wird.



**Bild 3.5** Auswertung zu Biegung mit Normalkraft mit starrer und weicher Einleitungsplatte

### Darstellung ausgewählter Ergebnisse

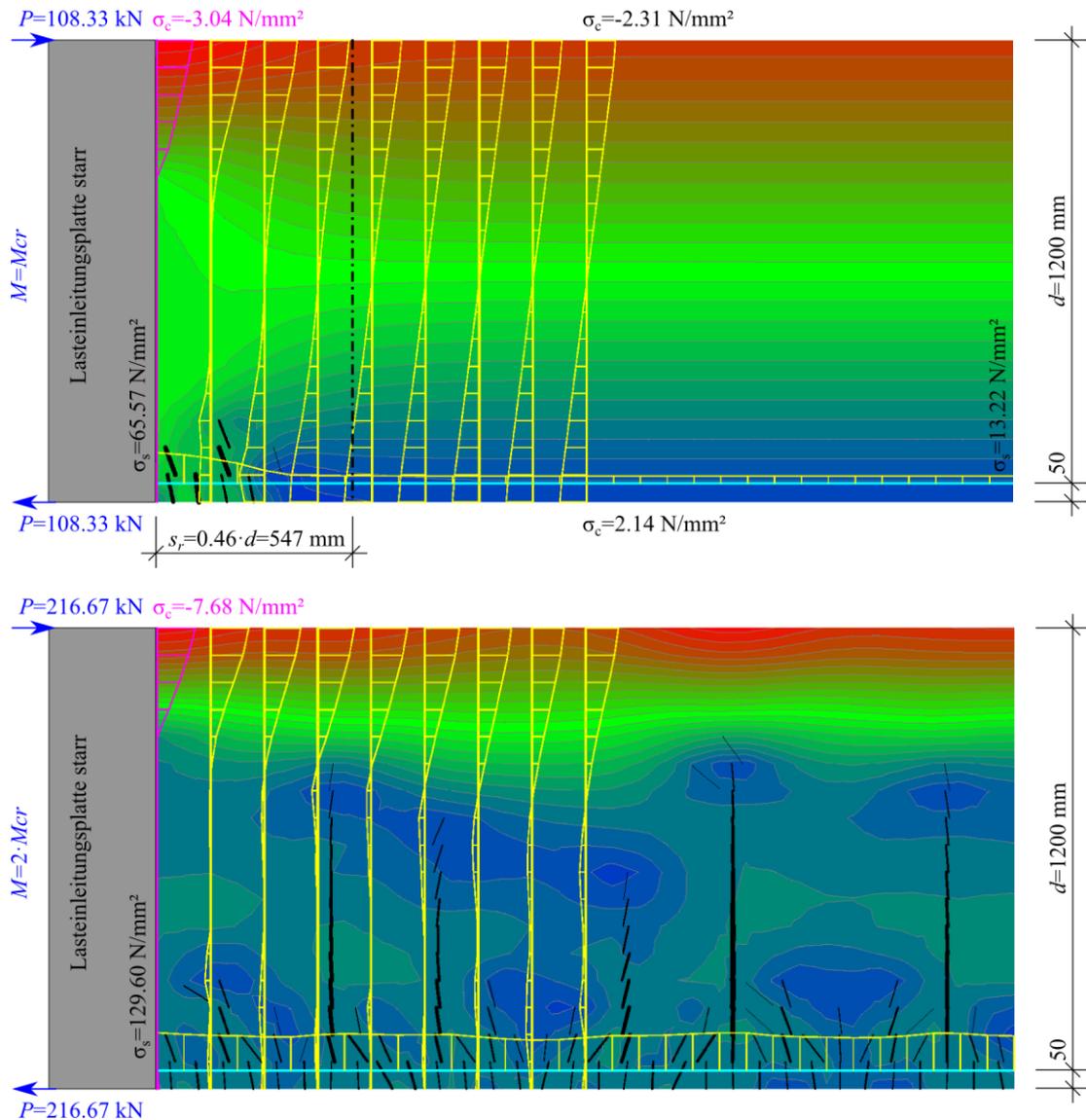
Im Folgenden werden kurz die Ergebnisse für zwei unterschiedliche statische Höhen grafisch dargestellt. Zunächst wird eine Scheibe mit der einer statischen Höhe von 400 mm betrachtet. In der oberen Darstellung im **Bild 3.6** wirkt das Rissmoment, hier sind im Bereich der Bewehrung Sekundärrisse zu sehen. Man erkennt sehr gut, wie rasch sich die Spannungen vom gestörten Bereich hin zum ungestörten Bereich umlagern.



**Bild 3.6** Normalspannungen und Rissbild ( $\rho_l = 0,79 \%$ , Material nichtlinear)

Die untere Darstellung im **Bild 3.6** zeigt dieselbe Scheibe, jedoch bei doppeltem Rissmoment. Hier sind bereits deutlich drei Primärrisse zu erkennen, die bis knapp unter die Spannungsnulllinie reichen. Vergleicht man die Lage des ersten Primärrisses mit dem erwarteten Abstand aus der oberen Grafik, so ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen.

Das **Bild 3.7** zeigt eine Scheibe mit einer statischen Höhe von 1200 mm. Hier ist im Vergleich zu **Bild 3.6** bereits eine stärkere Sekundärrissbildung erkennbar. Trotzdem lagern sich die Spannungen wieder rasch um, womit rasch der Zustand eines ebenen Querschnitts erreicht wird.



**Bild 3.7** Normalspannungen und Rissbild ( $\rho_l = 0,79$  %, Material nichtlinear)

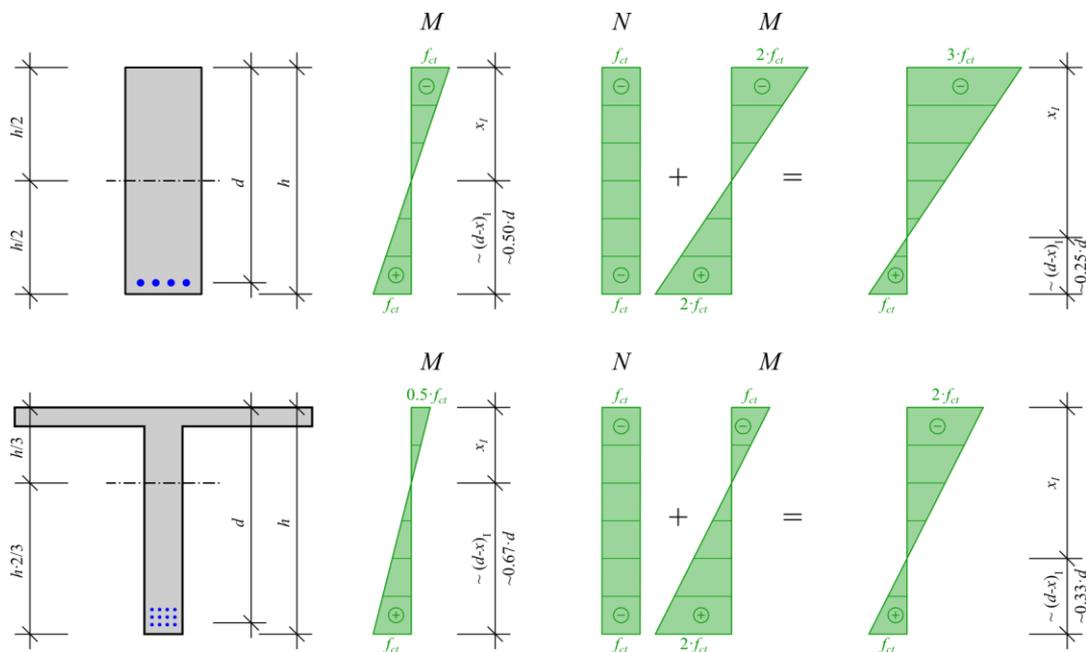
Die untere Darstellung im **Bild 3.7** zeigt wieder dieselbe Scheibe bei doppeltem Rissmoment. Hier sind bereits deutlich drei Primärrisse zu erkennen, die bis knapp unter die Spannungsnulllinie reichen. Auch hier ist wieder eine gute Übereinstimmung der Lage des ersten Primärrisses mit dem erwarteten Abstand aus der oberen Grafik erkennbar.

### 3.2 Schlussbemerkung

Bei Betrachtung von **Bild 3.4** und **Bild 3.5** sowie der Ergebnisse im **Anhang A.2** erkennt man, dass für reine Biegebeanspruchung ein Primärrissabstand von etwa  $0,50 \cdot d$  und für Biegung mit Normalkraft ( $N = A_c \cdot f_{ct}$ ) von etwa  $0,25 \cdot d$  im Mittel den FE-Ergebnissen am besten entspricht. Dies lässt die Folgerung zu, dass eine Abschätzung des Primärrissabstands mithilfe des Prinzips von De Saint Venant (Adhémar Barré de Saint Venant, 1797-1886) [14] sehr gut möglich ist. Umgelegt auf ein Biegebauteil besagt dieses Prinzip, dass der Abstand der Primärrisse in etwa der Zugzonenhöhe im ungerissenen Zustand entspricht. Als Vorschlag dazu wird die **Gleichung (16)** angegeben.

$$s_r \approx (d - x)_1 \quad (16)$$

Abschließend wird diese Überlegung anhand **Bild 3.8** für einen Rechteckquerschnitt und einen im Betonbrückenbau üblichen T-Querschnitt mit und ohne Normalkraft dargestellt.



**Bild 3.8** Modell zum Rissabstand beim Rechteckquerschnitt und T-Querschnitt

## 4 Eigene Versuche

In diesem Kapitel werden die Ziele, der Aufbau und die wesentlichen Ergebnisse der am Labor für Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität Graz durchgeführten Versuche erläutert. Insgesamt wurden 10 Versuche durchgeführt, bei denen die Art der Belastung (Einzellast, Gleichlast), das statische System (Kragträger, Einfeldträger, Zweifeldträger) und der Bewehrungsgrad variierten.

### 4.1 Zielsetzung

Im Bemessungsmodell des *fib* Model Code 2010 [5] wird ein Einfluss der Biegebeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung berücksichtigt. Wie in **Kapitel 2.3** gezeigt wurde, ergeben sich damit deutliche Unterschiede der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Querkraft- und Momentenverlaufs des betrachteten Schubfelds, wobei sich eine begleitende Biegebeanspruchung stets negativ auf den Querkraftwiderstand auswirkt. Aktuelle Versuchsergebnisse von Caldentey et al. [7] sowie das am Institut für Betonbau der TU Graz entwickelte Modell zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung [9] widersprechen jedoch insbesondere bei Kragträgern mit Gleichlast deutlich diesen Modellvorstellungen des *fib* MC 2010.

Ziel der Versuchsreihe war es daher, den Einfluss der Interaktion zwischen Biege- und Querkraftbeanspruchung anhand der im **Kapitel 2.2** diskutierten Schubfeldtypen zu verdeutlichen und damit verbundene Defizite im Bemessungsmodell des *fib* MC 2010 aufzuzeigen.

Die einzelnen Versuchsgeometrien werden auf den nächsten Seiten erläutert, in **Tabelle 4.1** sind die wesentlichen Parameter der 10 durchgeführten Versuche zum besseren Überblick aufgelistet. Zu erkennen ist dabei, dass die ersten 7 Versuchsbalken SV-1.1 bis SV-4.2 so ausgelegt wurden, dass die Schubschlankheit jeweils gleich blieb ( $M/(V \cdot d) = 3,75$ ). Damit konnte später im Zuge der Versuchsauswertung der Einfluss des Momenten- und Querkraftverlaufs im Schubfeld bei gleichbleibender Schubschlankheit leichter verglichen werden.

In der **Tabelle 4.1** sind folgende Parameter abzulesen:

- $b$  Querschnittsbreite [mm]  
 $h$  Querschnittshöhe [mm]  
 $d$  statische Nutzhöhe (rechnerischer Wert gemäß **Bild 4.3**) [mm]  
 $d_{cal}$  statische Nutzhöhe (abgerundeter Wert für Berechnungszwecke) [mm]  
 $\rho_l$  Längsbewehrungsgrad ( $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ ) [-]  
 $V_{Rm,c}$  mittlerer Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung laut **Gleichung (2)** [kN]  
 $M/(V \cdot d)$  Schubschlankheit [-]

**Tabelle 4.1** Parameter der Versuchsbalken

Bezeichnung	$b$ [cm]	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$d_{cal}$ [cm]	$\rho_l$ [%]	$V_{Rm,c}$ [kN]	$M/(V \cdot d_{cal})$ [-]
SV-1.1 / SV-1.2	17	45	40,7	40	0,75	60,85	3,75
SV-2			40,7		0,75	60,85	3,75
SV-3.1 / SV-3.2			40,7		0,75	60,85	3,75
SV-4.1 / SV-4.2			40,3		1,44	75,75	3,75
SV-5.1			40,3		1,44	75,75	4,25
SV-5.2			40,3		1,56	77,76	4,25
SV-6			40,7		0,75	60,85	2,31

Alle Versuche wurden so ausgelegt, dass nach dem Bemessungsmodell des EC 2 von einem Schubversagen auszugehen ist. Dabei wurden Biegeversagen, Schubversagen außerhalb der betrachteten Schubfelder, die Auflagerpressungen sowie die erforderlichen Verankerungslängen berücksichtigt. Bei den Systemen mit Gleichlast (SV-2 bis SV-6) wurde die Last jeweils erst ab dem Abstand  $d$  von der Innenkante der Lasteinleitungsplatten aufgebracht, um den Einfluss von direkten Druckstreben (zumindest rechnerisch) auszuschalten (Abstand  $d$  gilt sowohl im EC 2 als auch MC 2010 als Bereich mit direkten Druckstreben). Die Bewehrungspläne aller Balken sind im **Anhang B.1** zu finden.

#### 4.1.1 Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S1

Die Versuchsaufbauten SV-1.1 & SV-1.2 (beide ident) dienen zur Untersuchung des Schubfeldtyps S1 (siehe **Abschnitt 2.2.1**) und entsprachen dem im **Bild 4.1** oben dargestellten System. Dabei handelte es sich um einen Einfeldträger mit Kragarm, wobei Feld- und Kragarmlänge jeweils 1,50 m betragen. Der Feldbereich wurde mit einer Schubbewehrung ausgeführt, um ein Querkraftversagen im gewünschten Schubfeld im Kragarm zu erzwingen.

#### 4.1.2 Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S2

Mit dem im **Bild 4.2** oben dargestellten Versuchsaufbau SV-2 wurde der Schubfeldtyp S2 (siehe **Abschnitt 2.2.2**) untersucht. Die Geometrie des Einfeldträgers mit Gleichlast wurde so gewählt, dass die gleiche Schubschlankheit wie im Versuch SV-1.1 bzw. SV-1.2 vorlag. Dadurch ergab sich eine Spannweite von 5,00 m und eine Belastungslänge von 4,00 m.

#### 4.1.3 Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S3

Der im **Bild 4.1** in Bildmitte dargestellte Versuchsaufbau SV-3.1 & SV-3.2 (beide ident) diente zur Untersuchung des Schubfeldtyps S3 (siehe **Abschnitt 2.2.3**). Die Resultierende der Gleichlast lag an derselben Stelle wie die Einzellast des Versuchsaufbaus SV-1.1 bzw. SV-1.2, womit auch hier dieselbe Schubschlankheit vorlag. Damit ergab sich eine Kraglänge von 2,50 m bei einer Belastungslänge von 2,00 m. Der Feldbereich wurde schubbewehrt, um ein Versagen im Kragbereich gewährleisten zu können.

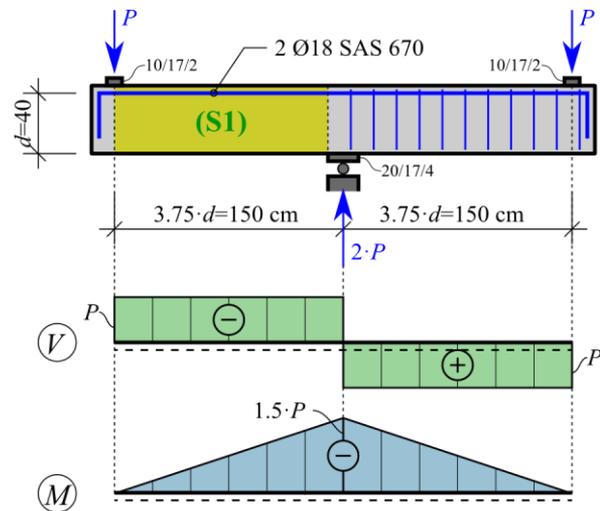
Der Versuchsaufbau SV-4.1 & SV-4.2 (beide ident) war ähnlich jenem der Balken SV-3.1 bzw. SV-3.2, lediglich der Längsbewehrungsgrad wurde erhöht (von 0,75 % auf 1,44 %).

Auch mit dem Versuchsaufbau SV-5.1 & SV-5.2 (**Bild 4.1** unten) wurde der Schubfeldtyp S3 untersucht. Er entsprach im Prinzip dem Aufbau SV-4.1 bzw. SV-4.2, jedoch wurde der Hebelarm der Resultierenden der Gleichlast erhöht. Damit konnte der Einfluss einer größeren Schubschlankheit untersucht werden ( $M/(V \cdot d)$  wurde von 3,75 auf 4,25 erhöht). Die Feldlänge musste in diesem Versuch auf 1,30 m reduziert werden, da das Aufspannfeld des LKI einen Rasterabstand von 0,50 m für die Lastaufbringung vorgibt. Somit musste der Abstand zwischen der Resultierenden der Gleichlast (Position des Druckzylinders) und der Auflagerkraft am rechten Trägerrand ein Vielfaches dieses Rasterabstandes betragen (hier: 3,00 m). Für den Balken SV-5.2 wurde anstelle der hochfesten Bewehrung Bewehrungsstahl der Sorte BSt 550 verwendet, mit entsprechend größerem Durchmesser ( $\varnothing 26$  mm anstelle  $\varnothing 25$  mm). Diese Änderung hatte jedoch nur eine geringe Auswirkung auf den Bewehrungsgrad und somit auf die Querkrafttragfähigkeit (siehe **Tabelle 4.1**) und die Biegetragfähigkeit. Daher war bei SV-5.1 und SV-5.2 mit einem sehr ähnlichen Tragverhalten zu rechnen.

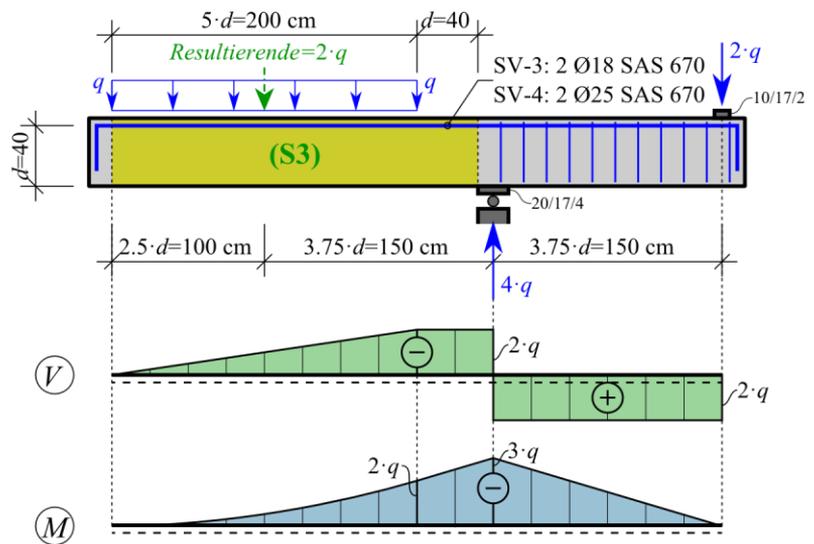
#### 4.1.4 Versuchsbalken zum Schubfeldtyp S3'

Der Versuchsaufbau SV-6 diente zur Untersuchung des Schubfeldtyps S3' (siehe **Abschnitt 2.2.4**) und entsprach dem im **Bild 4.2** unten dargestellten System. Der Feldbereich mit Gleichlast wurde mit derselben Geometrie ausgeführt wie beim Versuch SV-2, wobei hier der Bereich des linken Auflagers sowie das kurze Feld schubbewehrt wurden, um ein Querkraftversagen im gewünschten Schubfeld links neben dem Mittelaufleger zu erzwingen.

SV-1.1 & SV-1.2



SV-3.1 & SV-3.2  
SV-4.1 & SV-4.2



SV-5.1 & SV-5.2

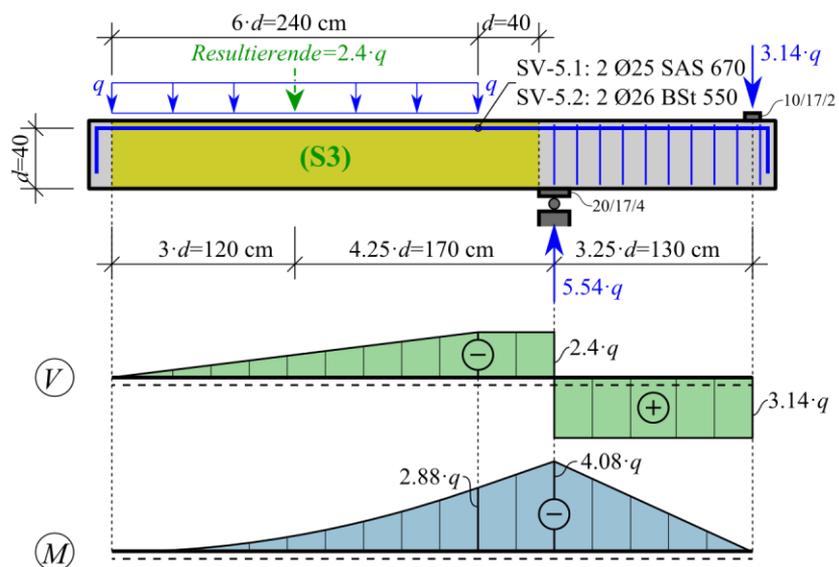
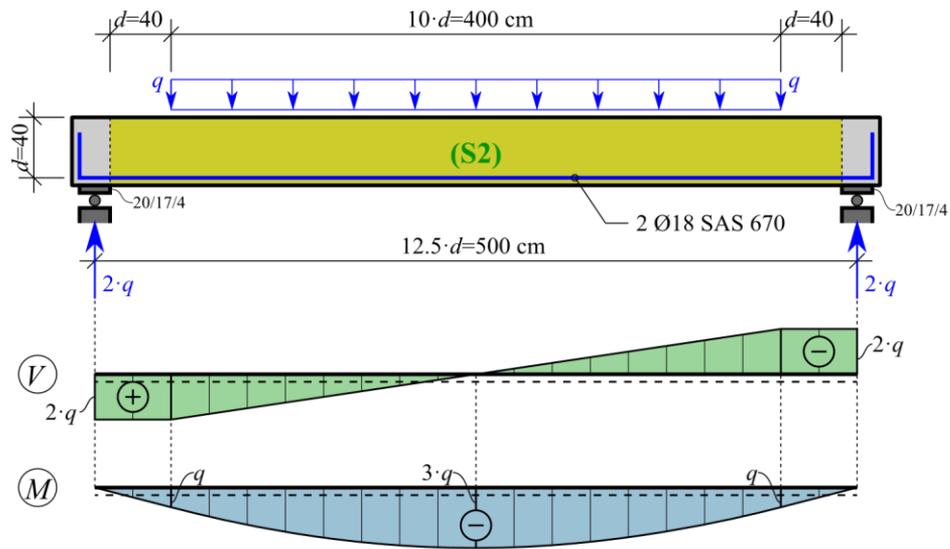


Bild 4.1 Skizzen und Schnittgrößen SV-1, SV-3, SV-4 und SV-5

SV-2



SV-6

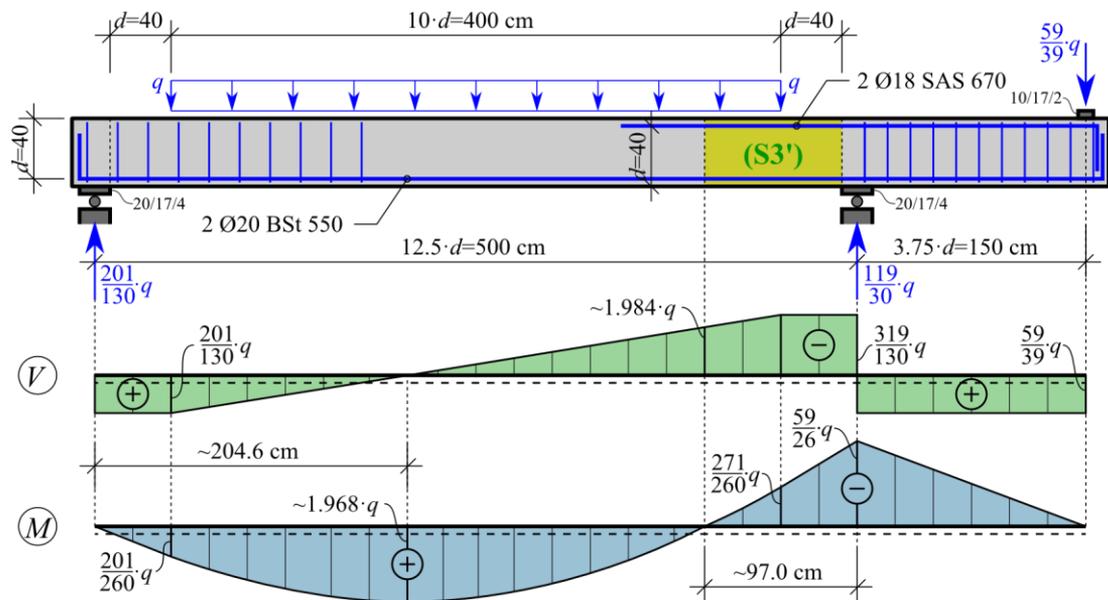


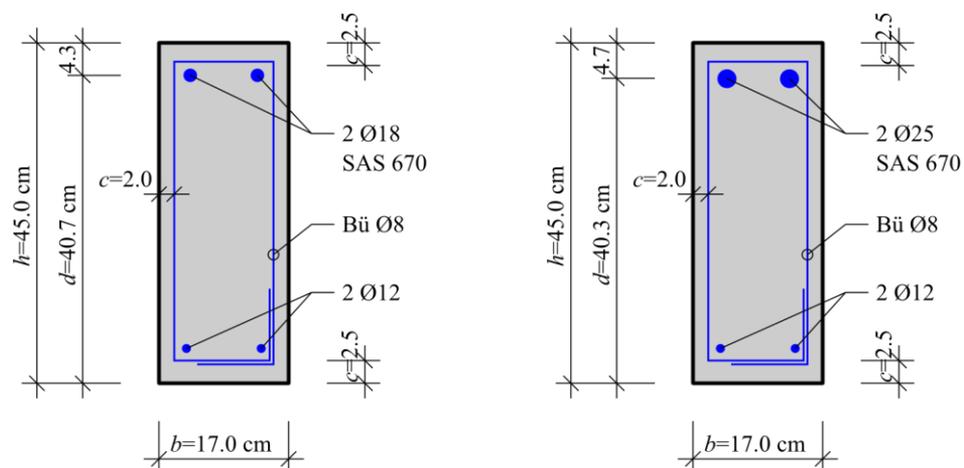
Bild 4.2 Skizzen und Schnittgrößen SV-2 und SV-6

## 4.2 Versuchsaufbau

In diesem Abschnitt wird die Querschnittsgeometrie beschrieben sowie kurz auf die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe eingegangen. Abschließend wird überblicksmäßig die verwendete Versuchs- und Messtechnik erläutert.

### 4.2.1 Querschnittsgeometrie

Die Außenabmessungen des Querschnitts wurden für alle Versuche gleich gewählt mit einer Breite  $b = 17 \text{ cm}$  und einer Höhe  $h = 45 \text{ cm}$ . Die Betondeckung wies seitlich jeweils  $c = 20 \text{ mm}$  sowie oben und unten  $c = 25 \text{ mm}$  auf, die statische Höhe variierte je nach gewählter Biegebewehrung (siehe **Tabelle 4.1**), wurde aber konservativ abgerundet mit  $d_{cal} = 40 \text{ cm}$  für Vorbemessungszwecke verwendet. In Trägerbereichen, bei denen eine Bügelbewehrung nötig war, wurde diese mit BSt 550  $\text{Ø}8 \text{ mm}$  ausgeführt, des Weiteren wurde als konstruktive Längsbewehrung im Druckgurt BSt 550  $\text{Ø}12 \text{ mm}$  verwendet. Die Querschnittsgeometrien für die beiden unterschiedlichen Bewehrungsgrade sind im **Bild 4.3** dargestellt.



**Bild 4.3** Querschnitte der Versuchsbalken mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden

## 4.2.2 Baustoffe

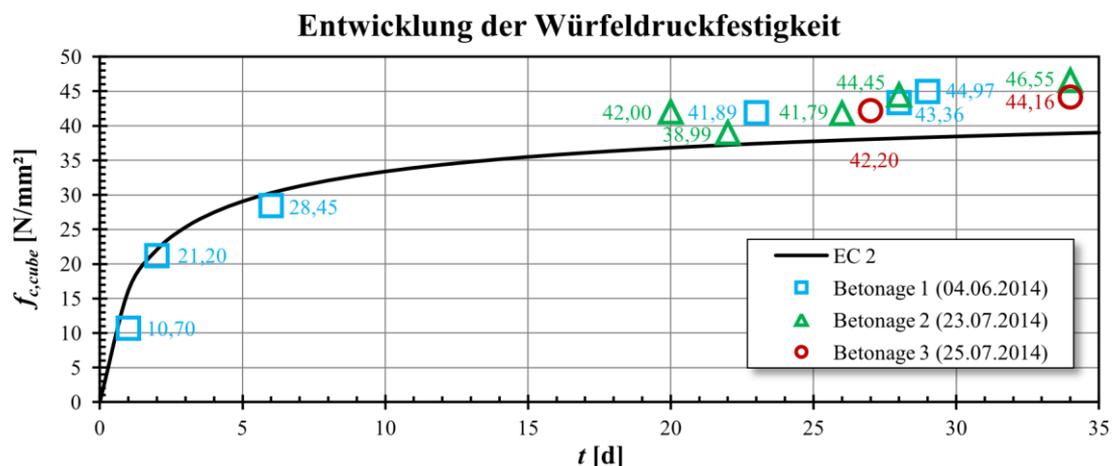
### Beton

Für alle Versuche wurde Beton der Festigkeitsklasse C25/30 gewünscht. Dazu wurden Vorversuche mit sechs Betonrezepturen (mit variiertem  $W/B$ -Wert) durchgeführt, deren Zusammensetzung in **Tabelle 4.2** ersichtlich sind. Aus diesen Vorversuchen ging hervor, dass ein  $W/B$ -Wert von 0,73 am geeignetsten erschien (blaue Schattierung), die detaillierten Ergebnisse sind im **Anhang B.3.1** zu finden.

**Tabelle 4.2** Betonrezepturen Vorversuch und gewählte Rezeptur

Einsatzstoff	Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]						
	270	280	290	300	310	320	270
CEM II/A-S 52,5 N	270	280	290	300	310	320	270
Wasser	195,1	195,3	195,2	194,5	193,2	190,9	196,0
Fließmittel Glenium <sup>®</sup> ACE 331	0,86	0,98	0,86	0,75	0,85	1,60	0,729
Mehl 0-2 mm	177	176	175	175	174	174	176,8
Sand 0-4 mm	944	939	935	932	929	927	943,1
Kies 4-16 mm	846	842	838	835	833	831	844,9
<b>Summe [kg/m<sup>3</sup>]</b>	2433	2433	2435	2437	2440	2444	2432
<b>Ausbreitmaßklasse</b>	F4	F4	F4	F4	F4	F6	F4
<b>W/B [-]</b>	<b>0,725</b>	<b>0,700</b>	<b>0,675</b>	<b>0,650</b>	<b>0,625</b>	<b>0,600</b>	<b>0,730</b>

Später in den Hauptversuchen wurden höhere als die gewünschten Festigkeiten festgestellt (in etwa Festigkeitsklasse C30/37), wie in den Ergebnissen der Begleitversuche im **Bild 4.4** zu sehen ist. Dies hatte auf die erwarteten Prüflasten aber nur einen geringen Einfluss.



**Bild 4.4** Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit

## Bewehrungsstahl

Als Biegebewehrung wurden hochfeste Gewindestäbe SAS 670/800 verwendet, damit ein Schubversagen vor Biegeversagen gewährleistet werden konnte und der Bewehrungsgrad dennoch in einem praktikablen Bereich blieb. Die Eigenschaften dieses Produkts sind in der **Tabelle 4.3** zusammengefasst, welche den Informationen des Herstellers [15] entnommen sind.

Für die restliche konstruktive Bewehrung in der Druckzone und die Bügelbewehrung wurde normal duktiler Betonstahl BSt 550 A verwendet, dessen Eigenschaften hier aber nicht näher angeführt werden..

In der **Tabelle 4.3** sind folgende Parameter der Gewindestäbe SAS 670/800 angegeben:

$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{uk}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{gt}$	Gleichmaßdehnung (Beginn der Einschnürung) [‰]
$A_{10}$	Bruchdehnung [‰]
$f_r$	bezogene Rippenfläche [%]

**Tabelle 4.3** Eigenschaften Gewindestäbe SAS 670/800 [15 S. 6]

$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{uk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{gt}$ [‰]	$A_{10}$ [‰]	$f_r$ [%]
670	800	205.000	50	100	≥ 7,50

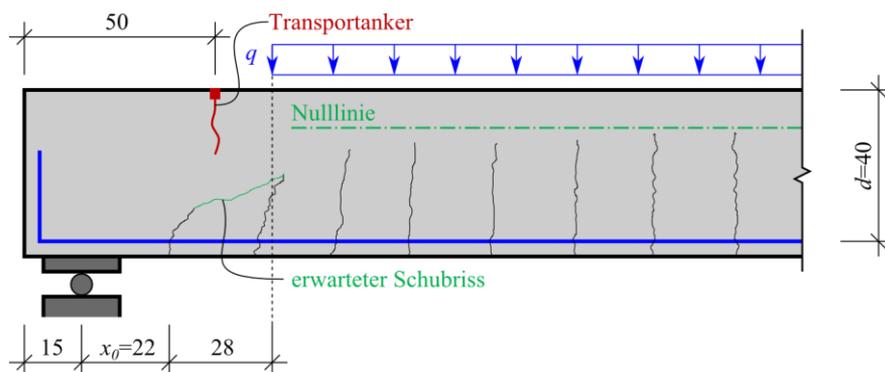
### 4.2.3 Herstellung der Versuchsbalken

#### Betonage

Die Balken wurden in 3 Etappen betoniert. Zuerst wurden am 04.06.2014 die Versuchskörper SV-1.1, SV-3.1 und SV-4.1 im Werk der SW Umwelttechnik GmbH in Lienz hergestellt. Die weiteren Balken SV-1.2, SV-2, SV-3.2, SV-4.2 und SV-5.1 wurden am 23.07.2014 und die Balken SV-5.2 und SV-6 schließlich am 25.07.2014 betoniert. Zu jeder Betonage wurden Würfel ( $a = 15 \text{ cm}$ ) und Zylinder ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ) begleitend hergestellt. Die Würfel dienten einerseits zur Überprüfung der Festigkeitsentwicklung und andererseits zur Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,cube}$  am Tag der Hauptversuche. Die Zylinder wurden zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  benötigt. Die Ergebnisse der Begleitversuche sind in den **Anhang B.3.2**, **B.3.3** und **B.3.4** zu finden.

#### Transport

In Bezug auf den Transport sei hier nur auf einen Detailpunkt, nämlich der Transportanker, hingewiesen. Diese wurden einerseits so platziert bzw. dimensioniert, dass beim Abheben aus der Schalung sowie beim Transport das Rissmoment in den Balken niemals überschritten werden konnte und andererseits, dass durch die Anker die Schubrissbildung nicht beeinflusst wurde. Grundsätzlich wurde danach getrachtet, dass die Anker nach Möglichkeit außerhalb des zu untersuchenden Schubfeldes angeordnet wurden. Wo dies nicht eingehalten werden konnte, waren genauere Überlegungen zur Schubrissbildung nötig. Die Lage des erwarteten Schubrisses (ausgehend vom auflagnähesten Biegeriss) wurde dabei mittels der Modellvorstellungen des am Institut für Betonbau der TU Graz entwickelten Schubmodells [9] ermittelt. Diese Thematik ist exemplarisch im **Bild 4.5** für den Versuchsbalken SV-2 dargestellt.

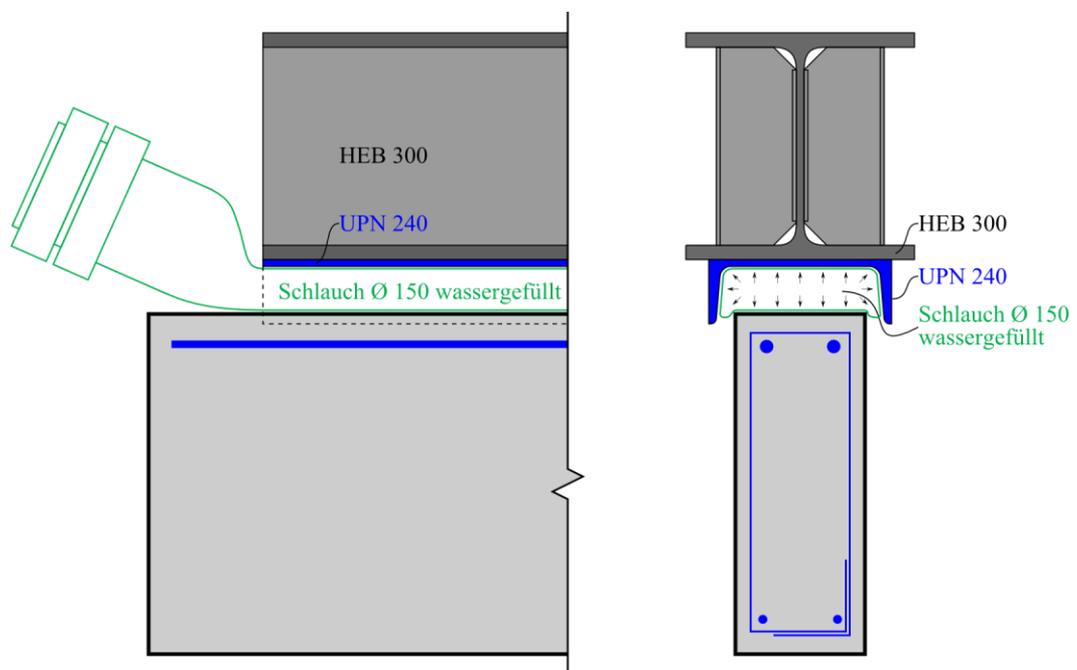


**Bild 4.5** Skizze zur Lage der Transportanker bei Versuchskörper SV-2

#### 4.2.4 Versuchs- und Messtechnik

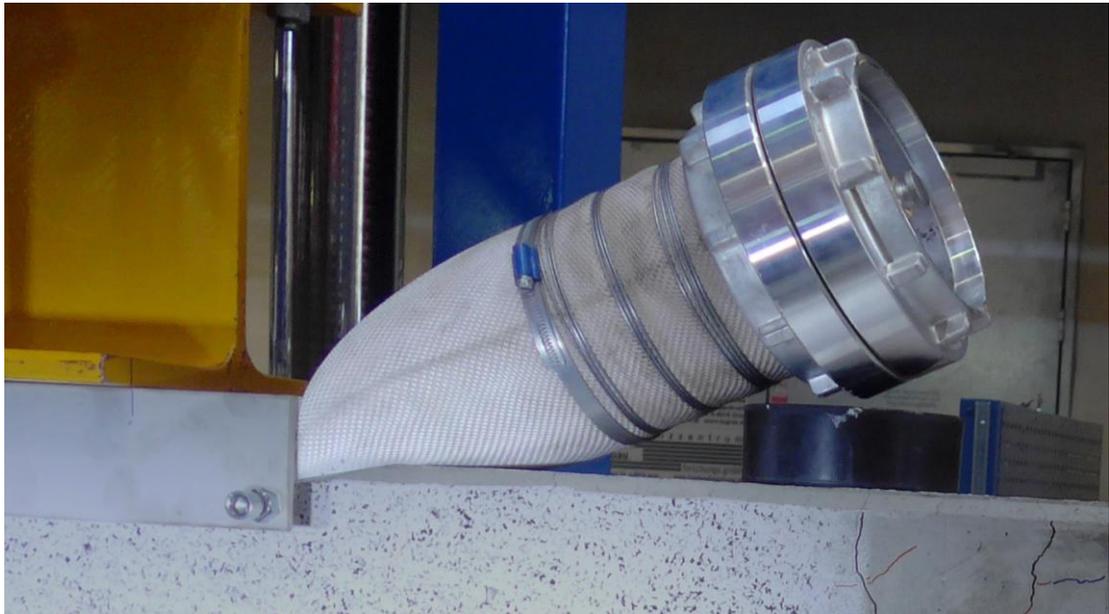
##### Aufbringen der Gleichlast

Die Realisierung einer Gleichlast im Versuch stellt ein nicht einfaches Unterfangen dar, was wohl auch einer der Gründe dafür ist, warum die meisten Versuche zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen bis dato vorwiegend mit Einzellasten durchgeführt wurden. Im Jahr 1962 führten Leonhardt und Walther [6] Versuche an Stahlbetonbalken mit Gleichlast durch. Dabei wurden zwei mit Wasser gefüllte Feuerwehrschräume zur Lasteinleitung eingesetzt, welche über ein I-Profil belastet wurden. In dieser Arbeit wurde diese Versuchsanordnung mit leichten Abänderungen ausgeführt, wie im **Bild 4.6** dargestellt ist. Hier wurde ein Feuerwehrschräum durch ein U-Profil belastet, welches gleichzeitig dafür sorgte, dass er nicht seitlich über die Trägerkante rutschen konnte. Die Schlauchenden waren mit Blindkupplungen verschlossen. Beim Befüllen mit Wasser wurde darauf geachtet, dass möglichst keine Luft im Schlauch verblieb. **Bild 4.7** zeigt die Detailsituation des belasteten Feuerwehrschrumes am Lastende.



**Bild 4.6** Aufbringen der Gleichlast in Anlehnung an [6 S. 19]

Im biegeweichen Feuerwehrschräum baut sich bei Belastung ein konstanter Wasserdruck (maximal ca. 2,5 bis 3,0 bar) auf, der ohne den Einfluss von etwaigen Unebenheiten der Trägeroberseite gleichmäßig auf die den Träger wirkt. Zudem weist der Schlauch nur eine unbedeutende Schubsteifigkeit auf, womit keine Gefahr besteht, dass das U-Profil und der Lasteinleitungsträger für die Lastabtragung aktiviert werden.



**Bild 4.7** Schlauch im eingebauten Zustand

### **Aufspannfeld**

Das Aufspannfeld (10/20/1 m) am LKI der Technischen Universität Graz ist als zweizelliger Spannbetonhohlkasten ausgeführt und besitzt eine eigene Fundierung. Das Aufspannraster beträgt 0,5/0,5 m, wobei an jeder Verankerung eine Kraft von maximal 500 kN aufgebracht werden kann.

### **Servohydraulik**

Für alle Versuche wurde ein Zylinder mit einer maximalen Kraft von 1000 kN verwendet (MTS<sup>®</sup> 244.51), die Messung des Kolbenwegs erfolgt dabei durch LVDTs (linear variable differential transformers).

### **Kraftmessung am Zylinder**

Die Kraftmessung am Zylinder erfolgte mit einer zum Zylinder kompatiblen Kraftmessdose (MTS<sup>®</sup> 661.31F-01), die ebenfalls auf eine Maximallast von 1000 kN ausgelegt ist. Ihre Steifigkeit beträgt  $K = 10 \cdot 10^6$  N/mm, die Linearitätsabweichung liegt bei  $\pm 0,15$  %.

### **Kraftmessung am Auflager**

Beim Versuchsaufbau SV-6 (Zweifeldträger) musste an einer zusätzlichen Stelle die Kraft gemessen werden, damit die unbekannte Größe für dieses statisch unbestimmte System ermittelt werden konnte (vor allem, da sich die Steifigkeit des Systems durch die Rissbildung ständig verändert). Diese Messung erfolgte mittels eines Druckkraftaufnehmers (HBM C2) mit einer Nennkraft von 100 kN und einer Linearitätsabweichung  $< 0,10$  %. Das **Bild 4.8** zeigt die Einbausituation des Druckkraftaufnehmers beim Balken SV-6.



**Bild 4.8** Druckkraftaufnehmer im eingebauten Zustand beim Balken SV-6

### Messung der Durchbiegung

Die Durchbiegung wurde mittels induktiver Wegaufnehmer (HBM WA200) gemessen. Der Nennmessweg dieser Aufnehmer liegt zwischen 0 und 200 mm, die Linearitätsabweichung beträgt  $\pm 0,20\%$ .

### Dehnungsmessung

Zur Dehnungsmessung wurden Dehnungsaufnehmer HBM DD1 mit einer Nennlängenänderung von  $\pm 2,5$  mm und einer Linearitätsabweichung von  $\pm 0,05\%$  mit selbsthergestellten Messbasen (Längen 380 mm, 250 mm bzw. 50 mm) verwendet. Die Befestigung an den Balken erfolgte mittels X60 Kleber und federbelasteten Klammern (siehe **Bild 4.9**).



**Bild 4.9** Dehnungsaufnehmer mit Messbase 380 mm

### Optische 3D-Verformungsanalyse

Zur Untersuchung der Schubrissbildung wurde an 7 Balken (SV-1.2, SV-2, SV-3.2, SV-4.2, SV-5.1, SV-5.2 und SV-6) eine optische 3D-Verformungsanalyse mit dem System „ARAMIS“ der Firma GOM - Gesellschaft für Optische Messtechnik mbH durchgeführt. Dies sei hier nur angemerkt, in dieser Arbeit wird jedoch nicht näher darauf eingegangen.

### 4.3 Wesentliche Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse zusammengefasst dargestellt und die einzelnen Schubfeldtypen miteinander verglichen. Detaillierte Ergebnisdaten (Berechnung der ertragbaren Querkraft am Auflager, Rissbilder, Kraft-Wegdiagramme, Kraft-Dehnungsdiagramme, Dehnungsebenen sowie Fotos) sind im **Anhang C** zu finden.

**Tabelle 4.4** gibt einen Überblick über die wichtigsten Daten zu den 10 durchgeführten Versuchen, wobei unter anderem die nachfolgenden Parameter angegeben sind:

- $P_{cr}$  gemessene Zylinderkraft bei Erstrissbildung [kN]
- $P_{sr}$  gemessene Zylinderkraft bei Schrägrissbildung [kN]
- $P_{max}$  gemessene maximale Zylinderkraft [kN]

**Tabelle 4.4** Überblick zur Versuchsdurchführung

	$P_{cr}$ [kN]	$P_{sr}$ [kN]	$P_{max}$ [kN]	Pausen [kN]	Versuchsdauer [min]	Geschwindigkeit Druckzylinder [mm/min]
<b>SV-1.1</b>	13,7	48,73	48,73	13, 17, 30, 40, 47	66	bis 47 kN: 1,2 ab 47 kN: 0,6
<b>SV-1.2</b>	14,7	64,70	64,70	15, 18, 25, 35, 43	75	0,6
<b>SV-2</b>	-	131,41 141,71	141,71	40, 80, 100, 120, 135	91	1,2
<b>SV-3.1</b>	17,2	72,09	89,81	17, 30, 50, 70	66	1,2
<b>SV-3.2</b>	19,2	82,47	113,91	19, 30, 45, 55, 65	139	1,2
<b>SV-4.1</b>	17,4	95,23	95,23	17, 30, 50, 70, 90	65	1,2
<b>SV-4.2</b>	-	92,52	92,52	20, 40, 60, 75, 85	65	1,2
<b>SV-5.1</b>	-	113,93	113,93	20, 40, 60, 75, 85, 95	89	1,2
<b>SV-5.2</b>	-	104,76	104,76	20, 40, 60, 75, 85, 95	89	1,2
<b>SV-6</b>	-	207,16	207,16	40, 70, 90, 110, 130	82	1,2

### 4.3.1 Beschreibung des Verhaltens

Erläuterungen anhand Kraft-Wegdiagrammen und Rissbildern

- stabile Biegerissbildung
- Fließen der Biegebewehrung
- Schubrissbildung
- Umlagerung zum Sprengwerk

Grundsätzlich:

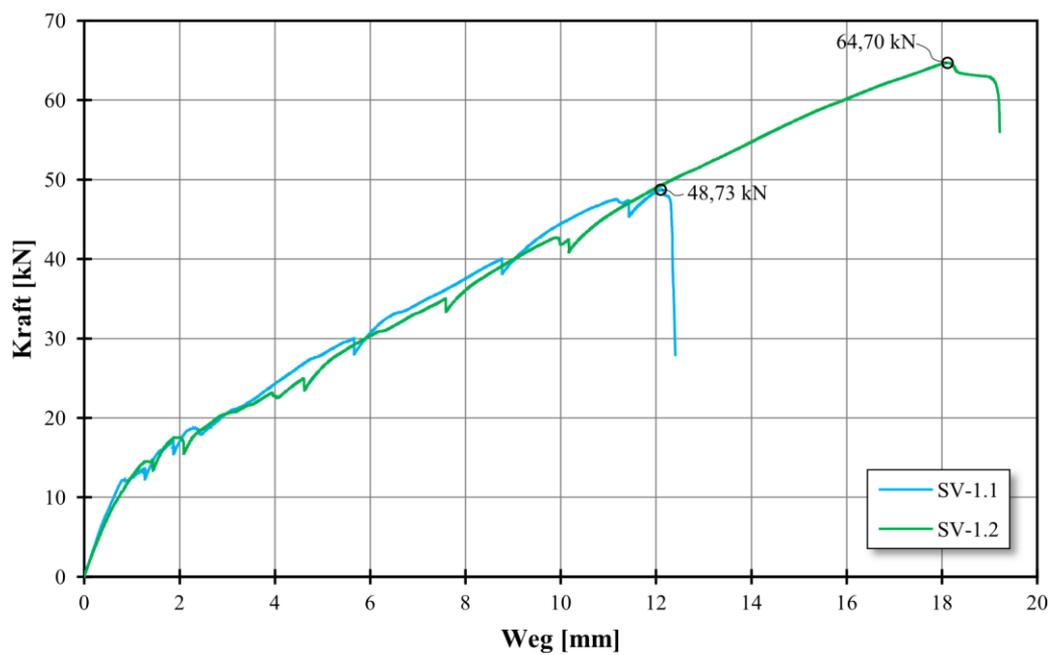
bis zu Rissmoment System mit der Steifigkeit im Zustand I

ab Rissmoment wird das System weicher (Steifigkeit Zustand II)

konstante Steifigkeit bis zum Schubversagen infolge der Schrägrissbildung

Lastabfall, bis sich Sprengwerk eingestellt hat, ab dann Laststeigerung mit geringerer Steifigkeit als Zustand II bis zum Sprengwerkversagen (Druckstrebenbruch)

**Vergleich Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S1**



**Bild 4.10** Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S1

### Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S2

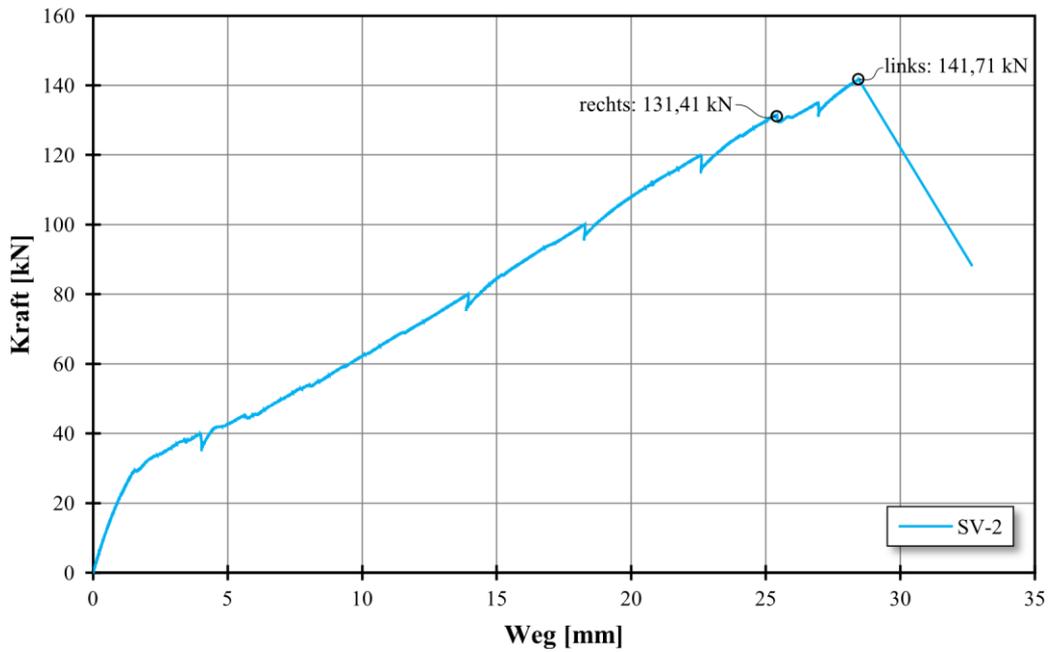


Bild 4.11 Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S2

### Vergleich Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S3

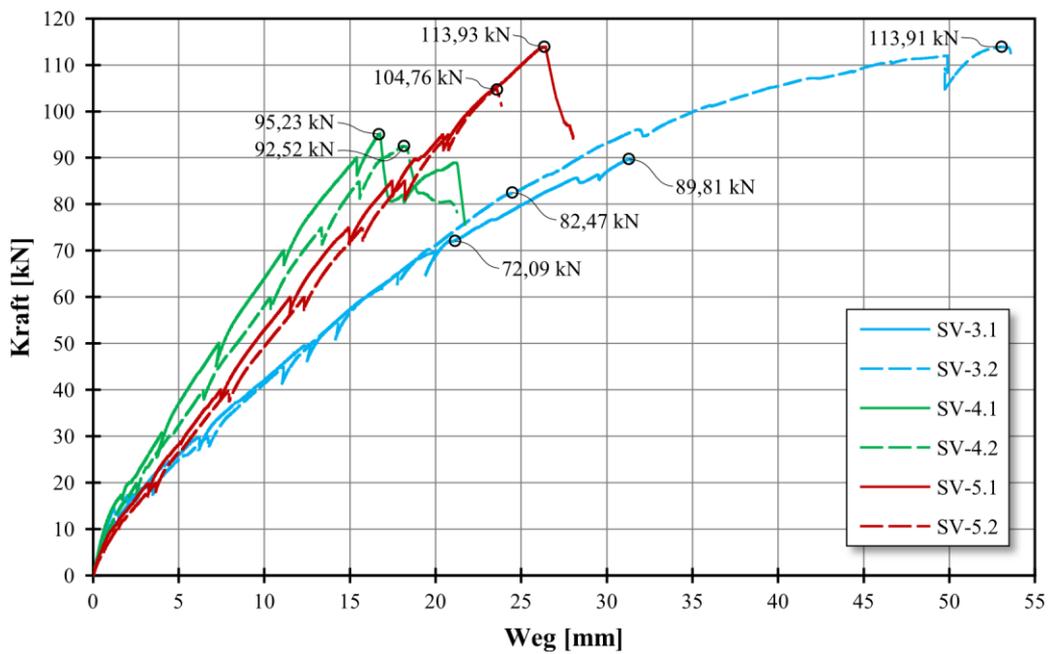
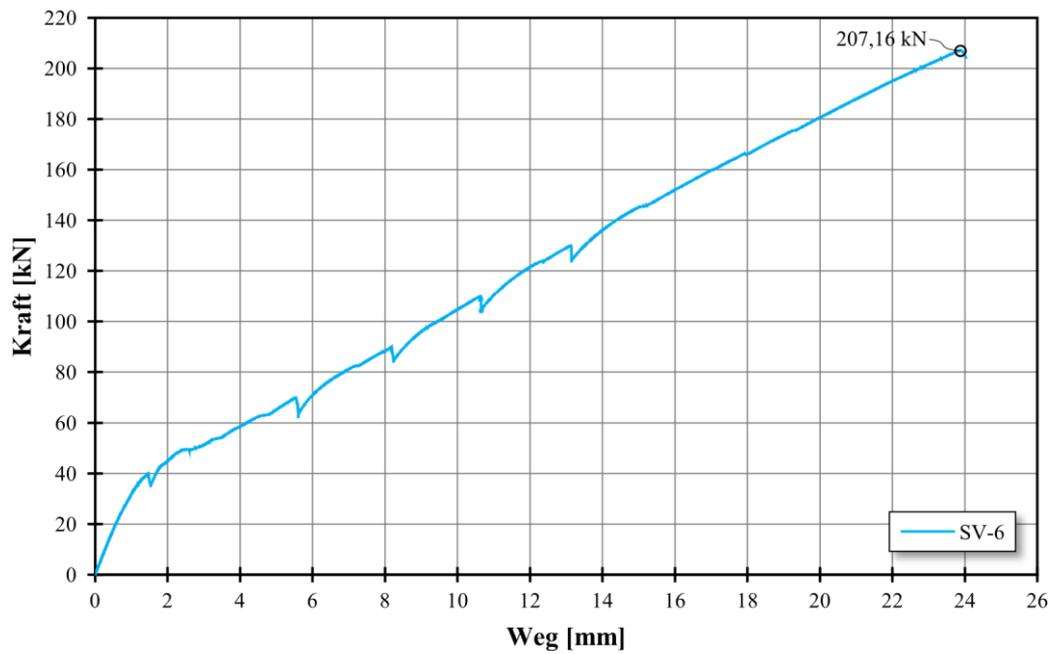


Bild 4.12 Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S3

**Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S3'**

**Bild 4.13** Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S3'

### 4.3.2 Rissentwicklung

repräsentative Rissbilder mit 2-3 Laststufen vor Schubversagen

Snapshot aus optischer Verformungsanalyse mit ARAMIS

### 4.3.3 Querkrafttragfähigkeit

Die aus den Versuchen zurückgerechneten Querkräfte am Anschnitt des Auflagers  $V_R^{\text{EXP}}$  sind in **Tabelle 4.5** zu finden. Diese wurden aus den Schrägrisslasten ermittelt, die genaue Berechnung ist im **Anhang C** zu finden.

**Tabelle 4.5** Vergleich der ertragbaren Querkraft am Auflagerrand

	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_R^{\text{EXP}}$ [kN]	$\rho_l$ [%]	$d$ [mm]	$M/(V \cdot d)$ [-]	
<b>SV-1.1</b>	44,97	51,70	0,75	401	3,75	
<b>SV-1.2</b>	42,00	67,66	0,75	403	3,75	
<b>SV-2 rechts</b>	46,55	70,60	0,75	389	3,75	
<b>SV-2 links</b>	46,55	75,75	0,75	389	3,75	
<b>SV-3.1</b>	41,89	77,36	0,75	399	3,75	
<b>SV-3.2</b>	38,98	87,73	0,75	400	3,75	
<b>SV-4.1</b>	43,36	100,49	1,44	397	3,75	
<b>SV-4.2</b>	41,79	100,79	1,44	402	3,75	
<b>SV-5.1</b>	44,45	119,96	1,44	398	4,25	
<b>SV-5.2</b>	42,20	110,79	1,56	397	4,25	
<b>SV-6</b>	44,16	128,85	0,75	398	2,31	

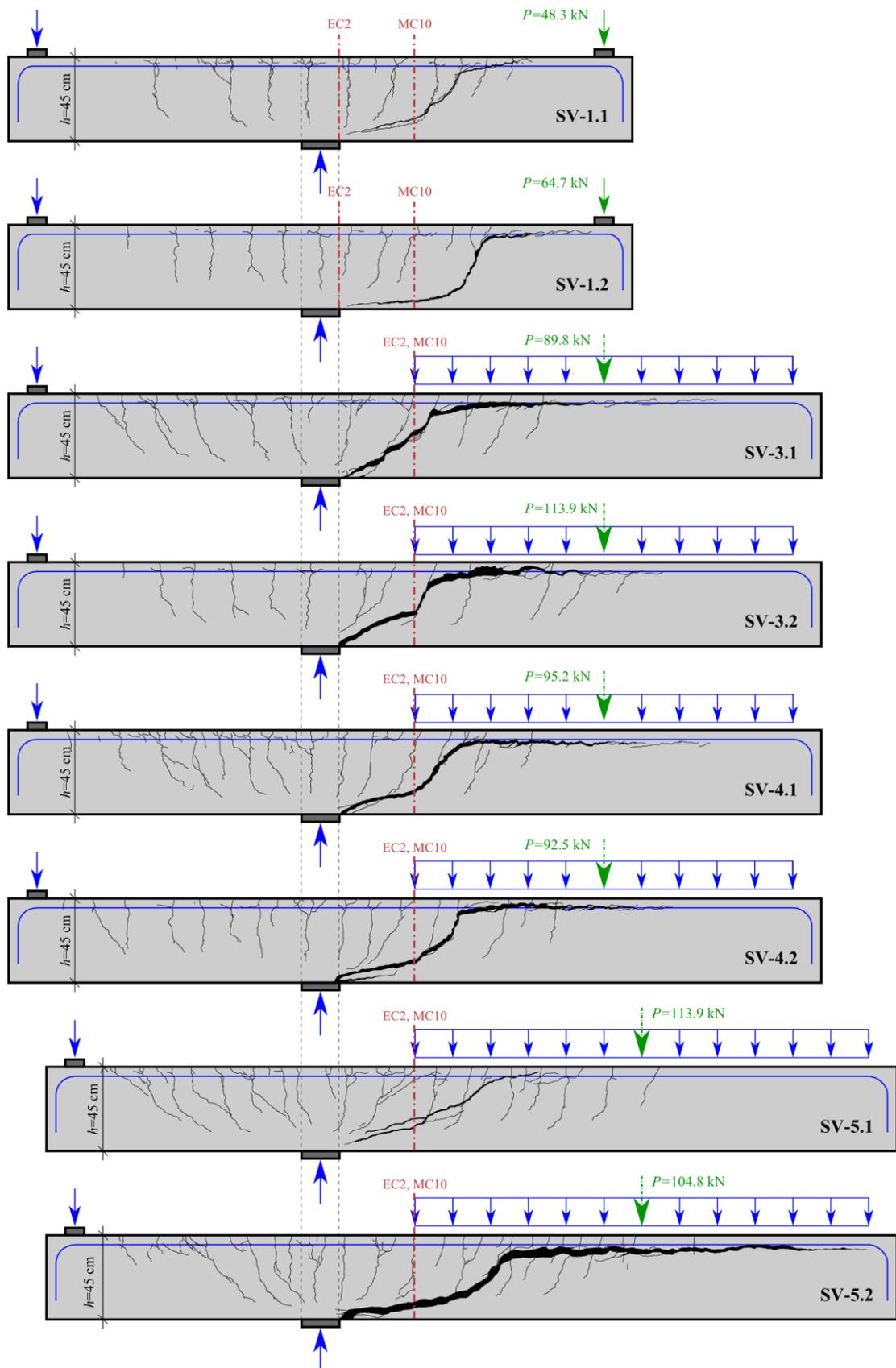
Hinweis: SV-3.1 & SV-3.2-> Schrägrisslast!

# **5 Diskussion**

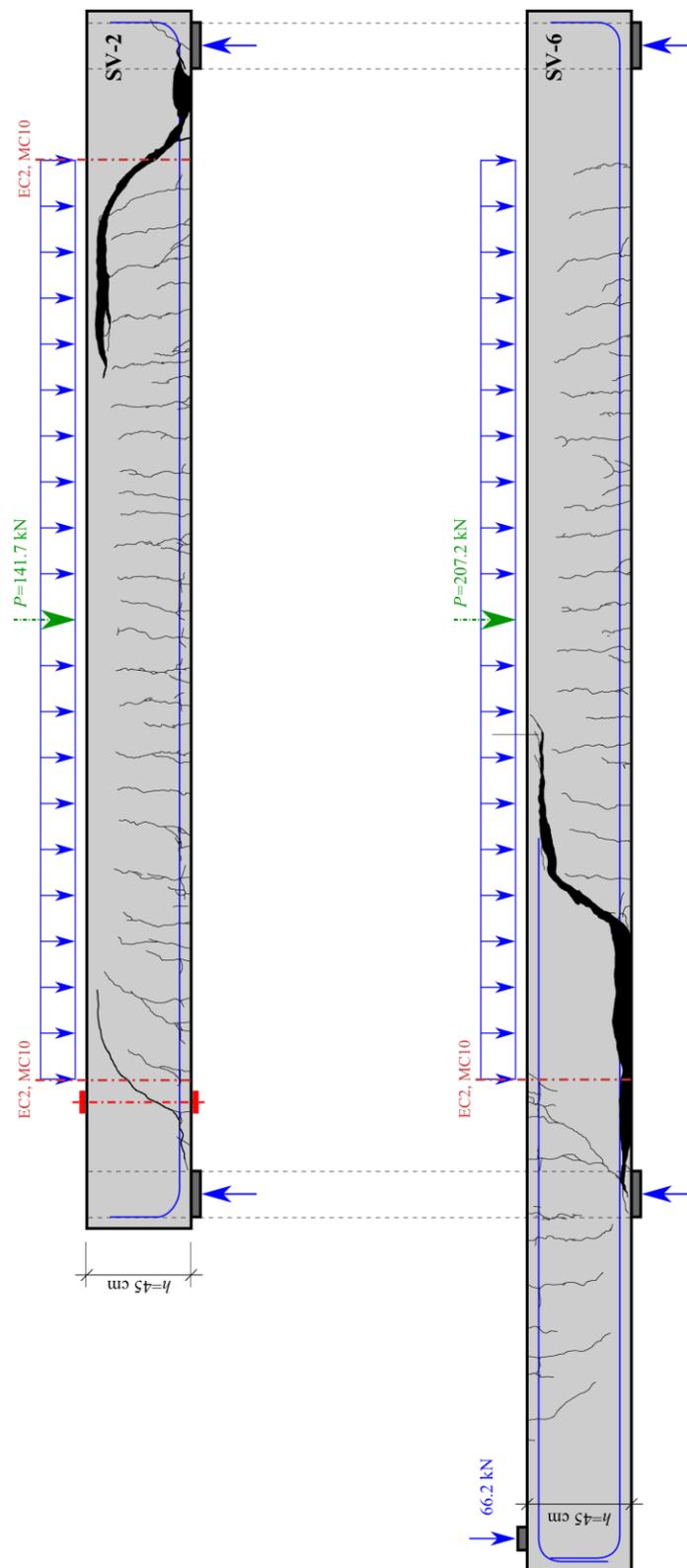
## **5.1 Verifikation der Bemessungsmodelle**

### **5.1.1 Stelle des Querkraftversagens**

Rissbilder mit den Versagensstellen gemäß EC, MC und eventuell Modell IBB vergleichen.



**Bild 5.1** Rissbilder zu den Schubfeldtypen S1 und S3



**Bild 5.2** Rissbilder zu den Schubfeldtypen S2 und S3'

### 5.1.2 Querkrafttragfähigkeit

In der **Tabelle 5.1** sind die aus den Versuchen ermittelten Querkräfte am Anschnitt des Auflagers  $V_R^{\text{EXP}}$  sowie ein Vergleich dieser mit den Tragfähigkeiten gemäß EC 2 und MC 2010 angegeben. Die Ermittlung der Querkräfte  $V_R^{\text{EXP}}$ ,  $V_R^{\text{EC2}}$  und  $V_R^{\text{MC10}}$  ist für jeden Balken im **Anhang C** detailliert zusammengestellt.

**Tabelle 5.1** Vergleich der ertragbaren Querkraft am Auflagerrand mit EC 2 und MC 2010

Bezeichnung	Versuchsergebnis		Eurocode 2		fib Model Code 2010	
	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_R^{\text{EXP}}$ [kN]	$V_R^{\text{EC2}}$ [kN]	$\frac{V_R^{\text{EXP}}}{V_R^{\text{EC2}}}$	$V_R^{\text{MC10}}$ [kN]	$\frac{V_R^{\text{EXP}}}{V_R^{\text{MC10}}}$
SV-1.1	44,97	51,70	64,32	0,80	58,78	0,88
SV-1.2	42,00	67,66	63,02	1,07	57,81	1,17
SV-2 rechts	46,55	70,60	64,93	1,09	68,47	1,03
SV-2 links	46,55	75,75	64,93	1,17	68,47	1,11
SV-3.1	41,89	77,36	63,44	1,22	56,88	1,36
SV-3.2	38,98	87,73	62,02	1,41	55,79	1,57
SV-4.1	43,36	100,49	82,51	1,22	73,10	1,37
SV-4.2	41,79	100,78	78,99	1,28	70,64	1,43
SV-5.1	44,45	119,96	83,41	1,44	70,63	1,70
SV-5.2	42,20	110,79	80,86	1,37	67,75	1,64
SV-6	44,16	128,85	64,48	2,00	70,29	1,83

## 5.2 Zusammenfassung

## Literaturverzeichnis

- [1] KÖNIG, G., TUE, N. V. und SCHENK, G. Grundlagen des Stahlbetonbaus. Wiesbaden : Vieweg+Teubner Verlag | GWV Fachverlage GmbH, 2008. 3. ISBN 978-3-519-20216-5.
- [2] TUE, N. V., TUNG, N. D. und THEILER, W. Entwicklung eines mechanisch konsistenten Modells für die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung Teil 1: Kritische Betrachtung vorhandener Rechenmodelle. Graz : Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2013.
- [3] ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT. ÖNORM EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien : Österreichisches Normungsinstitut, 2011.
- [4] SHERWOOD, E. G. One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams and Slabs. [PhD thesis]. Toronto : University of Toronto, Department of Civil Engineering, 2008.
- [5] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Model Code 2010, final draft. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2012. Bd. 2. ISBN 978-2-88394-106-9.
- [6] LEONHARDT, F. und WALTHER, R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. *Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1962. Bd. 151.
- [7] CALDENTEY, A. P., et al. Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*. 2012. Bd. 109, 51, S.595-603.
- [8] TUE, N. V., TUNG, N. D. und THEILER, W. Bericht zum FE-Vorhaben: Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung. Graz : Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2012.

- [9] —. Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung Teil 2: Modellvorstellung. Graz : Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2014.
- [10] ROMBACH, G. und LATTE, S. Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau*. Berlin : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2009. Bd. 104, Heft 10, S. 642-656.
- [11] BENTZ, E. C., VECCHIO, F. J. und COLLINS, M. P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*. 2006. Bd. 103, 65, S. 614-624.
- [12] COLLINS, M. P., et al. A General Shear Design Method. *ACI Structural Journal*. 1996. Bd. 93, 5, S. 36-45.
- [13] CERVENKA, V., JENDELE, L. und CERVENKA, J. ATENA Program Documentation, Part 1, Theory. Prag : s.n., 2010.
- [14] WRIGGERS, P., et al. Technische Mechanik kompakt. Wiesbaden : B. G. Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH, 2006. ISBN 978-3-8351-0087-4.
- [15] STAHLWERK ANNAHÜTTE MAX AICHLER GMBH & CO KG. SAS 670/800 Grundlagen der hochfesten Bewehrungstechnik. [Online] [Zitat vom: 05. 04 2014.] [http://www.annahuette.com/files/MUL03\\_27\\_Documents/144/sas\\_670\\_800\\_grundlagen%20der%20hochfesten%20bewehrungstechnik\\_basics%20of%20high%20strength%20reinforcement\\_de\\_en\\_12\\_2013.pdf](http://www.annahuette.com/files/MUL03_27_Documents/144/sas_670_800_grundlagen%20der%20hochfesten%20bewehrungstechnik_basics%20of%20high%20strength%20reinforcement_de_en_12_2013.pdf).

# Abbildungsverzeichnis

<b>Bild 2.1</b> Querkraftkomponenten bei geneigten Gurten .....	5
<b>Bild 2.2</b> Berücksichtigung auflagernaher Einzellasten lt. EC 2 [3 S. 94].....	7
<b>Bild 2.3</b> Ermittlung der Dehnung in der Mittellinie des Querschnitts [12 S. 39] .....	10
<b>Bild 2.4</b> Schubfeldtyp S1 - Querkraftverlauf konstant, Momentenverlauf linear .....	13
<b>Bild 2.5</b> Schubfeldtyp S2 - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig steigend.....	13
<b>Bild 2.6</b> Schubfeldtyp S3 - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig fallend .....	14
<b>Bild 2.7</b> Schubfeldtyp S3' - Querkraft linear fallend, Moment parabelförmig fallend .....	14
<b>Bild 2.8</b> Querschnitt und Momentengleichgewicht .....	15
<b>Bild 2.9</b> Untersuchte Systeme zu den einzelnen Schubfeldtypen .....	17
<b>Bild 2.10</b> Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S1 .....	20
<b>Bild 2.11</b> Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S2 .....	21
<b>Bild 2.12</b> Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S3 .....	22
<b>Bild 2.13</b> Querkrafttragfähigkeiten nach EC 2 und MC 2010 für Schubfeldtyp S3' .....	22
<b>Bild 3.1</b> Primär- und Sekundärrisse am Einfeldträger mit Einzellasten .....	25
<b>Bild 3.2</b> FE-Modell zur Untersuchung des primären Rissabstands .....	26
<b>Bild 3.3</b> Kriterium für den Zustand eines ebenen Querschnitts .....	27
<b>Bild 3.4</b> Auswertung zu reiner Biegung mit unterschiedlichen Materialmodellen.....	28
<b>Bild 3.5</b> Auswertung zu Biegung mit Normalkraft mit starrer und weicher Einleitungsplatte	29
<b>Bild 3.6</b> Normalspannungen und Rissbild ( $\rho_l = 0,79 \%$ , Material nichtlinear).....	30
<b>Bild 3.7</b> Normalspannungen und Rissbild ( $\rho_l = 0,79 \%$ , Material nichtlinear).....	31
<b>Bild 3.8</b> Modell zum Rissabstand beim Rechteckquerschnitt und T-Querschnitt .....	32
<b>Bild 4.1</b> Skizzen und Schnittgrößen SV-1, SV-3, SV-4 und SV-5 .....	36
<b>Bild 4.2</b> Skizzen und Schnittgrößen SV-2 und SV-6.....	37

<b>Bild 4.3</b> Querschnitte der Versuchsbalken mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden .....	38
<b>Bild 4.4</b> Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit.....	39
<b>Bild 4.5</b> Skizze zur Lage der Transportanker bei Versuchskörper SV-2.....	41
<b>Bild 4.6</b> Aufbringen der Gleichlast in Anlehnung an [6 S. 19] .....	42
<b>Bild 4.7</b> Schlauch im eingebauten Zustand.....	43
<b>Bild 4.8</b> Druckkraftaufnehmer im eingebauten Zustand beim Balken SV-6 .....	44
<b>Bild 4.9</b> Dehnungsaufnehmer mit Messbase 380 mm .....	44
<b>Bild 4.10</b> Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S1 .....	46
<b>Bild 4.11</b> Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S2.....	47
<b>Bild 4.12</b> Kraft-Wegdiagramme Schubfeldtyp S3 .....	47
<b>Bild 4.13</b> Kraft-Wegdiagramm Schubfeldtyp S3' .....	48
<b>Bild 5.1</b> Rissbilder zu den Schubfeldtypen S1 und S3 .....	51
<b>Bild 5.2</b> Rissbilder zu den Schubfeldtypen S2 und S3'.....	52
<b>Bild A.3</b> Rissabstand bei reiner Biegung / linear elastisches Materialmodell .....	67
<b>Bild A.4</b> Rissabstand bei reiner Biegung / nichtlineares Materialmodell.....	68
<b>Bild A.5</b> Rissabstand bei Biegung mit Normalkraft / nichtlineares Materialmodell .....	69
<b>Bild A.6</b> Rissabstand in Abhängigkeit vom Verhältnis $d_1/d$ .....	70
<b>Bild B.1</b> Würfeldruckfestigkeit in Abhängigkeit vom $W/B$ -Wert.....	89
<b>Bild C.1</b> SV-1.1 Rissentwicklung Vorderseite .....	94
<b>Bild C.2</b> SV-1.1 Rissentwicklung Rückseite.....	95
<b>Bild C.3</b> SV-1.1 Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte.....	96
<b>Bild C.4</b> SV-1.2 Rissentwicklung Vorderseite .....	99
<b>Bild C.5</b> SV-1.2 Rissentwicklung Rückseite.....	100
<b>Bild C.6</b> SV-1.2 Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte.....	101
<b>Bild C.7</b> SV-1.2 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	102
<b>Bild C.8</b> SV-1.2 Dehnungsebenen.....	103
<b>Bild C.9</b> SV-2 Rissentwicklung Vorderseite .....	107
<b>Bild C.10</b> SV-2 Rissentwicklung Rückseite .....	108

<b>Bild C.11</b> SV-2 Kraft-Wegdiagramme .....	109
<b>Bild C.12</b> SV-2 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	110
<b>Bild C.13</b> SV-2 Dehnungsebenen QS 1 bis QS 3 .....	111
<b>Bild C.14</b> SV-2 Dehnungsebenen QS 4 bis QS 5 .....	112
<b>Bild C.15</b> SV-3.1 Rissentwicklung Vorderseite .....	115
<b>Bild C.16</b> SV-3.1 Rissentwicklung Rückseite .....	116
<b>Bild C.17</b> SV-3.1 Kraft-Wegdiagramme .....	117
<b>Bild C.18</b> SV-3.1 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	118
<b>Bild C.19</b> SV-3.1 Dehnungsebenen.....	119
<b>Bild C.20</b> SV-3.2 Rissentwicklung Vorderseite .....	122
<b>Bild C.21</b> SV-3.2 Rissentwicklung Rückseite .....	123
<b>Bild C.22</b> SV-3.2 Kraft-Wegdiagramme .....	124
<b>Bild C.23</b> SV-3.2 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	125
<b>Bild C.24</b> SV-3.2 Dehnungsebenen.....	126
<b>Bild C.25</b> SV-4.1 Rissentwicklung Vorderseite .....	129
<b>Bild C.26</b> SV-4.1 Rissentwicklung Rückseite .....	130
<b>Bild C.27</b> SV-4.1 Kraft-Wegdiagramme .....	131
<b>Bild C.28</b> SV-4.1 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	132
<b>Bild C.29</b> SV-4.1 Dehnungsebenen.....	133
<b>Bild C.30</b> SV-4.2 Rissentwicklung Vorderseite .....	136
<b>Bild C.31</b> SV-4.2 Rissentwicklung Rückseite .....	137
<b>Bild C.32</b> SV-4.2 Kraft-Wegdiagramme .....	138
<b>Bild C.33</b> SV-4.2 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	139
<b>Bild C.34</b> SV-4.2 Dehnungsebenen.....	140
<b>Bild C.35</b> SV-5.1 Rissentwicklung Vorderseite .....	143
<b>Bild C.36</b> SV-5.1 Rissentwicklung Rückseite .....	144
<b>Bild C.37</b> SV-5.1 Kraft-Wegdiagramme .....	145
<b>Bild C.38</b> SV-5.1 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	146

---

<b>Bild C.39</b> SV-5.1 Dehnungsebenen.....	147
<b>Bild C.40</b> SV-5.2 Rissentwicklung Vorderseite .....	150
<b>Bild C.41</b> SV-5.2 Rissentwicklung Rückseite .....	151
<b>Bild C.42</b> SV-5.2 Kraft-Wegdiagramme .....	152
<b>Bild C.43</b> SV-5.2 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	153
<b>Bild C.44</b> SV-5.2 Dehnungsebenen.....	154
<b>Bild C.45</b> SV-6 Rissentwicklung Vorderseite .....	157
<b>Bild C.46</b> SV-6 Rissentwicklung Rückseite .....	158
<b>Bild C.47</b> SV-6 Kraft-Wegdiagramme .....	159
<b>Bild C.48</b> SV-6 Auflagerkraft rechts in Abhängigkeit der Zylinderkraft.....	160
<b>Bild C.49</b> SV-6 Kraft-Dehnungsdiagramme .....	161
<b>Bild C.50</b> SV-6 Dehnungsebenen.....	162

# Tabellenverzeichnis

<b>Tabelle 2.1</b> Einteilung der Schubfeldtypen .....	12
<b>Tabelle 2.2</b> Vergleich der ertragbaren Auflagerkräfte und Querkrafttragfähigkeiten .....	23
<b>Tabelle 3.1</b> Variierte Parameter der FE-Analyse.....	27
<b>Tabelle 4.1</b> Parameter der Versuchsbalken .....	34
<b>Tabelle 4.2</b> Betonrezepturen Vorversuch und gewählte Rezeptur .....	39
<b>Tabelle 4.3</b> Eigenschaften Gewindestäbe SAS 670/800 [15 S. 6].....	40
<b>Tabelle 4.4</b> Überblick zur Versuchsdurchführung .....	45
<b>Tabelle 4.5</b> Vergleich der ertragbaren Querkraft am Auflagerrand .....	49
<b>Tabelle 5.1</b> Vergleich der ertragbaren Querkraft am Auflagerrand mit EC 2 und MC 2010	53
<b>Tabelle A.1</b> Materialparameter Lasteinleitungsplatte starr .....	62
<b>Tabelle A.2</b> Materialparameter Lasteinleitungsplatte weich.....	62
<b>Tabelle A.3</b> Materialparameter Bewehrung .....	62
<b>Tabelle A.4</b> Materialparameter Beton (linear elastisch ESZ).....	62
<b>Tabelle A.5</b> Materialparameter Beton (nichtlinear SBeta).....	63
<b>Tabelle A.6</b> Materialparameter Verbundmodell.....	63
<b>Tabelle A.7</b> Materialparameter Kontaktfläche (2D-Interface) .....	63
<b>Tabelle A.8</b> FE-Ergebnisse zum primären Rissabstand .....	65

# A FE-Analyse zum primären Rissabstand

## A.1 Angaben zu den Materialmodellen

Tabelle A.1 Materialparameter Lasteinleitungsplatte starr

Parameter	Wert
Elastic modulus $E$	$1000 \cdot E_s = 210.000.000 \text{ N/mm}^2$
Poisson's ratio $\mu$	0,30

Tabelle A.2 Materialparameter Lasteinleitungsplatte weich

Parameter	Wert
Elastic modulus $E$	$E_c = 31.000 \text{ N/mm}^2$
Poisson's ratio $\mu$	0,20

Tabelle A.3 Materialparameter Bewehrung

Parameter	Wert
Elastic modulus $E_s$	$210.000 \text{ N/mm}^2$
Yield criterium $\sigma_y$	$550 \text{ N/mm}^2$

Tabelle A.4 Materialparameter Beton (linear elastisch ESZ)

Parameter	Wert
Elastic modulus $E_c$	$31.000 \text{ N/mm}^2$
Poisson's ratio $\mu$	0,20

**Tabelle A.5** Materialparameter Beton (nichtlinear SBeta)

	Parameter	Wert
Basic	Elastic modulus $E_c$	31.000 N/mm <sup>2</sup>
	Poisson's ratio $\mu$	0,20
	Tensile strength $f_t$	2,6 N/mm <sup>2</sup>
	Compressive strength $f_c$	-25,5 N/mm <sup>2</sup>
Tensile	Type of tension softening	exponential
	Specific fracture energy $G_f$	$5,793 \cdot 10^{-5}$ MN/m
	Crack model	fixed
Compressive	Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test	$-1,682 \cdot 10^{-3}$
	Reduction of compressive strength due to cracks	0,80
	Type of compression softening	Crush Band
	Critical compressive displacement $w_d$	$-5 \cdot 10^{-4}$ m
Shear	Shear retention factor	variable
	Tension-compression interaction	linear

**Tabelle A.6** Materialparameter Verbundmodell

Parameter	Wert
Bond model	Verbundmodell CEB-FIP Model Code 1990 für gerippten Stahl bei guten Verbundbedingungen

**Tabelle A.7** Materialparameter Kontaktfläche (2D-Interface)

Parameter	Wert
Normal stiffness $K_{nn}$	200.000.000 MN/m <sup>3</sup>
tangential Stiffness $K_{tt}$	200.000.000 MN/m <sup>3</sup>
Tensile strength $f_t$	0 N/mm <sup>2</sup>
Cohesion $C$	0 N/mm <sup>2</sup>
Friction coefficient	0
$K_{nn}^{MIN}$ (for numerical purposes)	200.000 MN/m <sup>3</sup>
$K_{tt}^{MIN}$ (for numerical purposes)	200.000 MN/m <sup>3</sup>

## A.2 Ergebnisse

### A.2.1 Tabelle

In der Ergebnistabelle auf den nächsten Seiten sind die nachfolgenden Parameter angeführt:

$f_{cm}$	mittlere Betonzugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c$	Elastizitätsmodul Beton [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	Elastizitätsmodul Bewehrungsstahl [N/mm <sup>2</sup> ]
$b$	Querschnittsbreite [mm]
$d$	statische Höhe [mm]
$d_1$	Randabstand der Bewehrung [mm]
$h$	Querschnittshöhe [mm]
$\emptyset$	Stabdurchmesser der Bewehrung [mm]
$n$	Anzahl der Bewehrungsstäbe [Stk]
$A_s$	Bewehrungsfläche [mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	Längsbewehrungsgrad [%]
$M_{cr}$	Rissmoment [kNm]
$s$	Abstand bis zum rechnerischen Ebenbleiben des Querschnitts [mm]

Tabelle A.8 FE-Ergebnisse zum primären Rissabstand

Betonart f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	C25/30 2,60	E <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 31.000	E <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] 200.000	h [mm]	Ø [mm]	n	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>s</sub> [%]	M <sub>cr</sub> [kNm]	Biegebeanspruchung																	
										Materialmodell linear elastisch						Materialmodell nichtlinear						Biegebeanspruchung mit Normalkraft					
										starrer Verbund		Verbundmodell MCS90		starrer Verbund		Verbundmodell MCS90		starrer Verbund		Verbundmodell nichtlinear		starrer Verbund		Verbundmodell nichtlinear		starrer Verbund	
s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]	s [mm]	s/d [-]								
001 = d	200	50	0,250	250	20	1	314	0,79%	5,42	166	0,83	180	0,90	183	0,92	184	0,92	115	0,58								
	300	50	0,167	350	20	3	942	1,57%	10,62	143	0,48	156	0,52	141	0,47	158	0,53	104	0,35								
	300	75	0,250	375	20	3	942	1,57%	12,19	249	0,83	271	0,90	290	0,97	286	0,95	175	0,58								
003 = d	400	50	0,125	450	20	2	628	0,79%	17,55	141	0,35	162	0,41	192	0,48	189	0,47	131	0,33	144	0,36						
	400	75	0,188	475	20	4	1257	1,57%	19,55	242	0,61	250	0,63	263	0,66	263	0,66	175	0,44								
	400	100	0,250	500	20	6	1885	2,36%	21,67	330	0,83	348	0,87	377	0,94	379	0,95	226	0,57								
004 = d	600	50	0,083	650	20	3	942	0,79%	36,62	308	0,51	329	0,55	311	0,52	319	0,53	110	0,18								
	600	75	0,125	675	20	6	1885	1,57%	39,49	288	0,48	316	0,53	300	0,50	326	0,54	104	0,17								
	600	100	0,167	700	20	9	2827	2,36%	42,47	266	0,44	291	0,49	283	0,47	306	0,51	102	0,17								

Tabelle A.8 FE-Ergebnisse zum primären Rissabstand

[mm] d	[mm] d <sub>1</sub>	[-] d <sub>1</sub> /d	[mm] h	[mm] Ø	[Stk.] n	[mm <sup>2</sup> ] A <sub>s</sub>	[°] ϕ	[kNm] M <sub>Ed</sub>	Materialmodell linear elastisch			Materialmodell nichtlinear			Materialmodell nichtlinear												
									Einleitungspl. starrer Verbund	Einleitungspl. weich	Einleitungspl. starr	Einleitungspl. starrer Verbund	Einleitungspl. weich	Einleitungspl. starr	Einleitungspl. starrer Verbund	Einleitungspl. weich	Einleitungspl. starr										
800	50	0,063	850	20	4	1257	0,79%	62,62	439	0,55	464	0,58	358	0,45	391	0,49	358	0,45	124	0,16	159	0,20					
						2513	1,57%	409	0,51	409	0,51	442	0,55	390	0,49	442	0,55	390	0,49	442	0,55	110	0,14	189	0,24		
						3770	2,36%	382	0,48	382	0,48	403	0,50	349	0,44	403	0,50	349	0,44	403	0,50	102	0,13	226	0,28		
						1257	0,79%	416	0,52	432	0,54	407	0,51														
	800	75	0,094	875	20	8	2513	1,57%	66,35	382	0,48	410	0,51	312	0,39	410	0,52	419	0,52	142	0,18						
							3770	2,36%	351	0,44	351	0,44	374	0,47													
							1257	0,79%	279	0,35	292	0,37	407	0,51													
							2513	1,57%	290	0,36	290	0,36	334	0,42													
	800	100	0,125	900	20	8	3770	2,36%	70,20	290	0,37	299	0,37	331	0,41												
							1885	0,79%	671	0,56	727	0,61	547	0,46	635	0,53	547	0,46	635	0,53	547	0,46	220	0,18	342	0,29	
							3770	1,57%	628	0,52	628	0,52	659	0,55	598	0,50	659	0,55	598	0,50	659	0,55	130	0,11	272	0,23	
							5655	2,36%	585	0,49	585	0,49	614	0,51	526	0,44	614	0,51	526	0,44	614	0,51	108	0,09	426	0,36	
1200	75	0,063	1275	20	6	1885	0,79%	140,89	609	0,51	607	0,51	660	0,55													
						3770	1,57%	609	0,51	607	0,51	660	0,55														
						5655	2,36%	569	0,47	569	0,47	601	0,50														
						1885	0,79%	802	0,67	899	0,75	699	0,58														
	1200	100	0,083	1300	20	12	3770	1,57%	146,47	739	0,62	833	0,69	779	0,65												
							5655	2,36%	681	0,57	681	0,57	721	0,60													
							1885	0,79%	885	0,55	964	0,60	776	0,49	753	0,47	763	0,48	753	0,47	763	0,48	171	0,11	296	0,19	
							5027	1,57%	828	0,52	828	0,52	868	0,54	815	0,51	868	0,54	815	0,51	868	0,54	167	0,10	311	0,19	
	1600	75	0,047	1675	20	8	7540	2,36%	243,15	774	0,48	774	0,48	810	0,51												
							1885	0,79%	895	0,56	953	0,60	752	0,47	752	0,47	752	0,47	752	0,47	752	0,47	220	0,14			
							5027	1,57%	833	0,52	833	0,52	855	0,53													
							7540	2,36%	774	0,48	774	0,48	810	0,51													
1600	100	0,063	1700	20	16	2513	0,79%	250,47	867	0,54	867	0,54	830	0,52	746	0,47	830	0,52	290	0,18	294	0,18					
						5027	1,57%	805	0,50	805	0,50	881	0,55	785	0,49	881	0,55	785	0,49	881	0,55	226	0,14	355	0,22		
						7540	2,36%	753	0,47	753	0,47	795	0,50	697	0,44	795	0,50	697	0,44	795	0,50	199	0,12	418	0,26		
						1885	0,79%	799	0,50	853	0,53	717	0,45	663	0,41	783	0,49	663	0,41	783	0,49	300	0,19	426	0,27		
1600	160	0,100	1760	20	16	5027	1,57%	268,46	741	0,46	741	0,46	761	0,48	656	0,41	761	0,48	283	0,18	382	0,24					
						7540	2,36%	667	0,42	667	0,42	720	0,45	626	0,39	720	0,45	626	0,39	720	0,45	272	0,17	340	0,21		
						1885	0,79%																				
						5027	1,57%																				

A.2.2 Diagramme

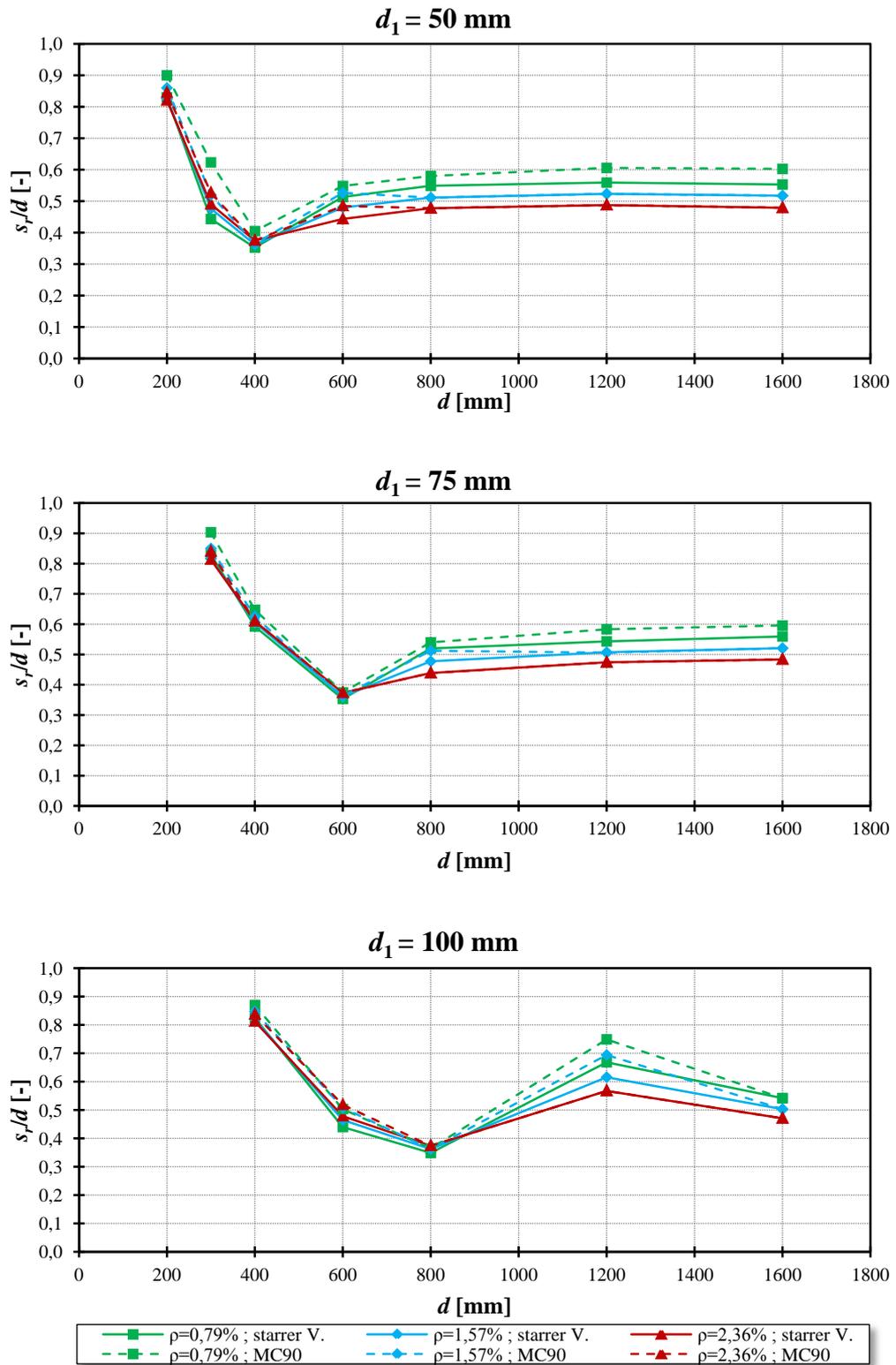
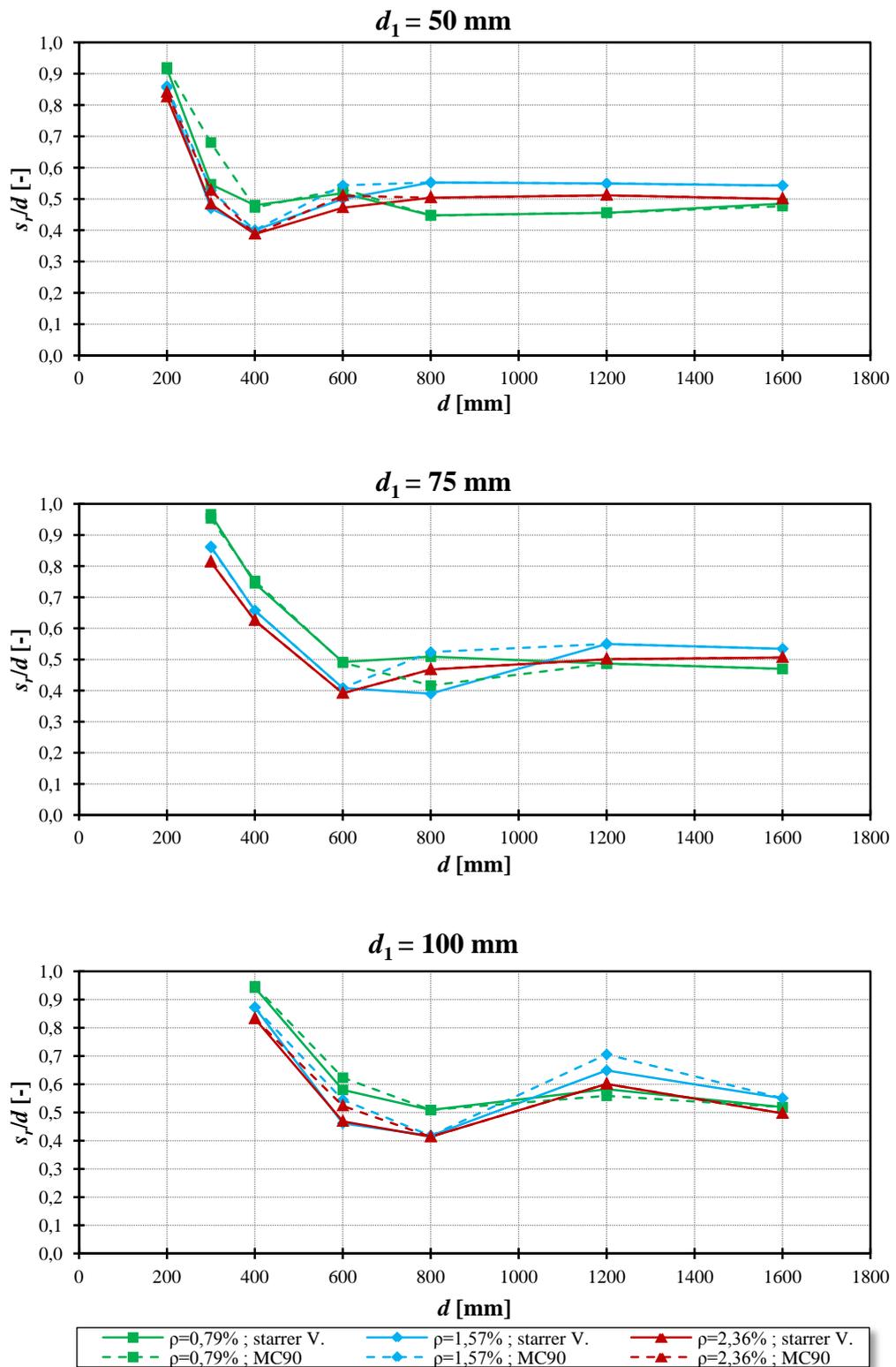
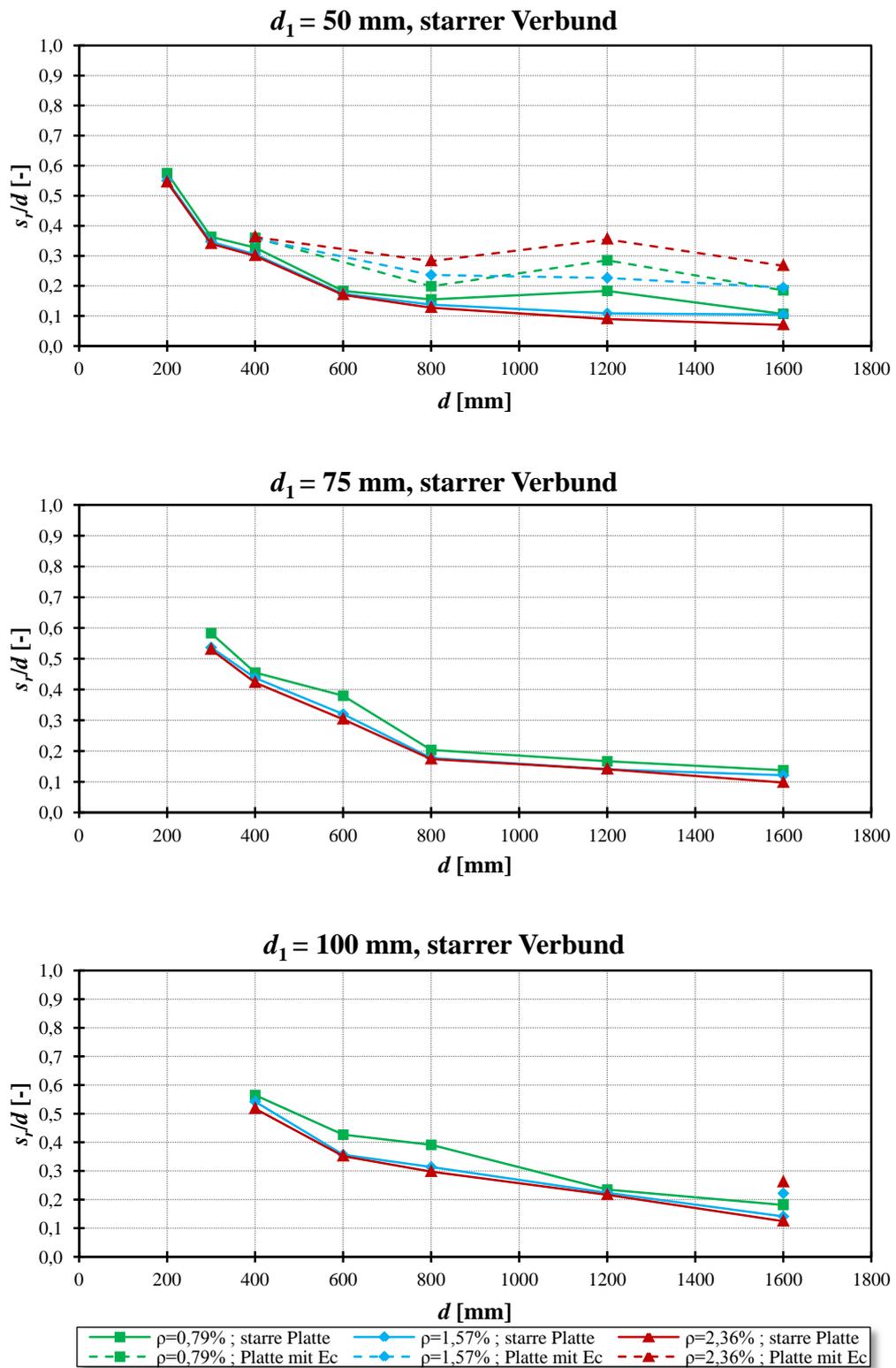


Bild A.3 Rissabstand bei reiner Biegung / linear elastisches Materialmodell



**Bild A.4** Rissabstand bei reiner Biegung / nichtlineares Materialmodell



**Bild A.5** Rissabstand bei Biegung mit Normalkraft / nichtlineares Materialmodell

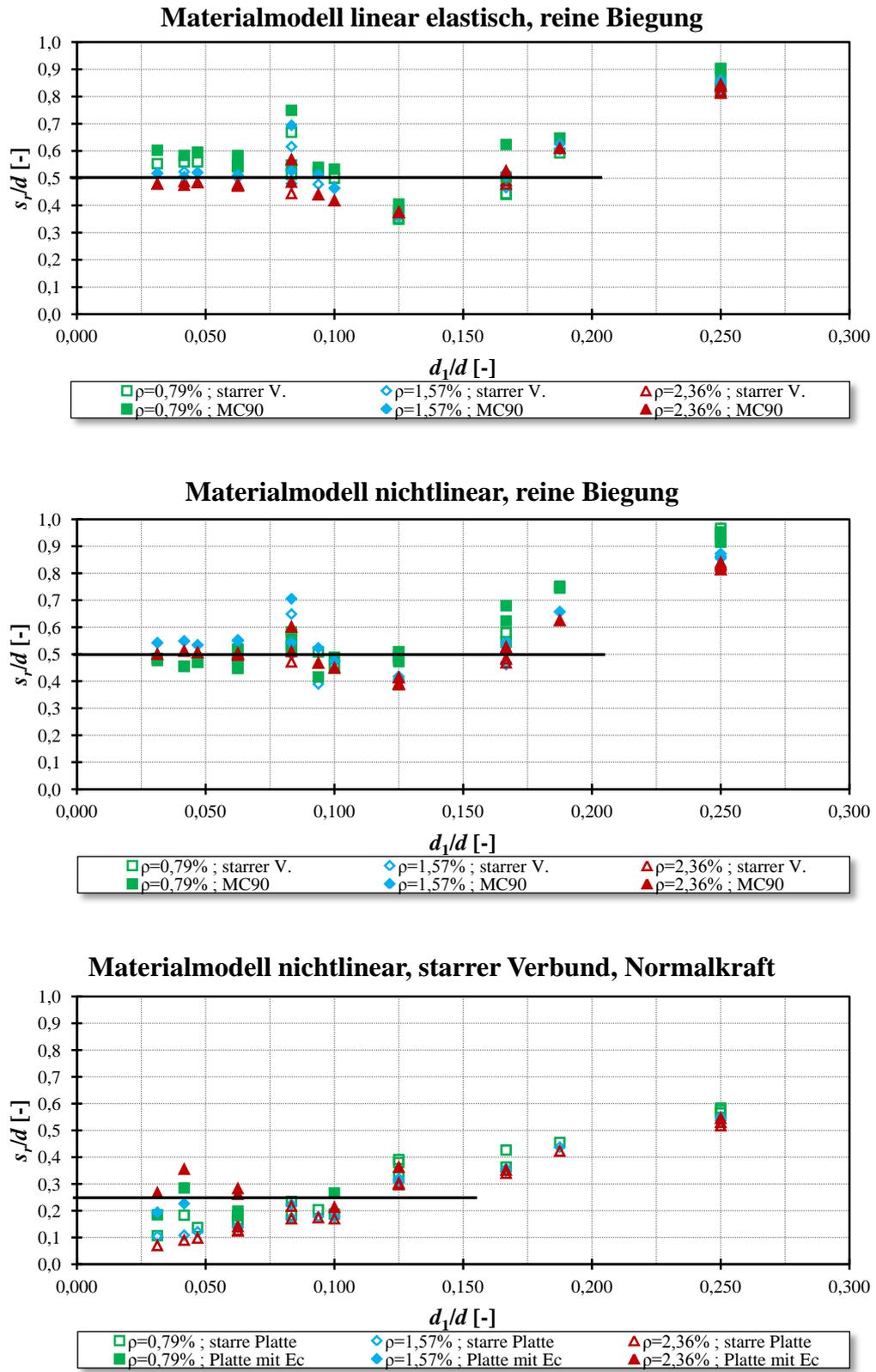


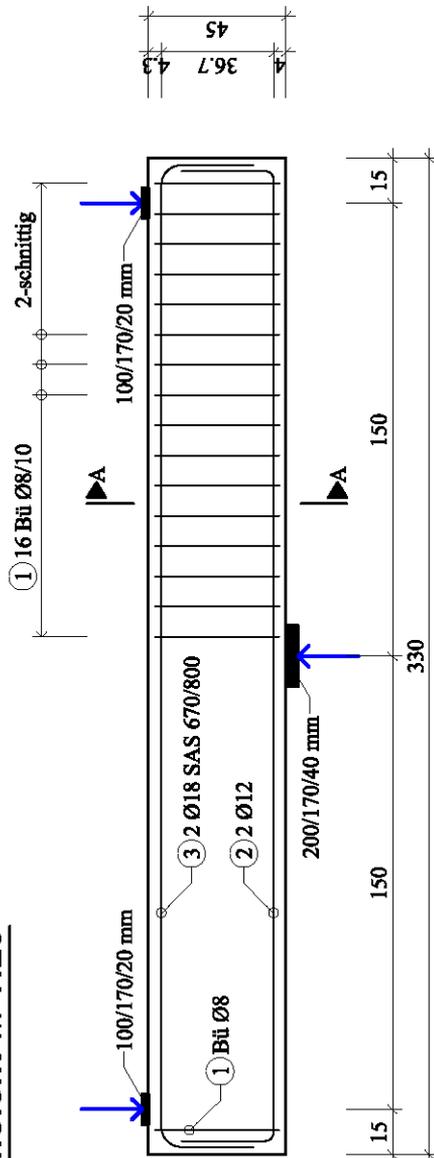
Bild A.6 Rissabstand in Abhängigkeit vom Verhältnis  $d_1/d$

# B Versuchsaufbau

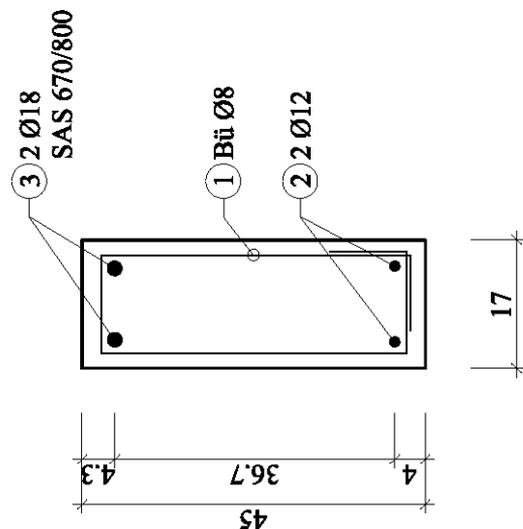
## B.1 Bewehrungspläne

### B.1.1 SV-1.1 & SV-1.2

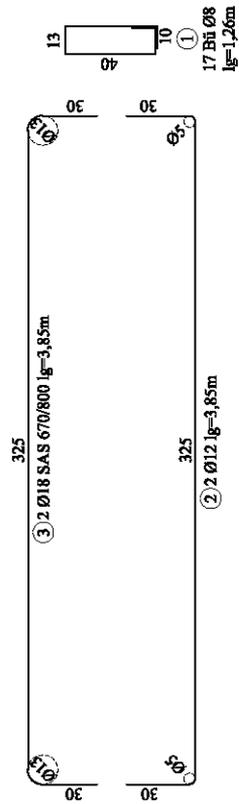
Ansicht M 1:25



Schnitt AA M 1:10

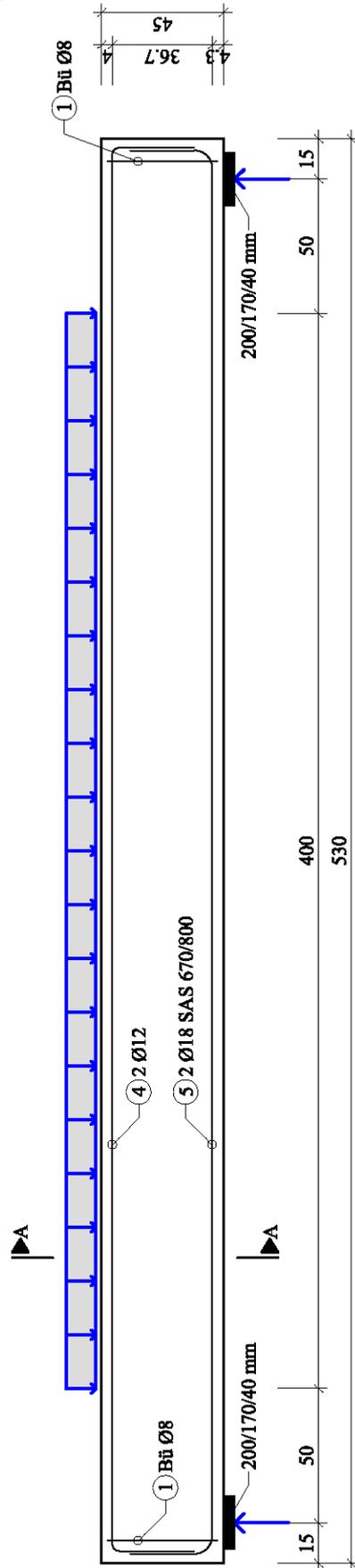


Biegeliste (ohne Maßstab)

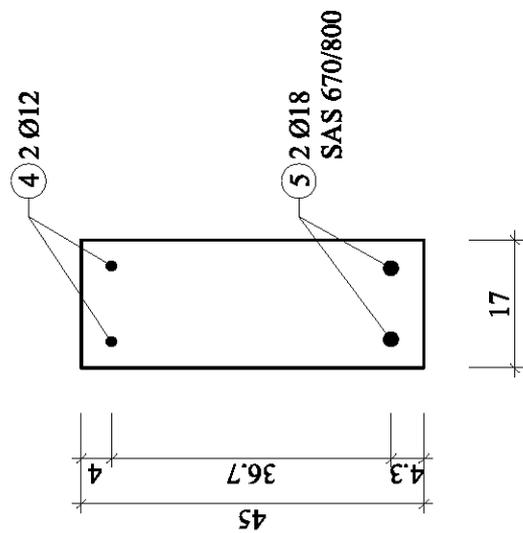


B.1.2 SV-2

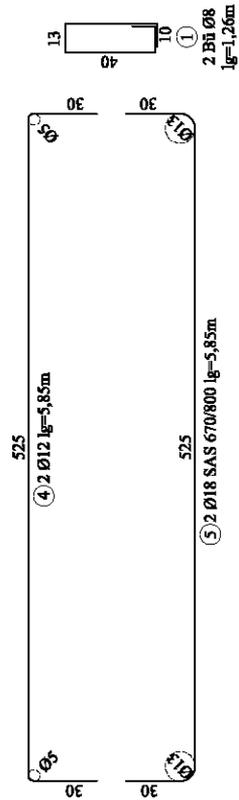
Ansicht M 1:25



Schnitt AA M 1:10

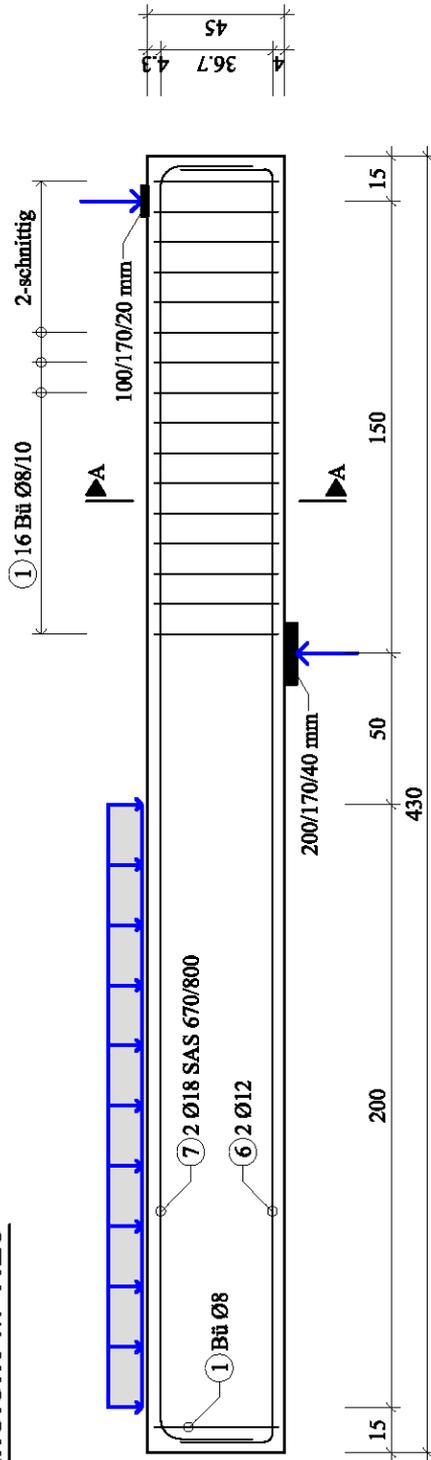


Biegeliste (ohne Maßstab)

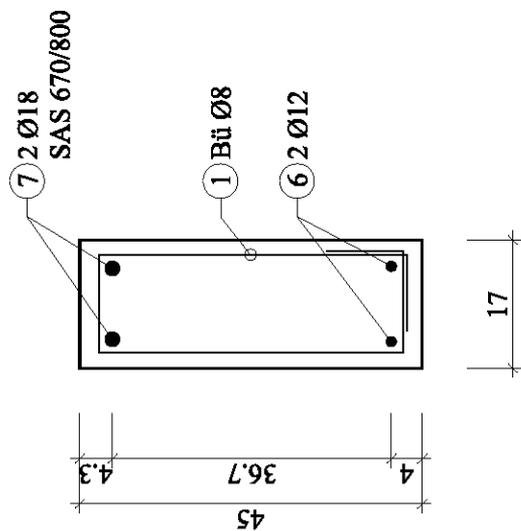


B.1.3 SV-3.1 & SV-3.2

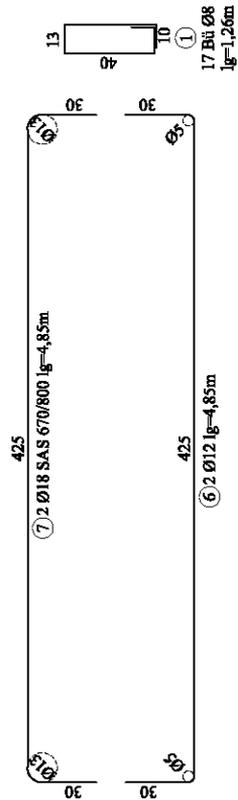
Ansicht M 1:25



Schnitt AA M 1:10

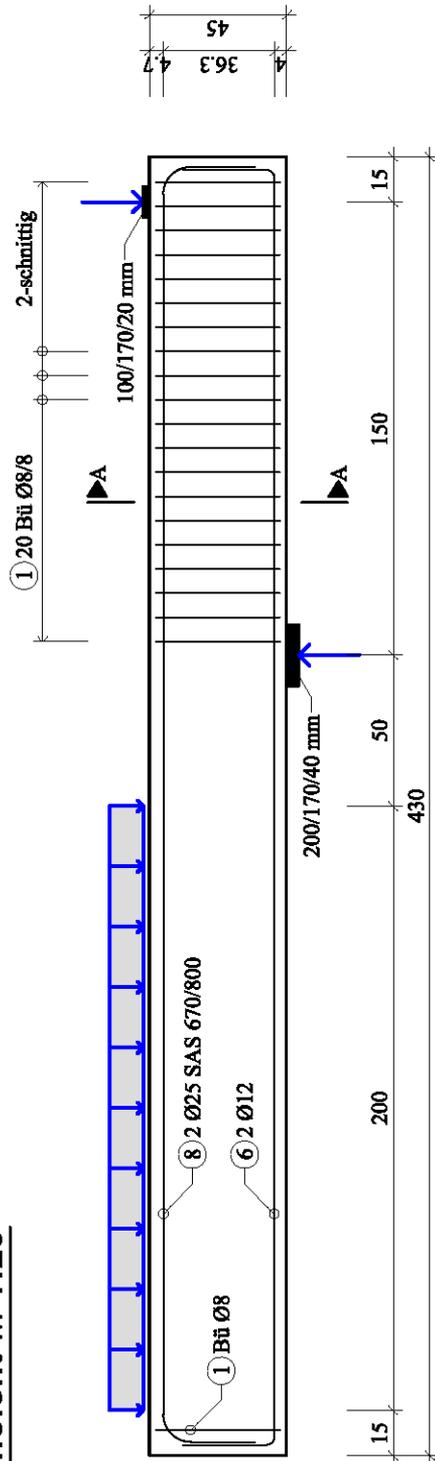


Biegeliste (ohne Maßstab)

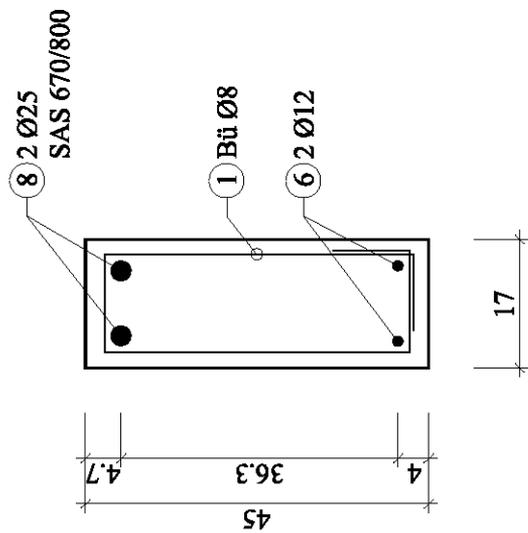


B.1.4 SV-4.1 & SV-4.2

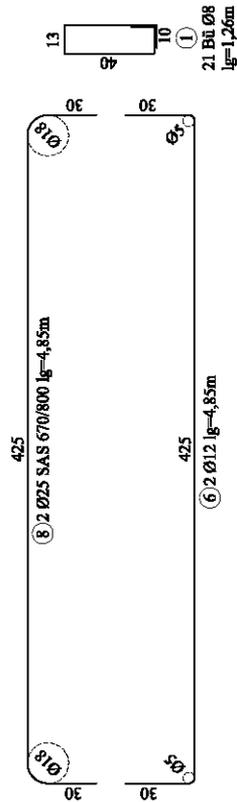
**Ansicht M 1:25**



**Schnitt AA M 1:10**

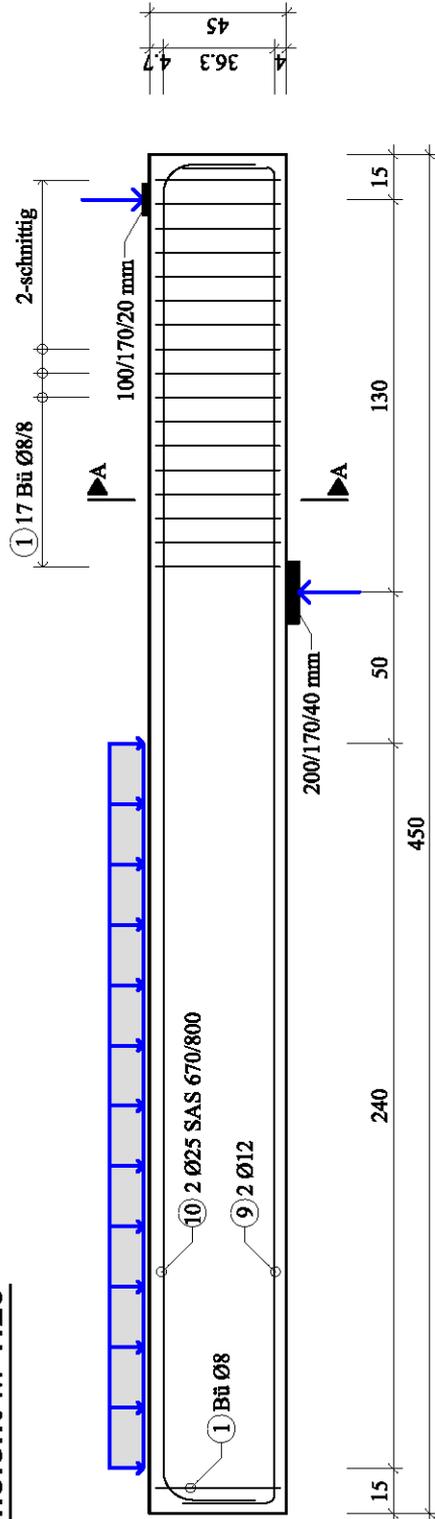


**Biegeliste (ohne Maßstab)**

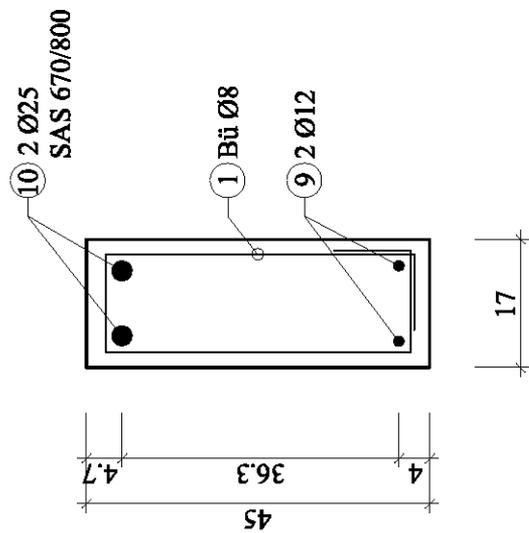


B.1.5 SV-5.1

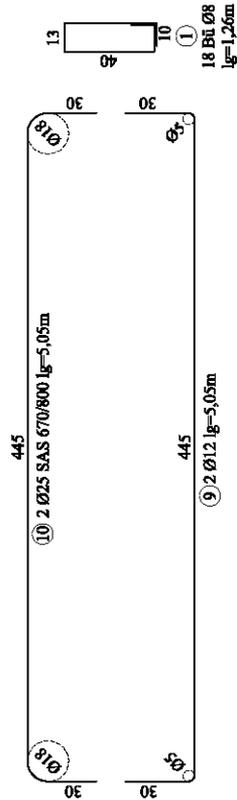
**Ansicht M 1:25**



**Schnitt AA M 1:10**

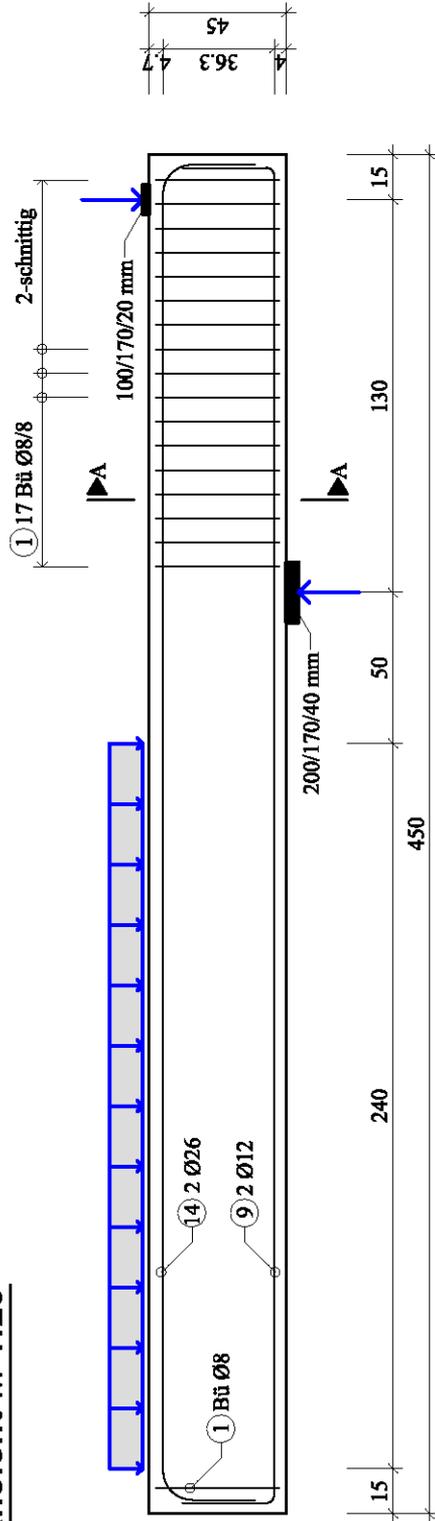


**Biegeliste (ohne Maßstab)**

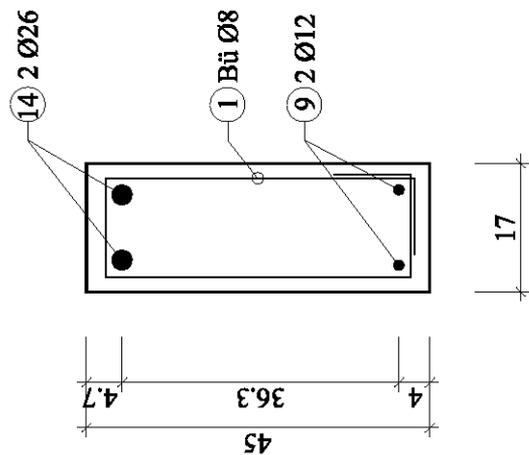


B.1.6 SV-5.2

**Ansicht M 1:25**



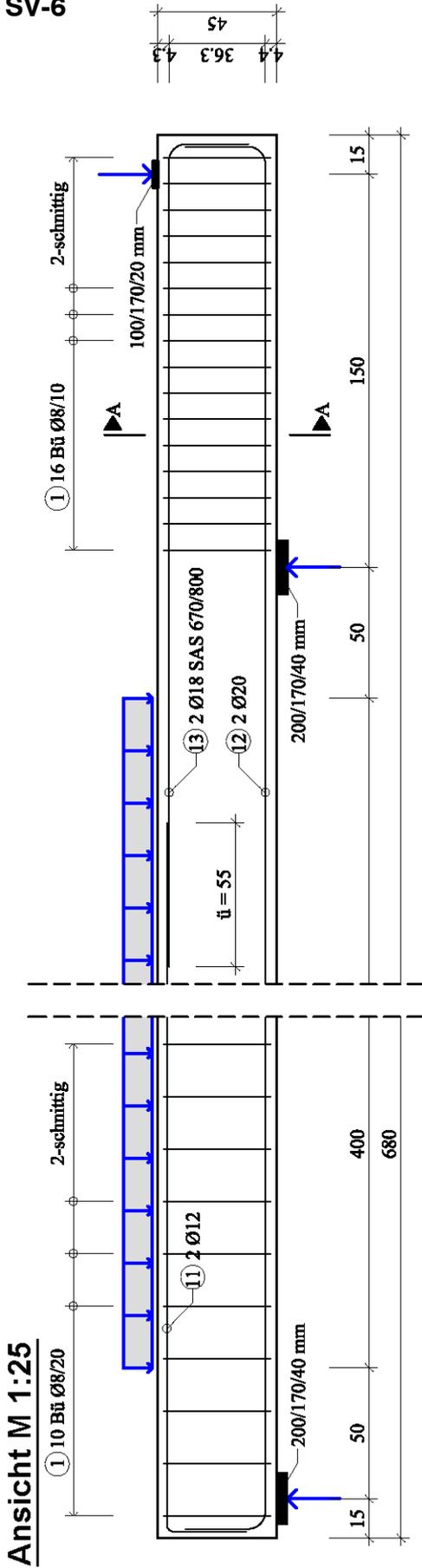
**Schnitt AA M 1:10**



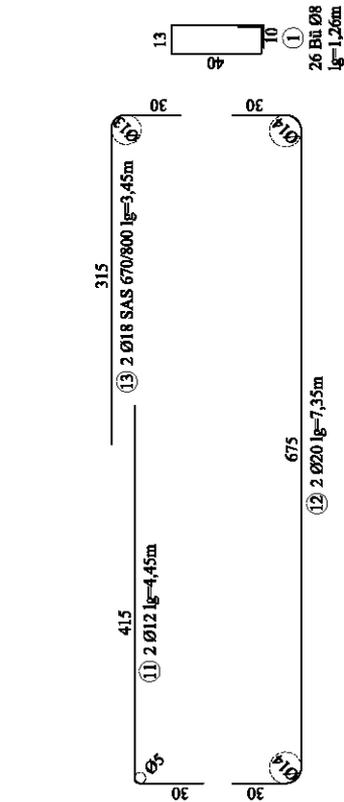
**Biegeliste (ohne Maßstab)**



B.1.7 SV-6



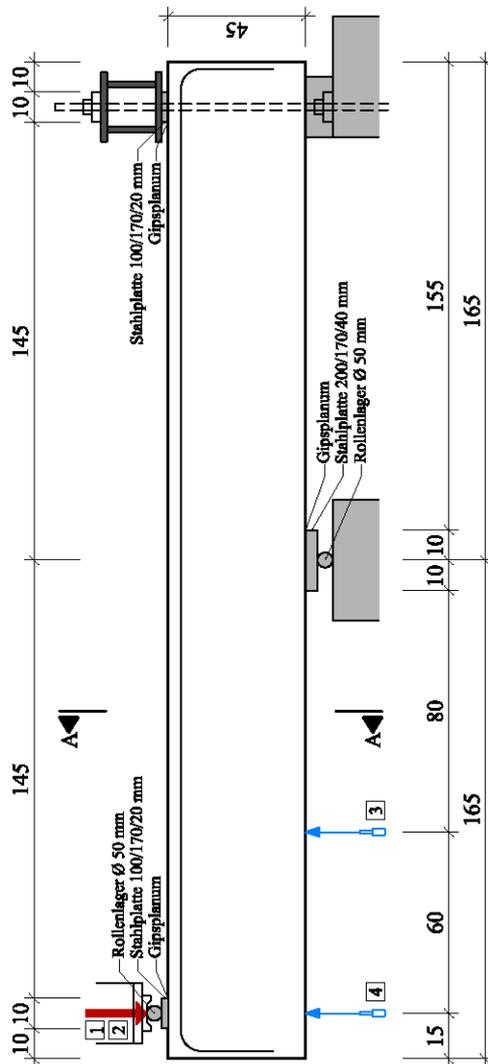
**Biegeliste (ohne Maßstab)**



## B.2 Pläne Versuchs- und Messtechnik

### B.2.1 SV-1.1

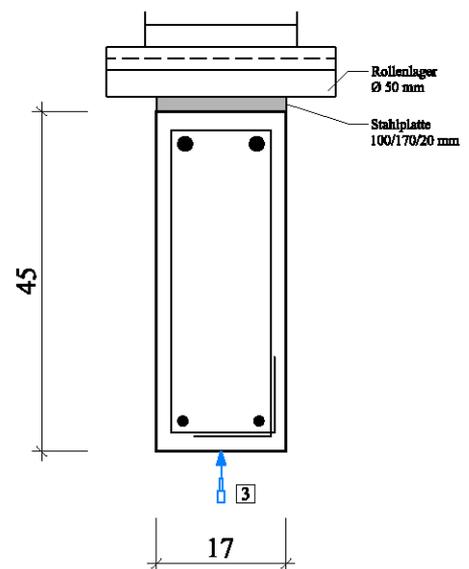
**Ansicht M 1:25**



### Übersicht Messinstrumente

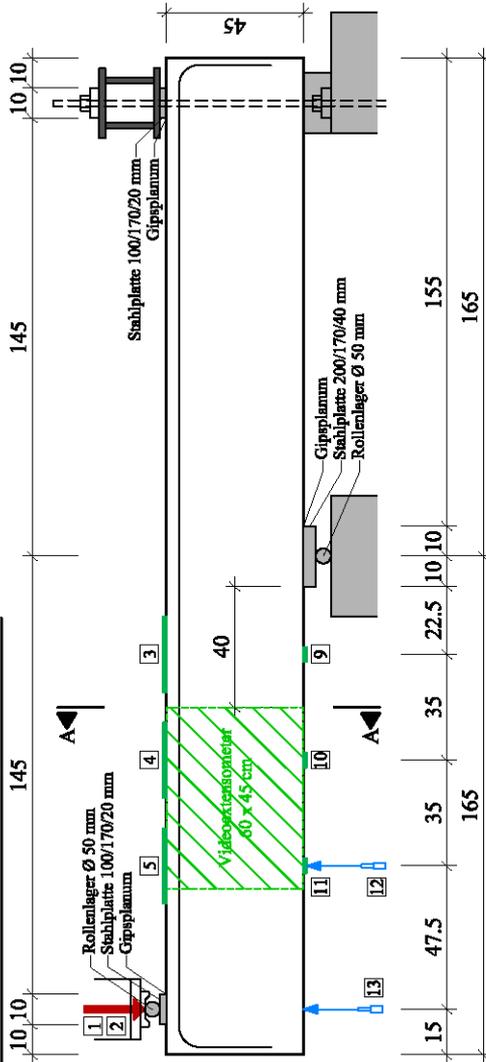
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3 bis 4	Weg [mm]	HBM WA

**Schnitt AA M 1:10**

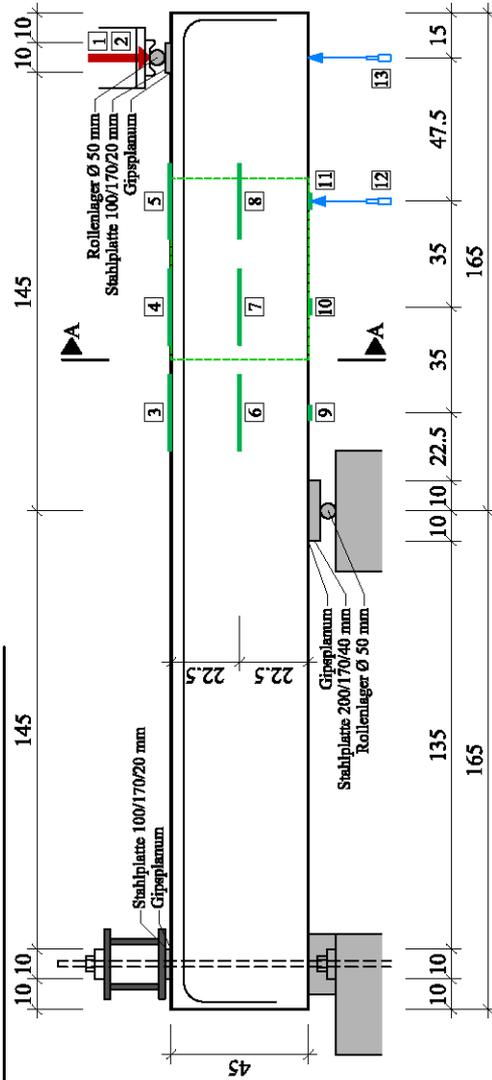


B.2.2 SV-1.2

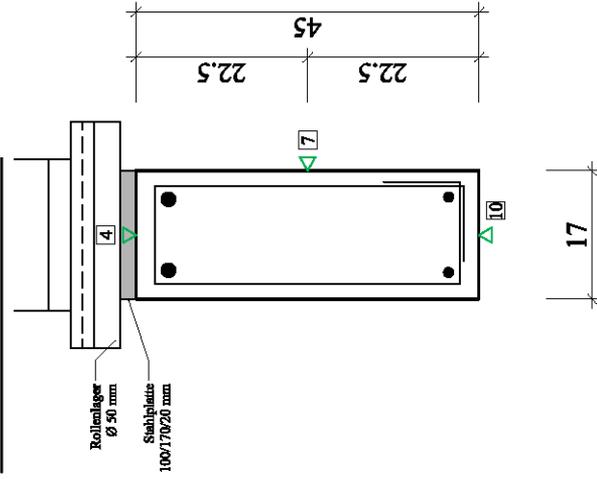
Ansicht Vorderseite M 1:25



Ansicht Rückseite M 1:25



Schnitt AA M 1:10

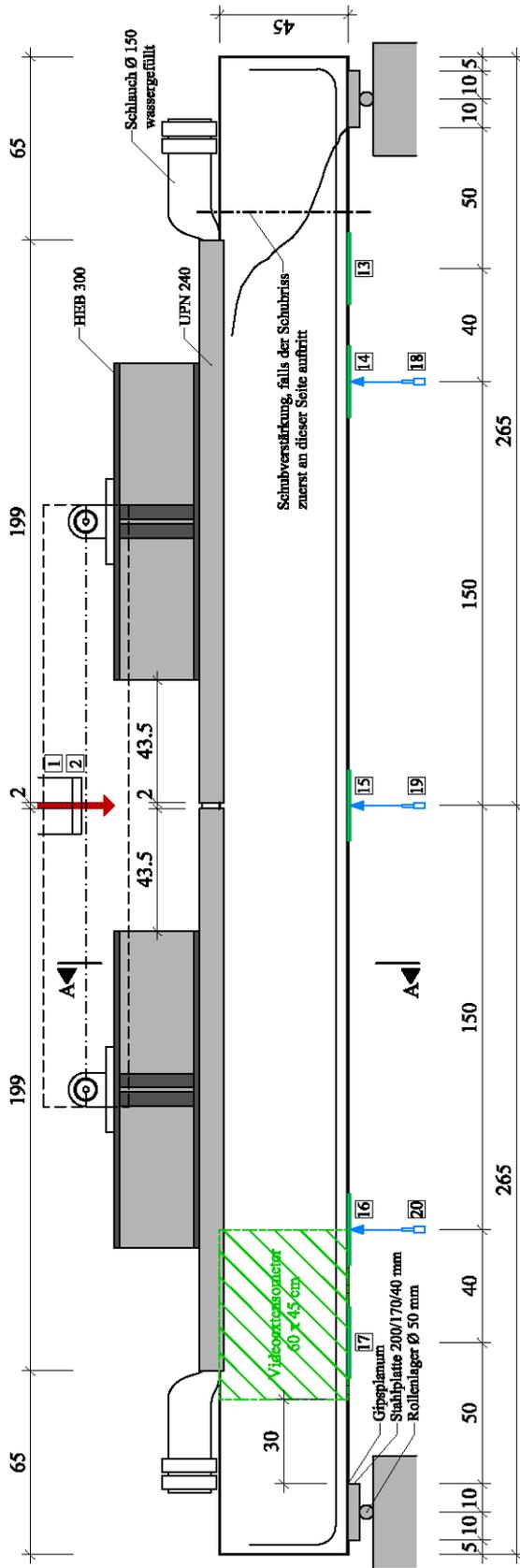


Übersicht Messinstrumente

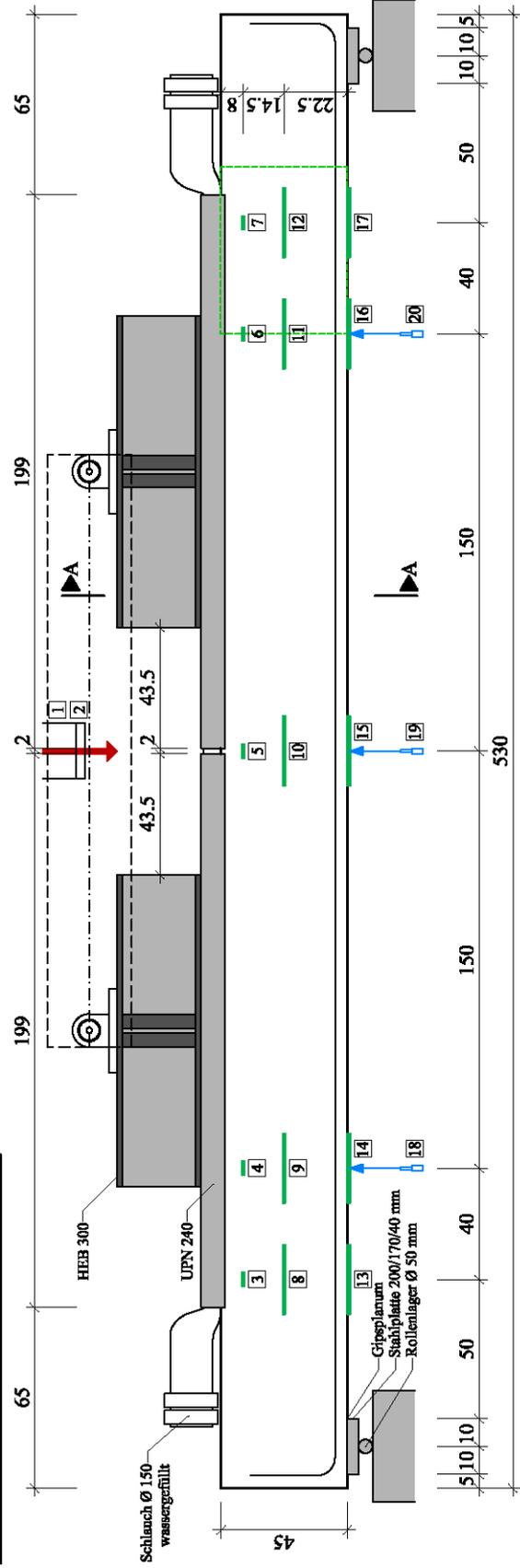
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3 bis 8	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
9 bis 11	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
12 bis 13	Weg [mm]	HBM WA200

B.2.3 SV-2

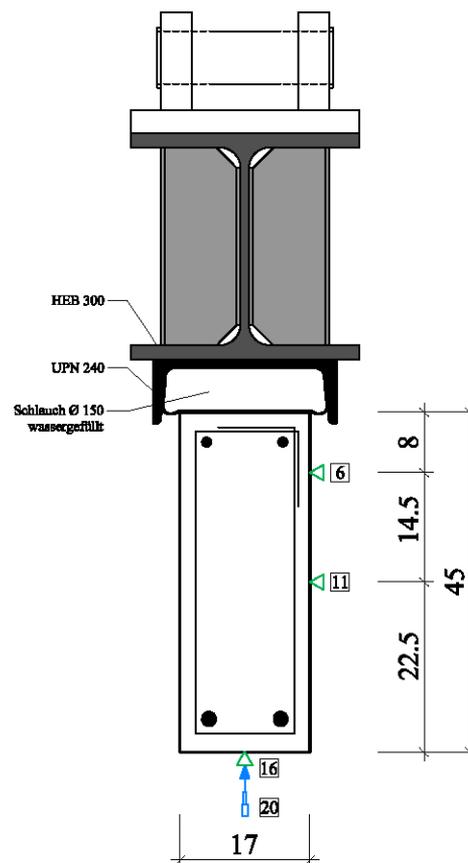
**Ansicht Vorderseite M 1:25**



**Ansicht Rückseite M 1:25**



## Schnitt AA M 1:10

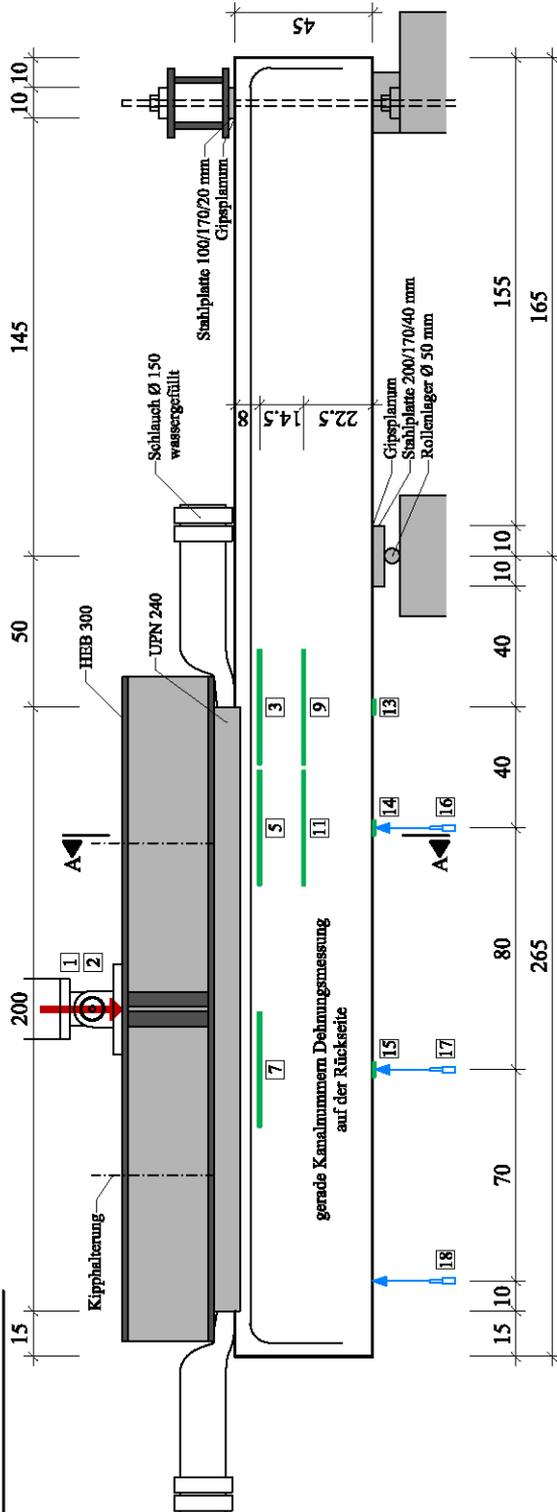


## Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3 bis 7	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
8 bis 17	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
18 bis 20	Weg [mm]	HBM WA200

B.2.4 SV-3.1 & SV-4.1

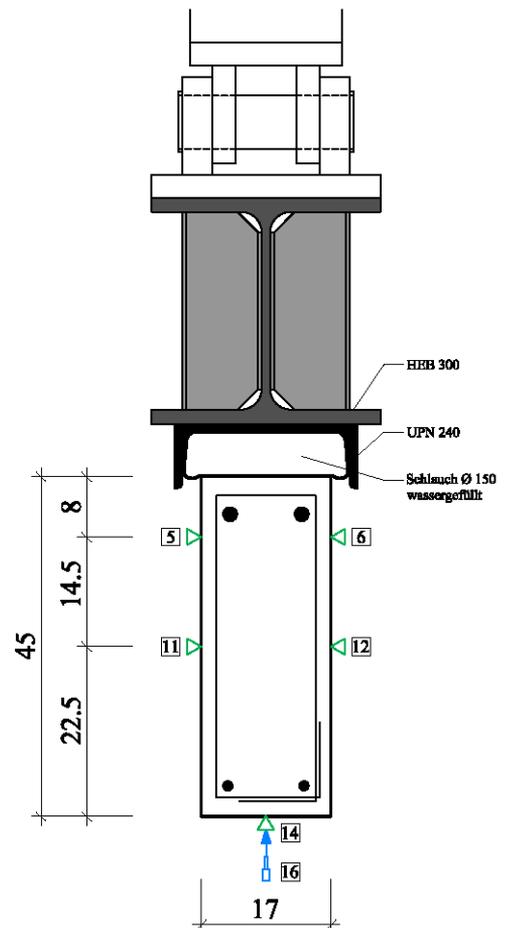
**Ansicht M 1:25**



**Übersicht Messinstrumente**

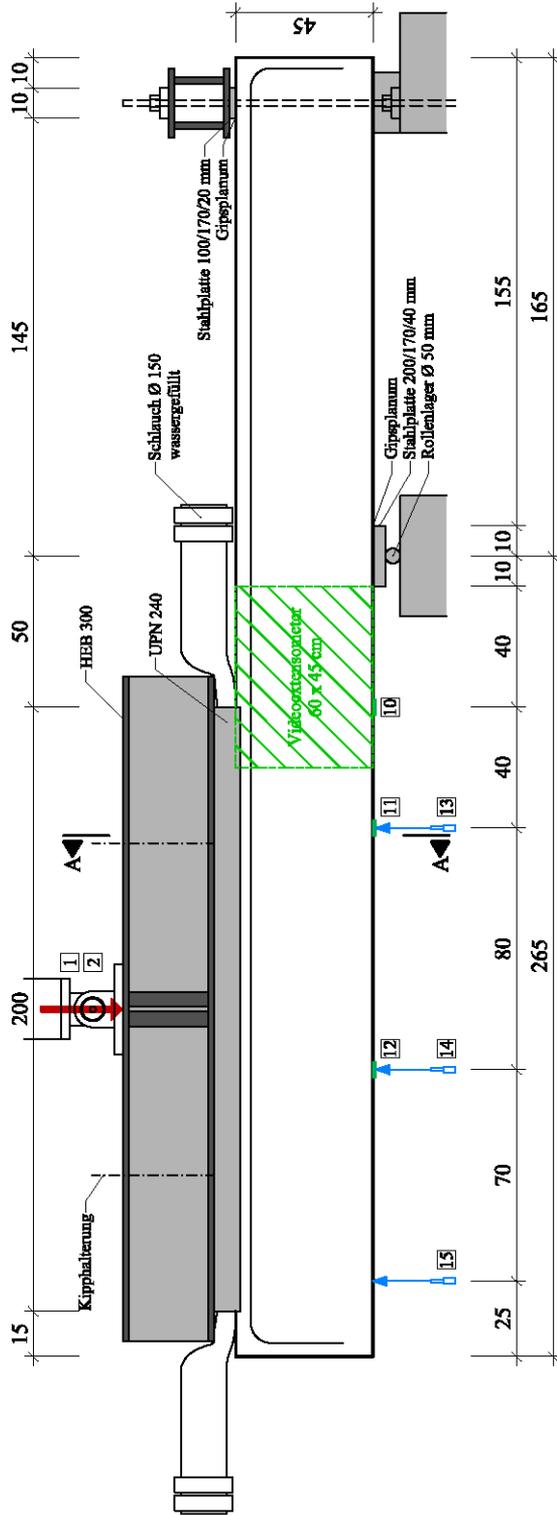
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LYDT
3 bis 12	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 380 mm
13 bis 15	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
16 bis 18	Weg [mm]	HBM WA200

**Schnitt AA M 1:10**

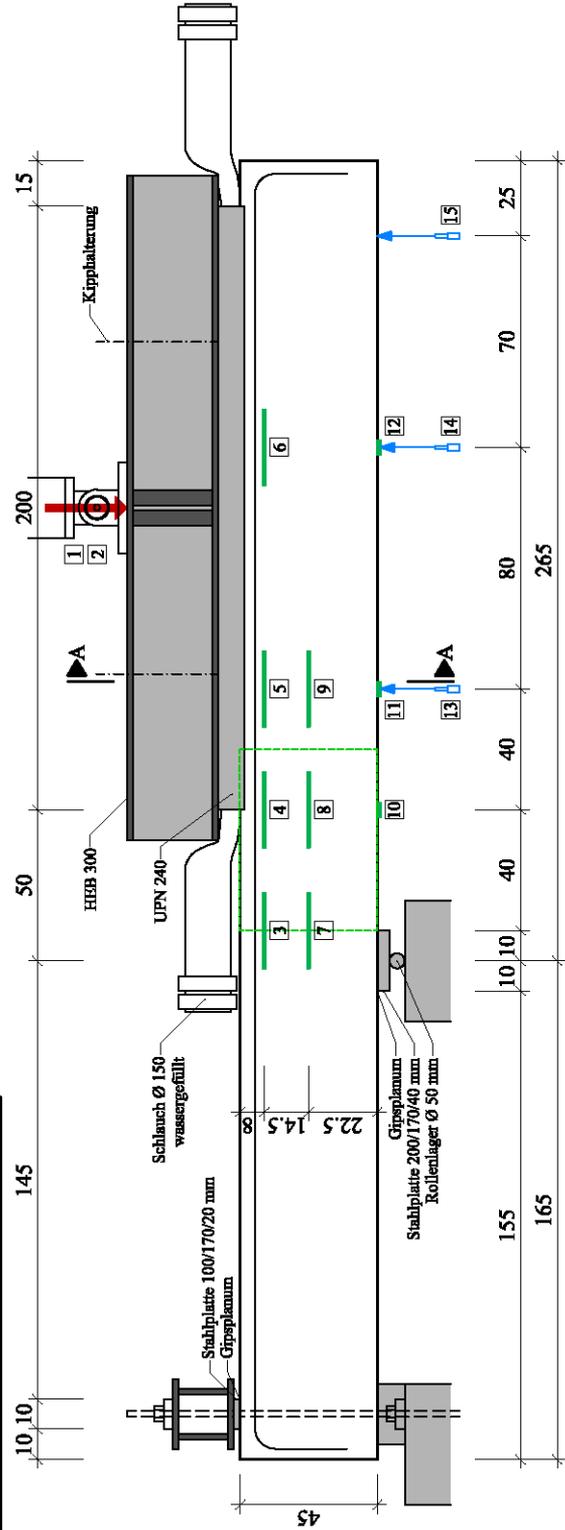


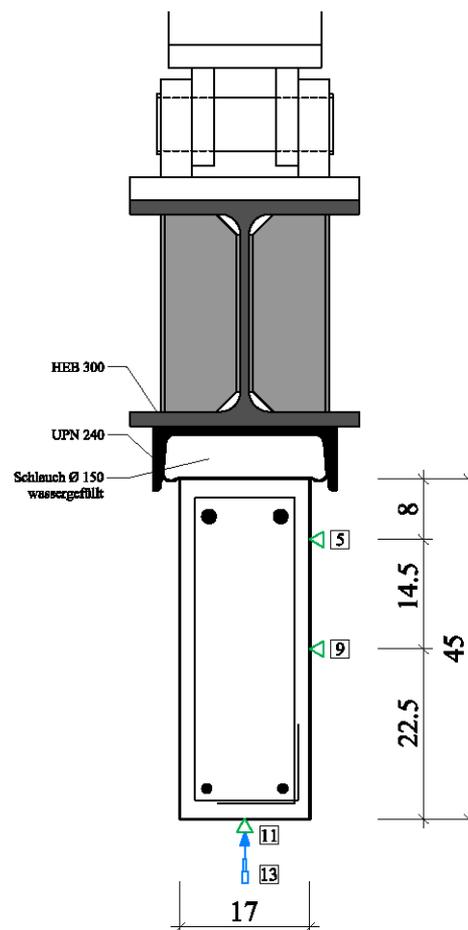
B.2.5 SV-3.2 & SV-4.2

**Ansicht Vorderseite M 1:25**



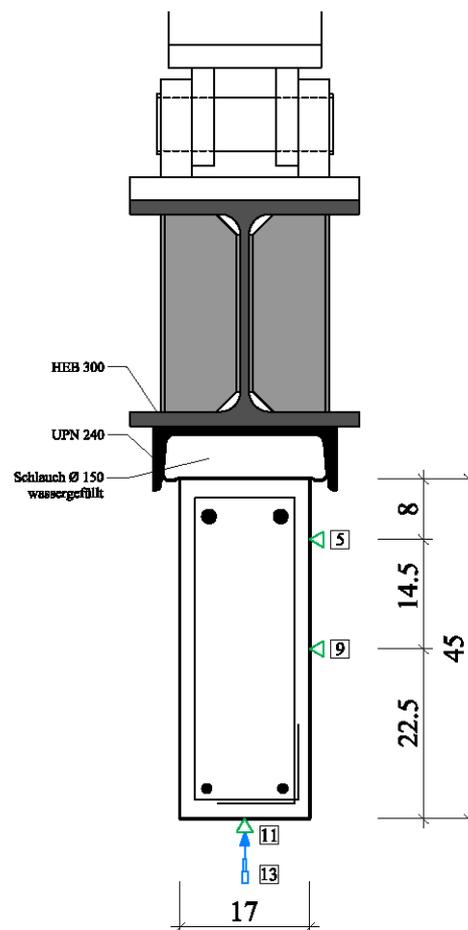
**Ansicht Rückseite M 1:25**



**Schnitt AA M 1:10****Übersicht Messinstrumente**

Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3 bis 9	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
10 bis 12	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
13 bis 15	Weg [mm]	HBM WA200

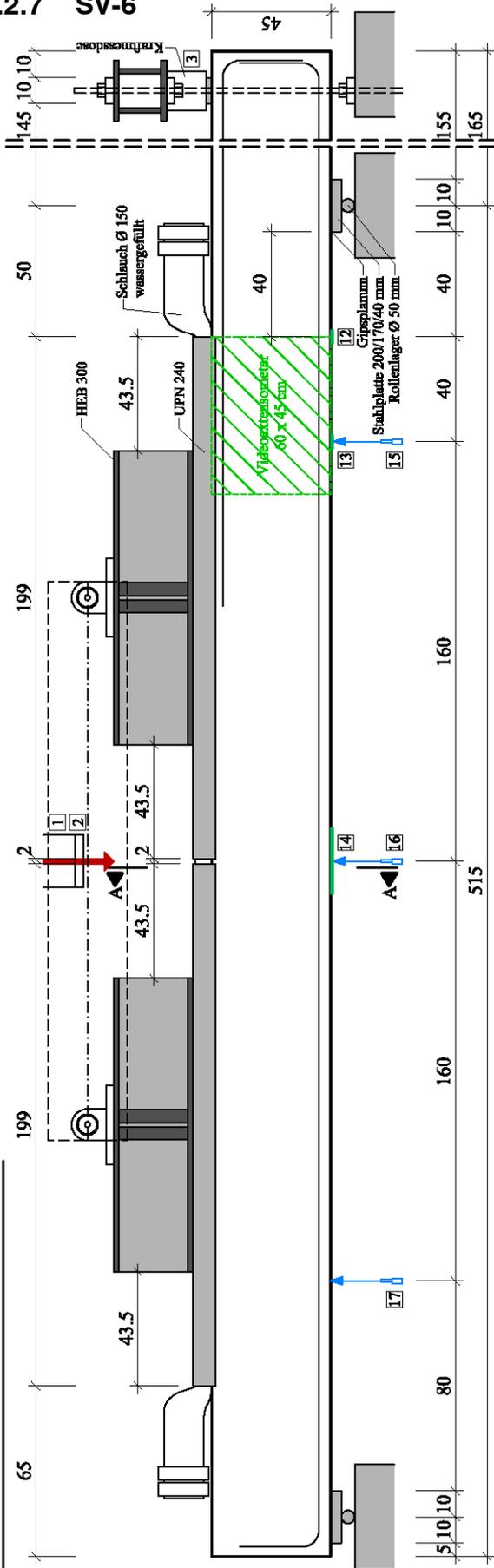


**Schnitt AA M 1:10****Übersicht Messinstrumente**

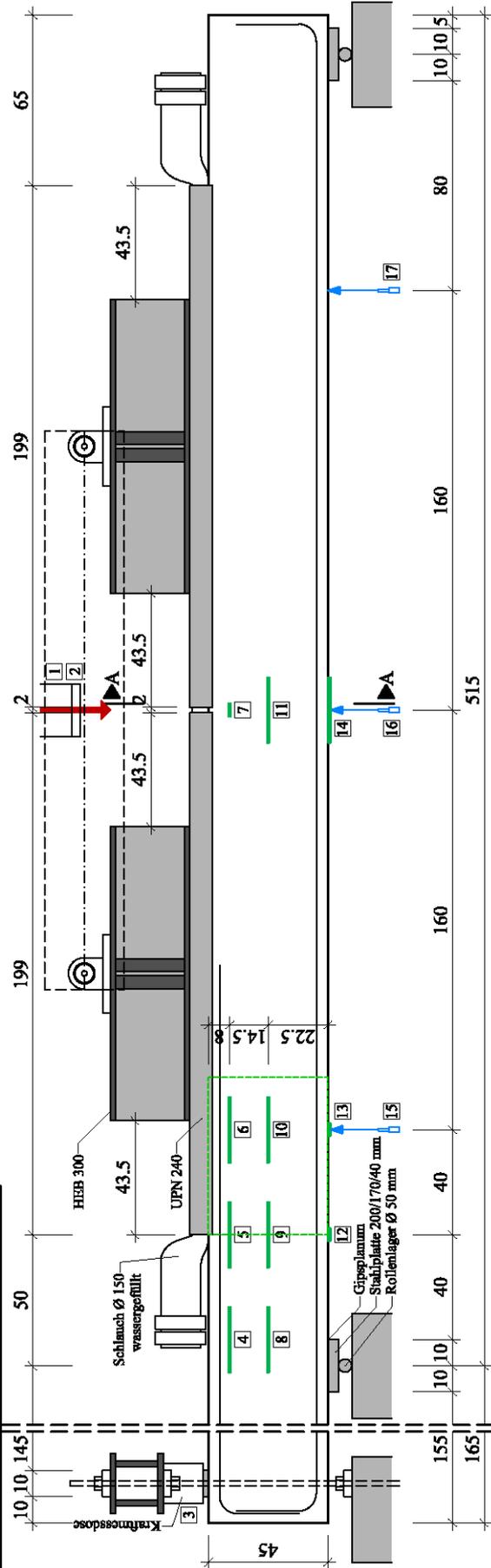
Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3 bis 9	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
10 bis 12	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
13 bis 15	Weg [mm]	HBM WA200

B.2.7 SV-6

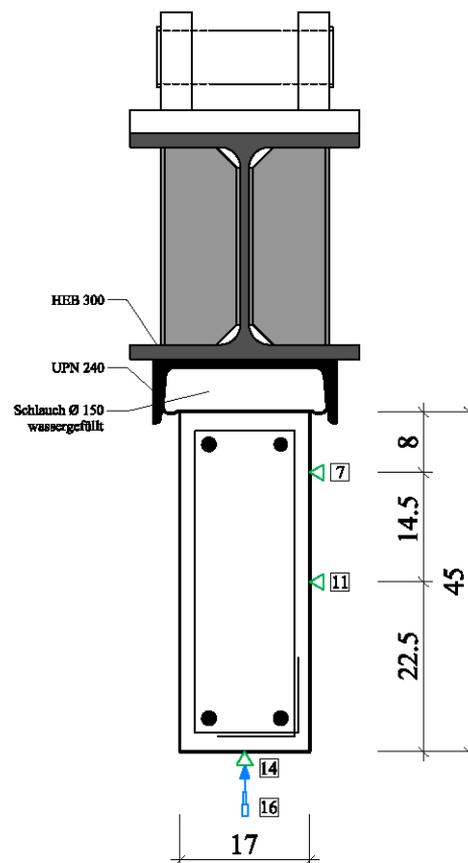
Ansicht Vorderseite M 1:25



Ansicht Rückseite M 1:25



## Schnitt AA M 1:10



## Übersicht Messinstrumente

Kanal Nr.	Messgröße	Gerät
1	Kraft [kN]	MTS 661.31F-01
2	Weg [mm]	MTS LVDT
3	Kraft [kN]	...
4 bis 6	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
7	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
8 bis 11	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
12 bis 13	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 50 mm
14	Dehnung [%]	HBM DD1, MB 250 mm
15 bis 17	Weg [mm]	HBM WA200

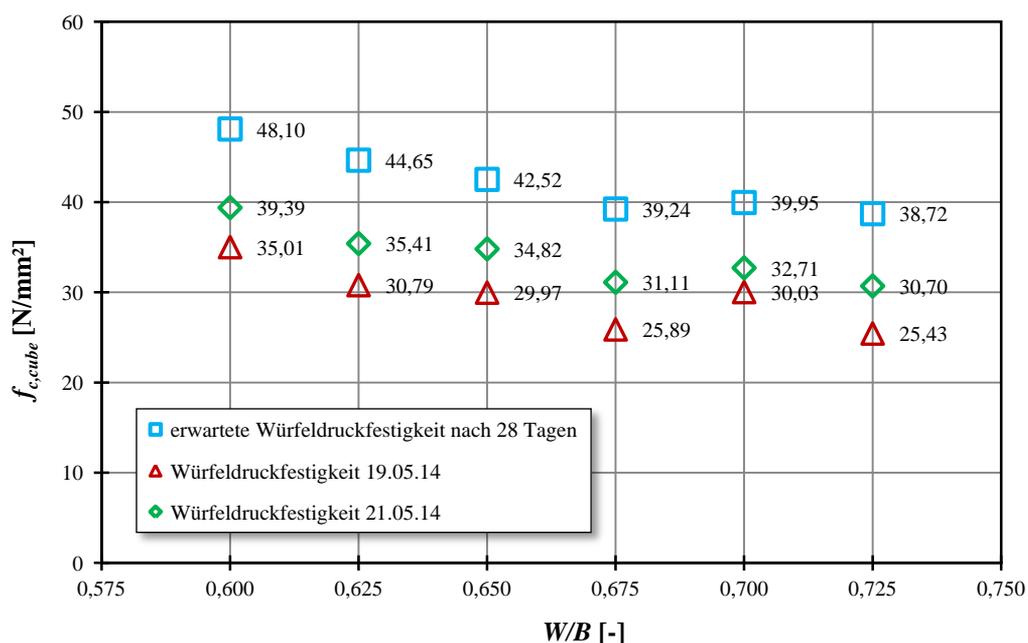
## B.3 Betontechnologie

### B.3.1 Vorversuche

Im Zuge der Vorversuche wurden sechs Betonrezepturen mit unterschiedlichen  $W/B$ -Werten untersucht. Die Probewürfel ( $a = 15 \text{ cm}$ ) und -zylinder ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ) für die ersten drei Rezepturen ( $W/B = 0,600$  ;  $W/B = 0,650$  ;  $W/B = 0,700$ ) wurden am 14.05.2014 und für die weiteren ( $W/B = 0,625$  ;  $W/B = 0,675$  ;  $W/B = 0,725$ ) am 15.05.2014 hergestellt.

Die Probekörper wurden luftgelagert und die Würfeldruckfestigkeiten am 19.05.2014 (nach 4 bzw. 5 Tagen) sowie am 21.05.2014 (nach 6 bzw. 7 Tagen) ermittelt. Mit den gemessenen Werten konnte die 28-Tage-Festigkeit mittels der Formel für die Festigkeitsentwicklung nach EC 2 [3] extrapoliert werden. Die Ergebnisse dazu sind im **Bild B.1** dargestellt.

Aus diesem Vorversuch geht nun hervor, dass die Rezeptur mit  $W/B = 0,725$  am geeignetsten ist, da dort die gewünschte Zielfestigkeit nach 28 Tagen von  $f_{c,cube} = 38,8 \text{ N/mm}^2$  am besten übereinstimmt ( $f_{c,cube} \approx f_{cm}/0,85 = 33/0,85$ ). Mit dieser gewählten Betonrezeptur wurden am 26.05.2014 noch weitere Probekörper hergestellt, um speziell die Entwicklung der Frühfestigkeit nach 1 bzw. 2 Tagen erfassen zu können. Diese Werte wurden für die Festlegung des Ausschaltzeitpunktes benötigt und lagen bei  $f_{c,cube}(t=1) = 12,06 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{c,cube}(t=2) = 18,25 \text{ N/mm}^2$ . Für die Hauptversuche wurde die Rezeptur noch leicht bezüglich des Ausbreitmaßes für eine optimale Verarbeitbarkeit angepasst.



**Bild B.1** Würfeldruckfestigkeit in Abhängigkeit vom  $W/B$ -Wert

### B.3.2 Prüfergebnisse Begleitkörper 1. Versuchsserie

Herstelldatum 04.06.2014 (SV-1.1, SV-3.1, SV-4.1)

Würfeldruckfestigkeiten					Würfel a = 150 mm	
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,ube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,ube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen	
SW Umwelttechnik Lienz	05.06.2014	1	10,70	10,70		
			10,70			
SW Umwelttechnik Lienz	06.06.2014	2	20,40	21,20		
			22,00			
SW Umwelttechnik Lienz	10.06.2014	6	27,60	28,45		
			29,30			
LKI TU Graz	27.06.2014	23	39,68	41,89		
			44,10			
LKI TU Graz	02.07.2014	28	44,00	43,36		
			45,25			
			40,84			
LKI TU Graz	03.07.2014	29	46,82	44,97		
			44,80			
			43,3			

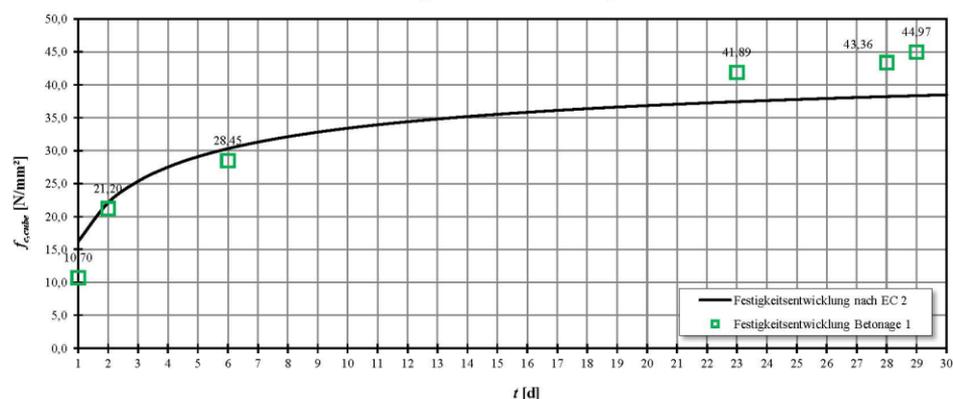
Spaltzugfestigkeit						
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen	
LKI TU Graz	27.06.2014	23	3,102	3,268	geprüft am Würfel a = 150 mm	
			3,433			
TVFA TU Graz	02.07.2014	28	2,981	3,295	geprüft am Zylinder Ø = 150 mm, h = 300 mm	
			3,676			
			3,227			

Elastizitätsmodul und Zylinderdruckfestigkeit					Zylinder Ø = 150 mm, h = 300 mm		
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen
LKI TU Graz	02.07.2014	28	32.305	32.865	43,20	41,91	
			33.686		41,68		
			32.603		40,85		

Spaltzugfestigkeit an Kernbohrungen					Zylinder Ø = 100 mm, h ≈ 170 mm			
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen		
TVFA TU Graz	08.07.2014	34	4,521	4,221	4,150	SV-1 3, 5, 6		
			3,905					
			4,237					
TVFA TU Graz	08.07.2014	34	3,640	4,016		4,150	SV-3 2, 3, 4	
			4,313					
			4,094					
TVFA TU Graz	08.07.2014	34	4,425	4,214	4,150		SV-4 1, 2, 5	
			4,062					
			4,156					

Zylinderdruckfestigkeit an Kernbohrungen					Zylinder Ø = 100 mm, h ≈ 170 mm			
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen		
LKI TU Graz	08.07.2014	34	47,06	48,36	49,31	SV-1 1, 2, 4		
			49,93					
			48,09					
LKI TU Graz	08.07.2014	34	52,41	50,29		49,31	SV-3 1, 5, 6	
			47,15					
			51,30					
LKI TU Graz	08.07.2014	34	49,62	49,28	49,31		SV-4 3, 4, 6	
			48,35					
			49,87					

Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit



### B.3.3 Prüfergebnisse Begleitkörper 2. Versuchsserie Teil 1

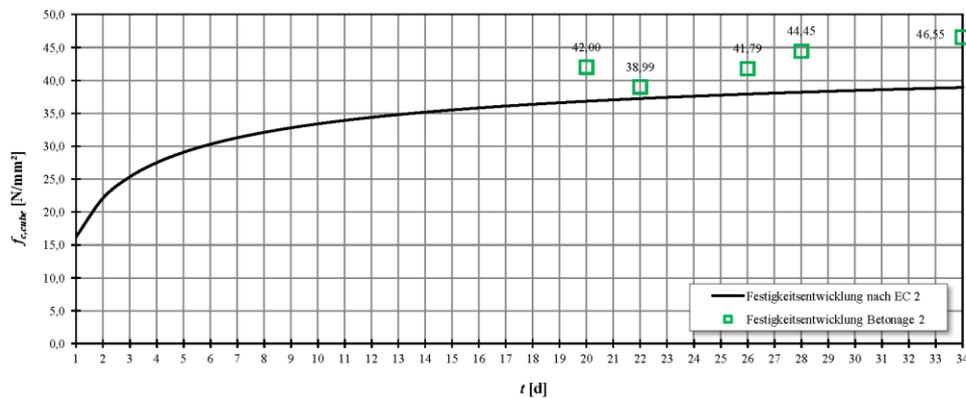
Herstelldatum 23.07.2014 (SV-1.2, SV-2, SV-3.2, SV-4.2, SV-5.1)

Würfeldruckfestigkeiten					Würfel a = 150 mm
Prüfort	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen
LKI TU Graz	12.08.2014	20	42,53	42,00	SV-1.2
			41,47		
LKI TU Graz	14.08.2014	22	40,84	38,99	SV-3.2
			37,13		
LKI TU Graz	18.08.2014	26	42,13	41,79	SV-4.2
			41,44		
LKI TU Graz	20.08.2014	28	44,32	44,45	SV-5.1
			44,66		
			44,37		
LKI TU Graz	26.08.2014	34	43,35	46,55	SV-2
			49,75		

Spaltzugfestigkeit					
Prüfort	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen
LKI TU Graz	12.08.2014	20	3,029	2,927	SV-1.2, geprüft am Würfel a = 150 mm
			2,824		
LKI TU Graz	14.08.2014	22	2,548	2,705	SV-3.2, geprüft am Würfel a = 150 mm
			2,862		
LKI TU Graz	18.08.2014	26	3,972	3,778	SV-4.2, geprüft am Würfel a = 150 mm
			3,584		
LKI TU Graz	20.08.2014	28	3,158	2,928	SV-5.1, geprüft am Würfel a = 150 mm
			2,697		
TVFA TU Graz	20.08.2014	28	3,654	3,368	geprüft am Zylinder Ø = 150 mm, h = 300 mm
			3,308		
			3,141		
LKI TU Graz	26.08.2014	34	3,564	3,596	SV-2, geprüft am Würfel a = 150 mm
			3,628		

Elastizitätsmodul und Zylinderdruckfestigkeit							Zylinder Ø = 150 mm, h = 300 mm
Prüfort	Prüfdatum	Betonalter [d]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen
LKI TU Graz	20.08.2014	28	33.893	34.581	44,35	43,15	
			35.308		42,69		
			34.543		42,41		

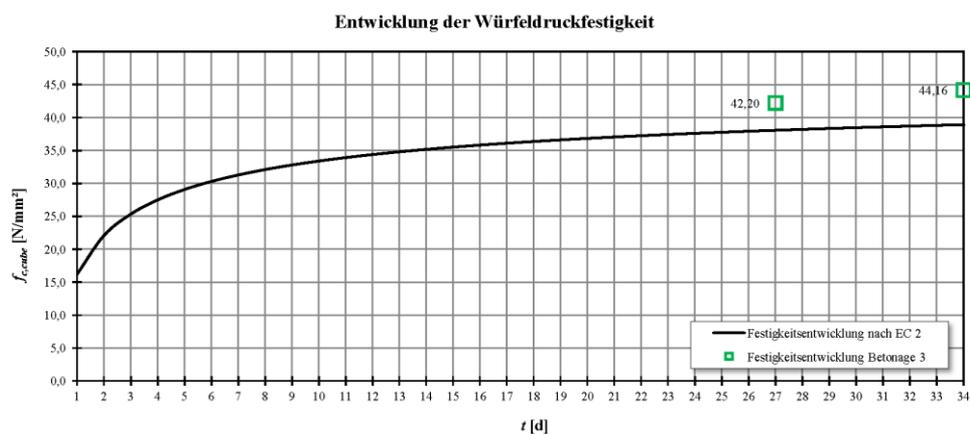
Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit



### B.3.4 Prüfergebnisse Begleitkörper 2. Versuchsserie Teil 2

Herstelldatum 25.07.2014 (SV-5.2, SV-6)

Würfeldruckfestigkeiten				Würfel a = 150 mm	
Prüfart	Prüfdatum	Betonalter [d]	$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MW $f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anmerkungen
LKI TU Graz	21.08.2014	27	41,73	42,20	SV-5.2
			42,67		
LKI TU Graz	28.08.2014	34	43,63	44,16	SV-6
			44,69		



# C Versuchsergebnisse

## C.1 Versuchsbalken SV-1.1

Herstelldatum:	04.06.2014
Prüfdatum:	03.07.2014 (29 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{46,82 + 44,80 + 43,30}{3} = 44,97 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 38,84 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,3 \cdot f_c^{2/3} = 3,44 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 40,1 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2452 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 02.07.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{401}}\right) \cdot (0,75 \cdot 38,84)^{1/3} \cdot 170 \cdot 401 =$ $= 64.320 \text{ N} \hat{=} 64,32 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} = 64,32 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 58.012 \text{ N} \hat{=} 58,01 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 58,78 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{max} = 48,732 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + g_0 \cdot 1,55 = 51,70 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s für $0 \leq P \leq 47 \text{ kN}$ 0,01 mm/s für $P > 47 \text{ kN}$

## C.1.1 Rissentwicklung

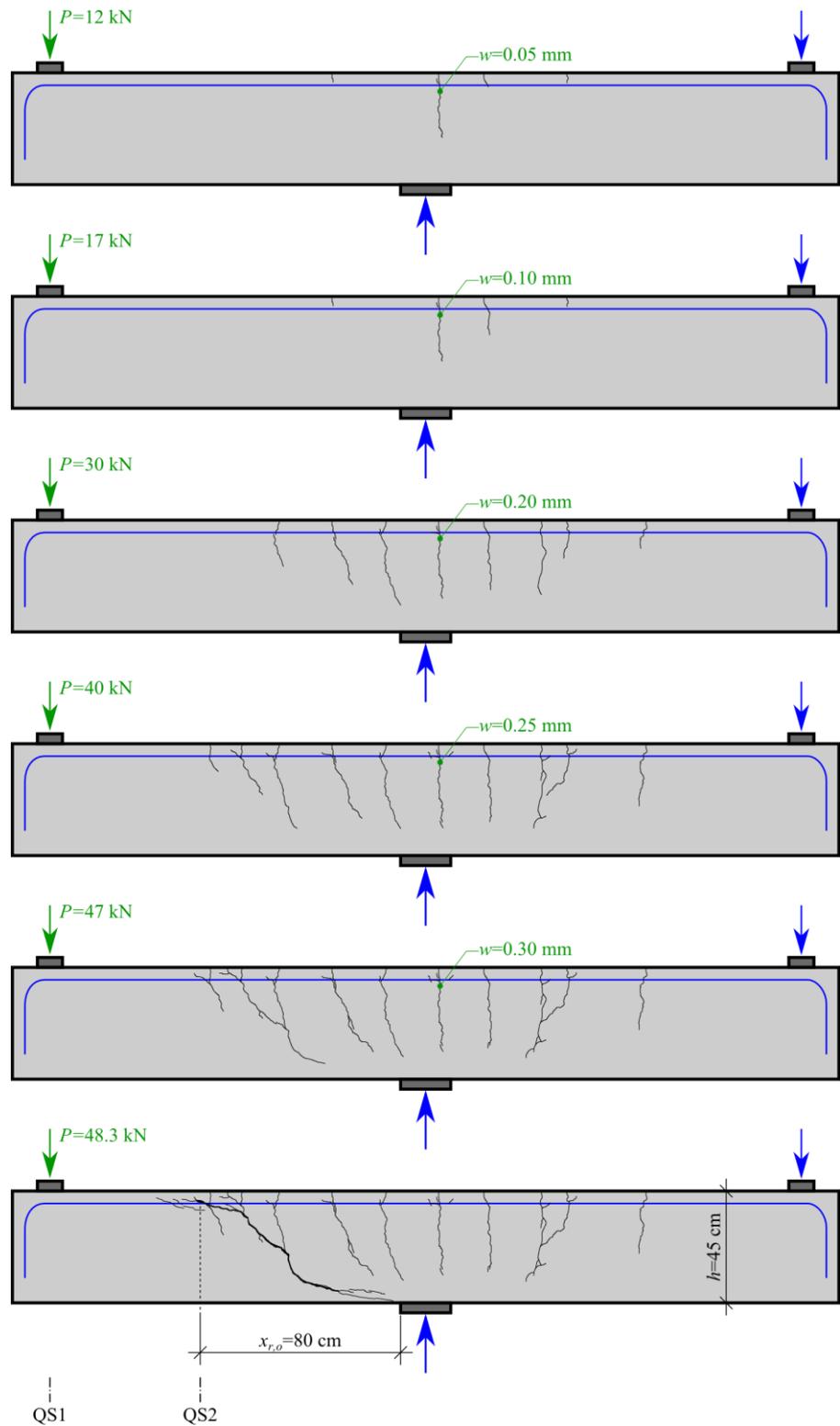


Bild C.1 SV-1.1 Rissentwicklung Vorderseite

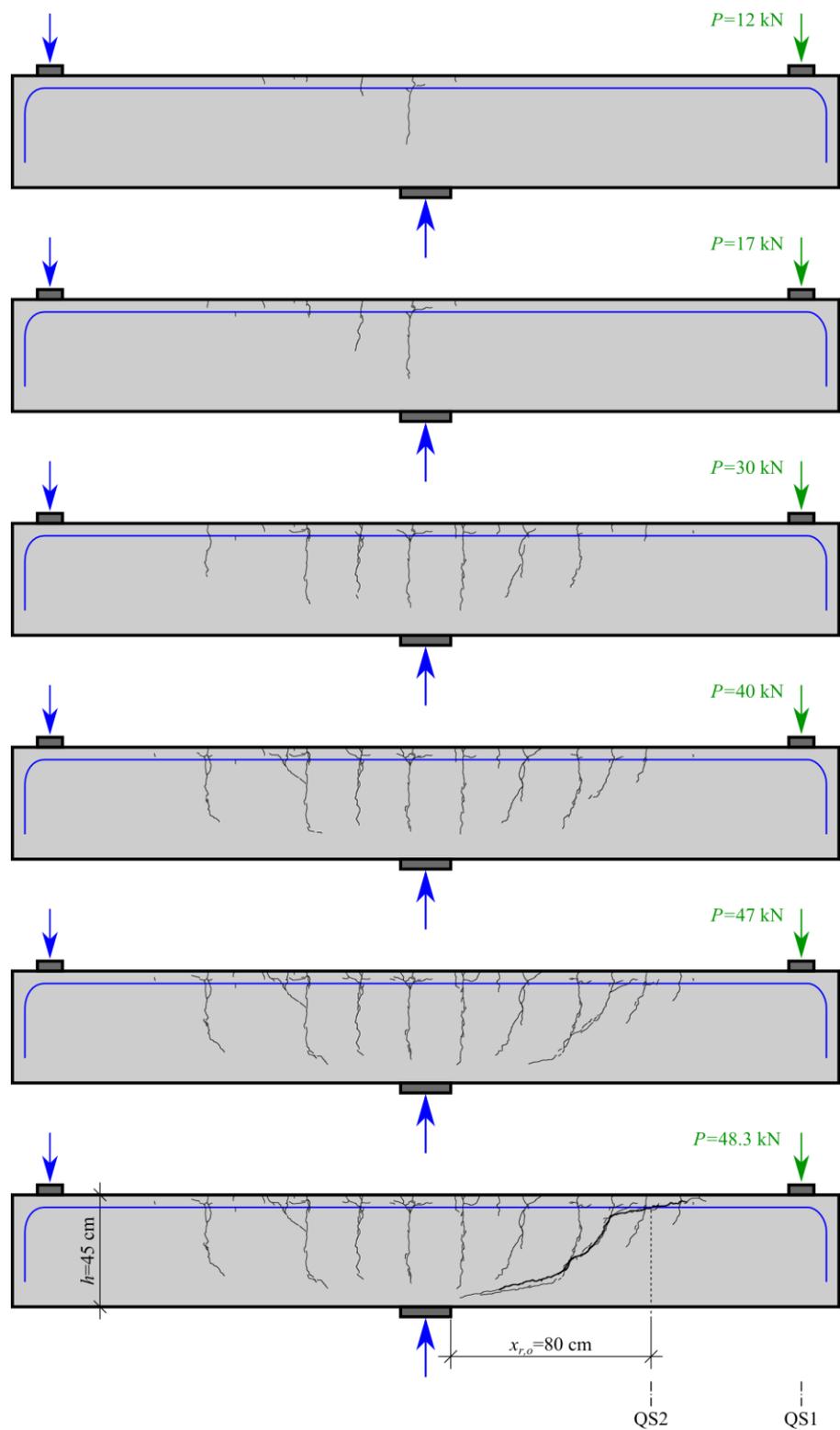


Bild C.2 SV-1.1 Rissentwicklung Rückseite

## C.1.2 Messdaten

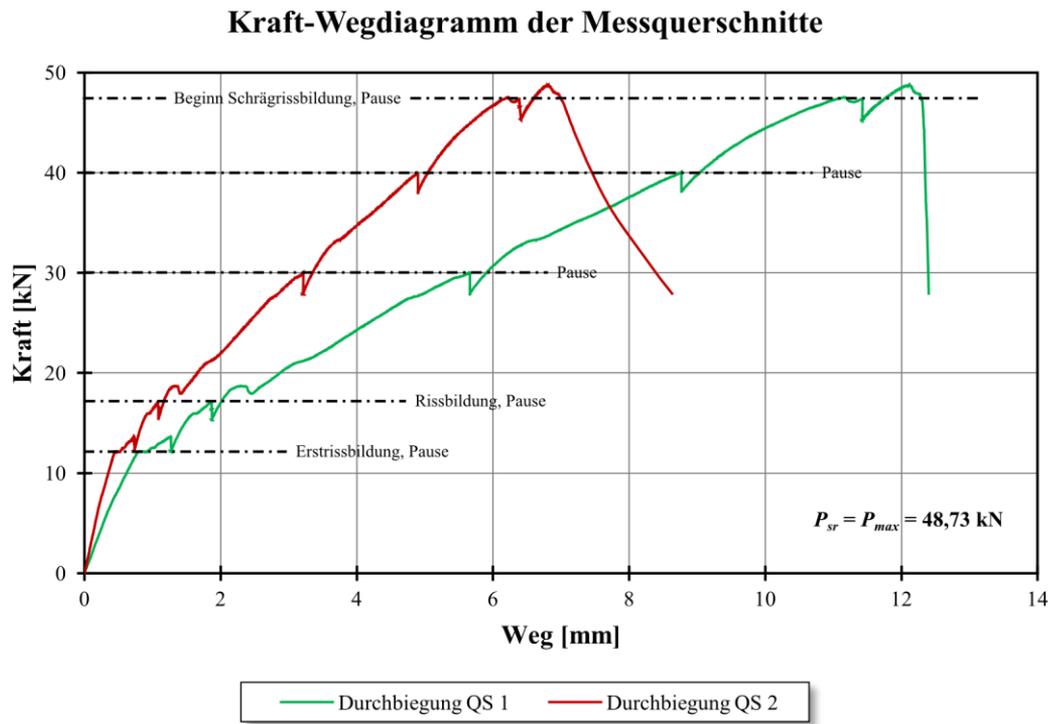


Bild C.3 SV-1.1 Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

### C.1.3 Bilder Versuchsdurchführung



Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



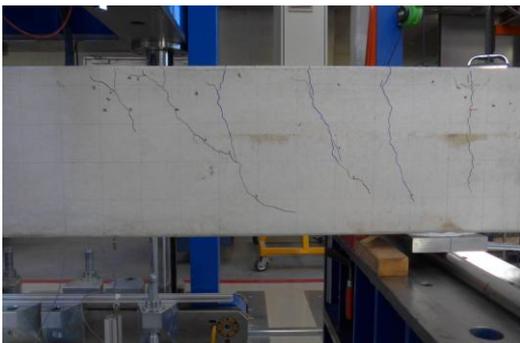
Last 30 kN - Ansicht Rückseite



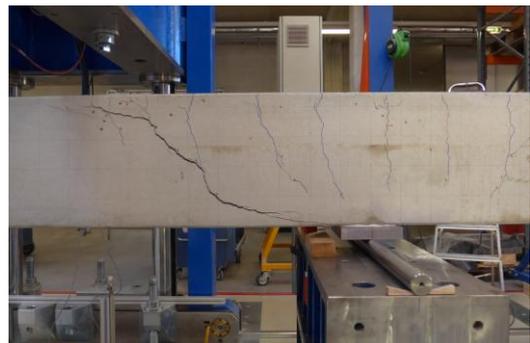
Last 40 kN - Ansicht Rückseite



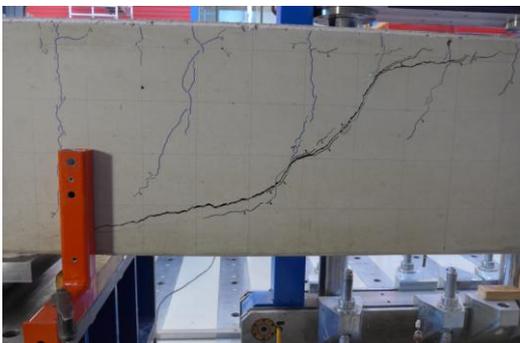
Last 47 kN - Schrägrissbildung Rückseite



Last 47 kN - Schrägrissbildung Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite

## C.2 Versuchsbalken SV-1.2

Herstelldatum:	23.07.2014
Prüfdatum:	12.08.2014 (20 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{42,53 + 41,47}{2} = 42,00 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 36,27 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{3,029 + 2,824}{2} = 2,926 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 2,63 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 40,3 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{403}}\right) \cdot (0,75 \cdot 36,27)^{1/3} \cdot 170 \cdot 403 =$ $= 63.015 \text{ N} \hat{=} 63,02 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} = 63,02 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 57.039 \text{ N} \hat{=} 57,04 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 57,81 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{max} = 64,695 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + g_0 \cdot 1,55 = 67,66 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,01 mm/s

## C.2.1 Rissentwicklung

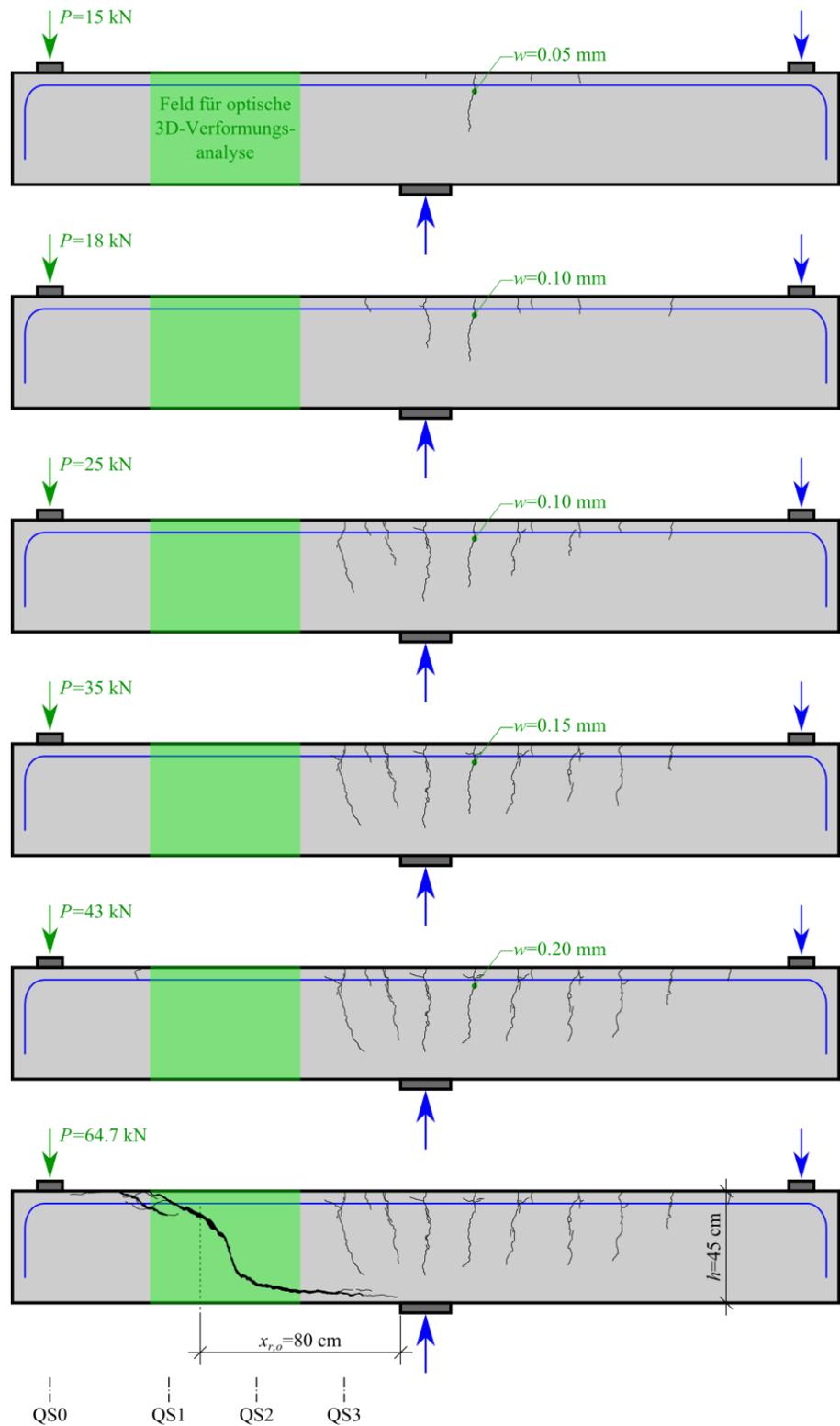


Bild C.4 SV-1.2 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

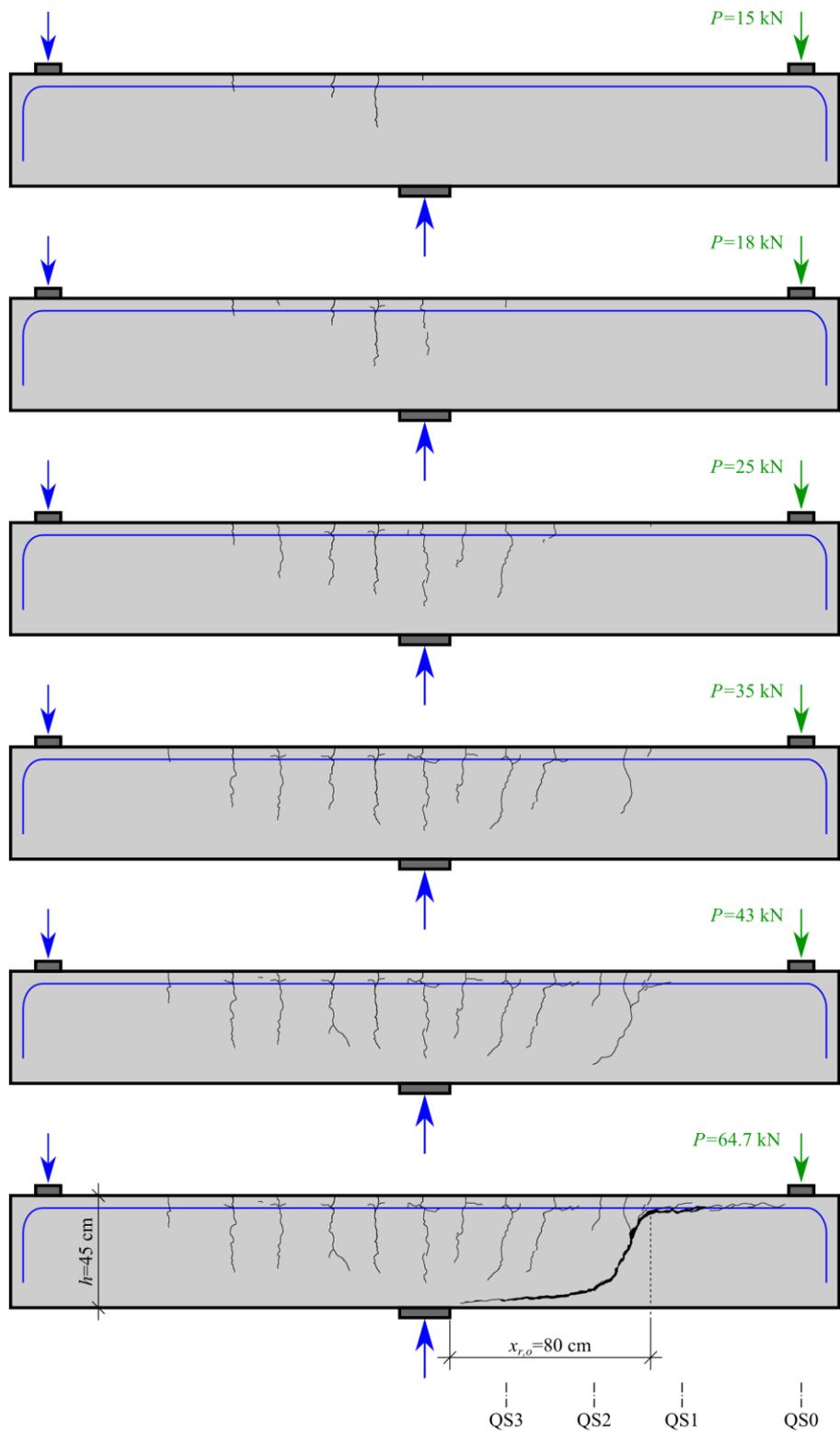


Bild C.5 SV-1.2 Rissentwicklung Rückseite

## C.2.2 Messdaten

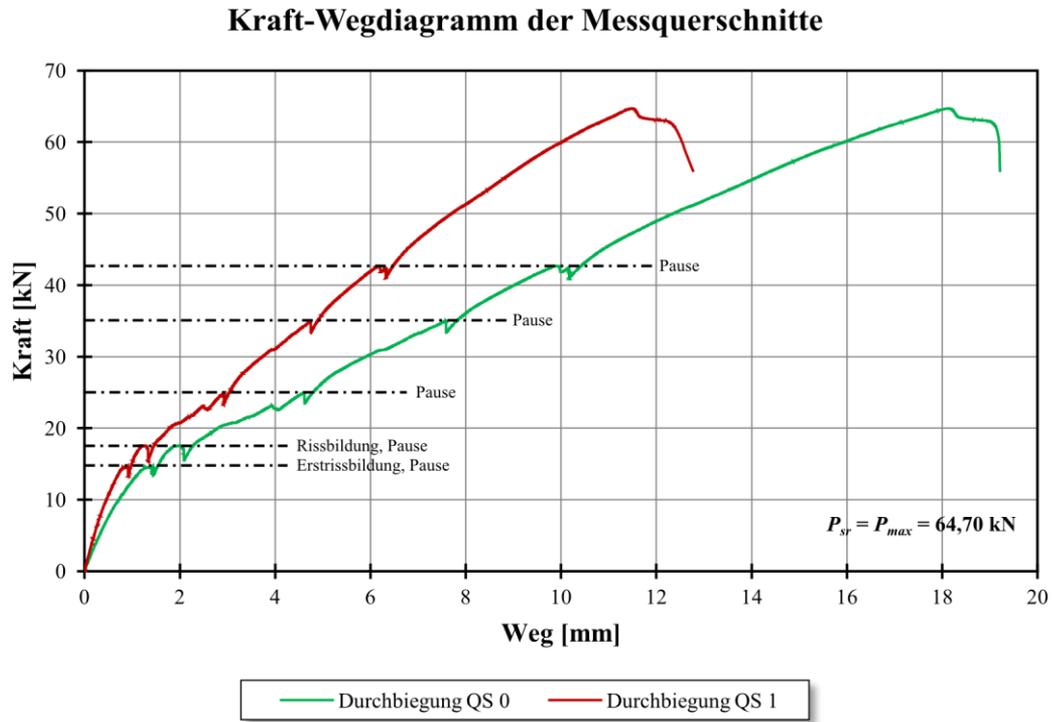
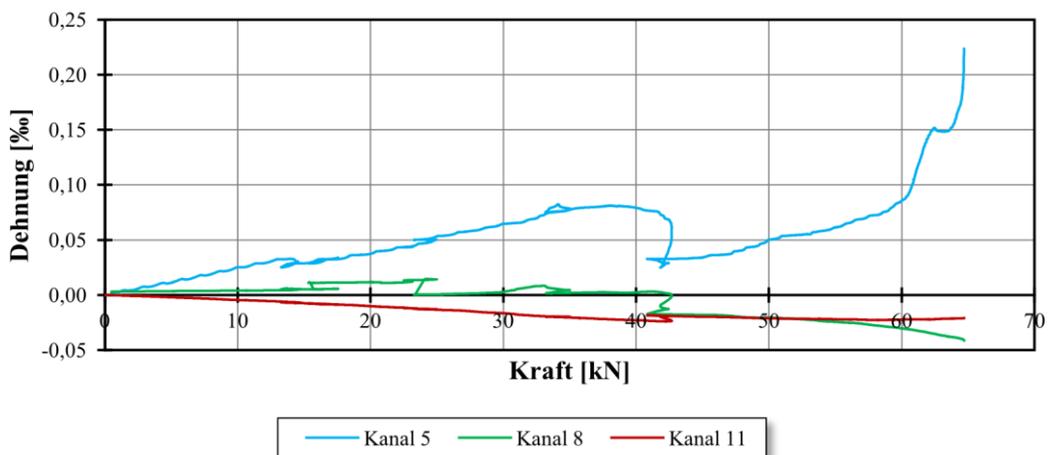
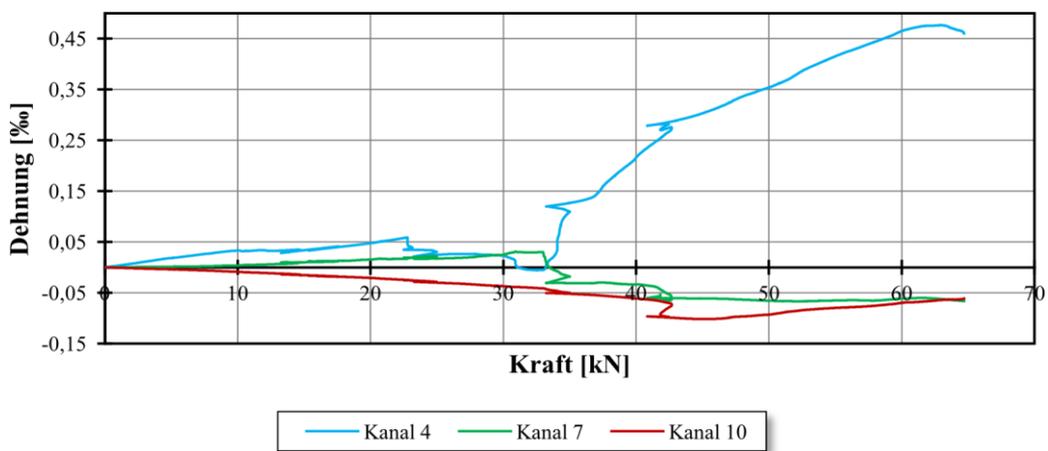
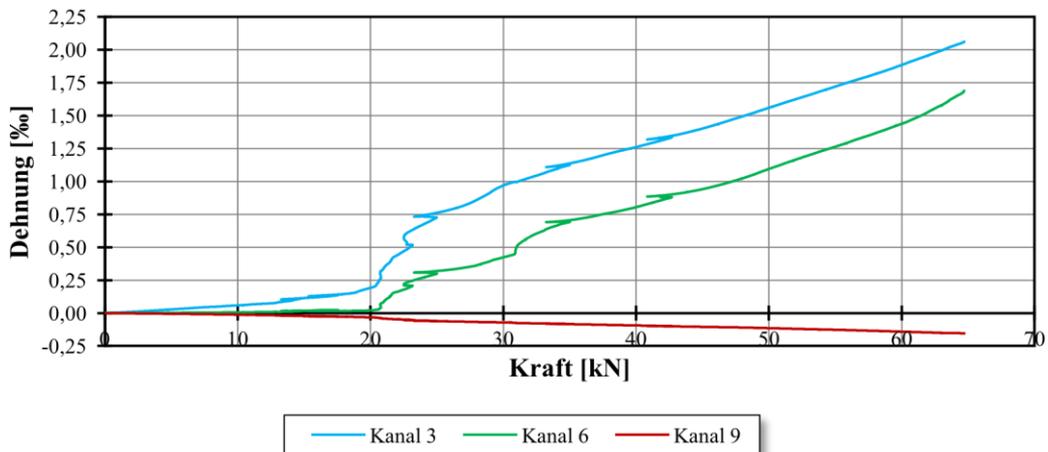


Bild C.6 SV-1.2 Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3****Bild C.7** SV-1.2 Kraft-Dehnungsdiagramme

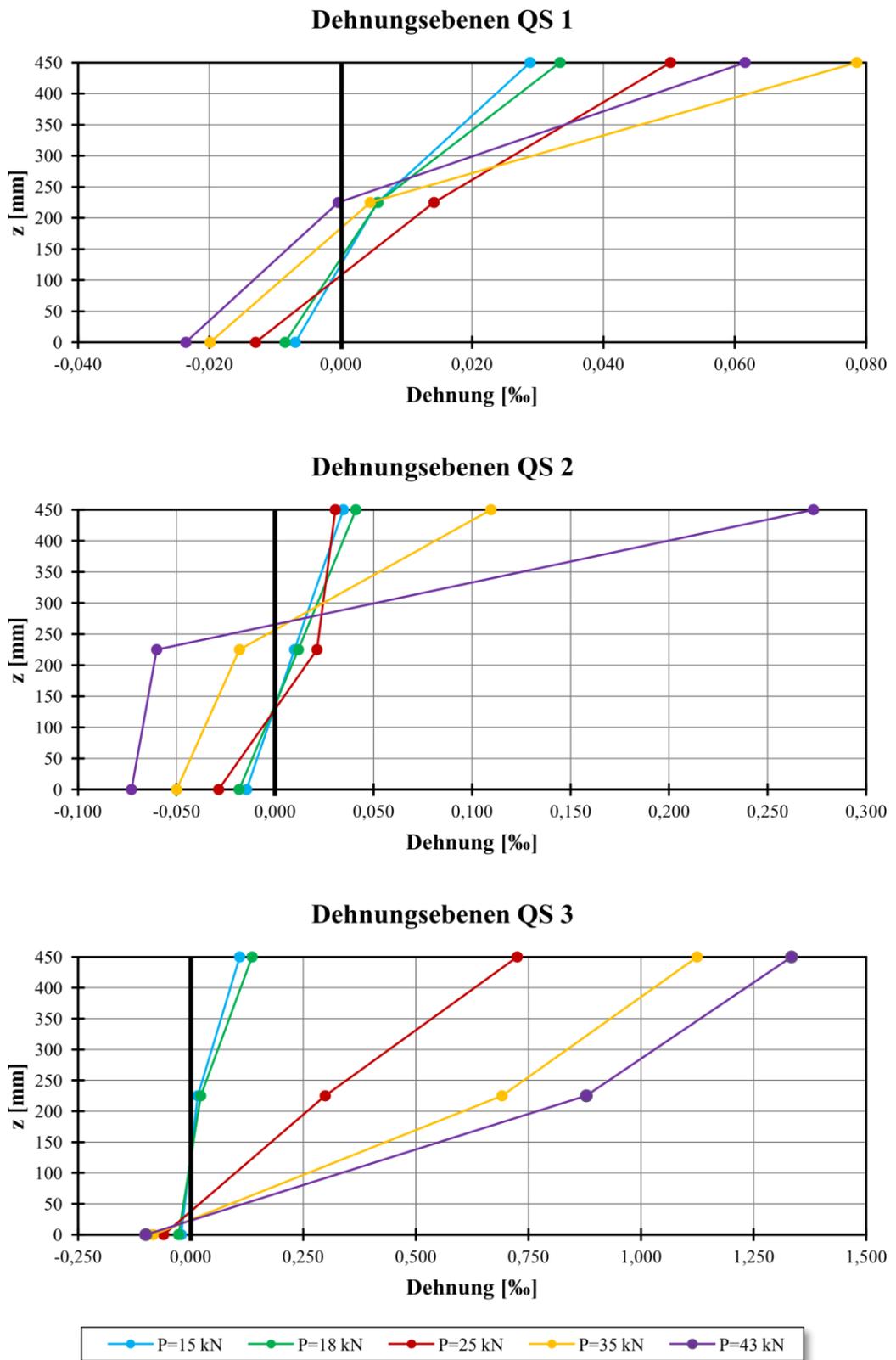
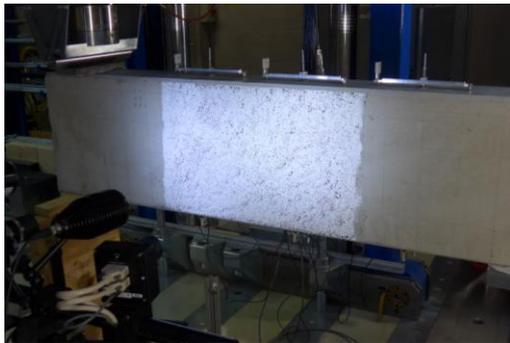
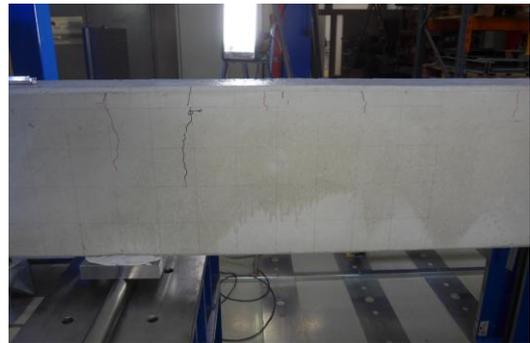


Bild C.8 SV-1.2 Dehnungsebenen

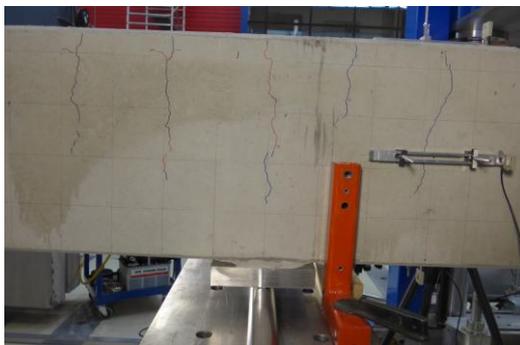
### C.2.3 Bilder Versuchsdurchführung



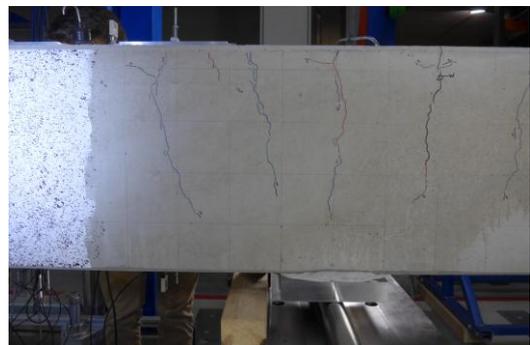
Versuchsaufbau - Vorderseite mit Messfeld für optische 3D-Verformungsanalyse



Last 18 kN - Ansicht Vorderseite



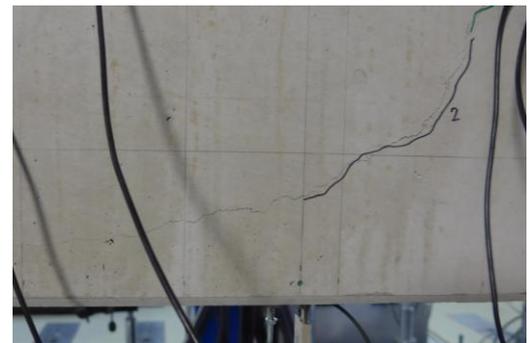
Last 25 kN - Ansicht Rückseite



Last 43 kN - Ansicht Vorderseite



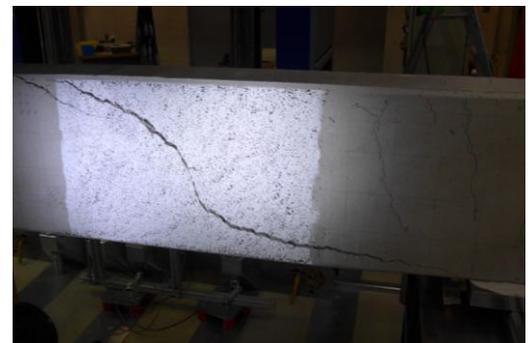
Last 43 kN - Ansicht Rückseite



Last >43 kN - Detailansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite

### C.3 Versuchsbalken SV-2

Herstelldatum:	23.07.2014
Prüfdatum:	26.08.2014 (34 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{43,35 + 49,75}{2} = 46,55 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{3,564 + 3,628}{2} = 3,60 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 40,20 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 3,24 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 38,9 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,603 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 60,3 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{389}} \right) \cdot (0,77 \cdot 40,20)^{1/3} \cdot 170 \cdot 389 =$ $= 64.164 \text{ N} \hat{=} 64,16 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 64,93 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 67.701 \text{ N} \hat{=} 67,70 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 68,47 \text{ kN}$

Risslast im Versuch bei Schrägrissbildung „rechts“ (1. Schrägrisslast):

Last im Versuch:  $P_{sr,1} = 131,409 \text{ kN}$

Querkraft am Auflager:  $V_R^{\text{EXP},1} = (P_{sr,1} + G_1 + g_0 \cdot 4,80) / 2 = 70,60 \text{ kN}$

Nach der Schrägrissbildung wurde die Schubverstärkung auf der rechten Seite aktiviert (siehe Bilder) und danach bis zur Risslast auf der linken Seite weiter belastet.

Risslast im Versuch bei Schrägrissbildung „links“ (2. Schrägrisslast):

Last im Versuch:  $P_{sr,2} = P_{\text{max}} = 141,714 \text{ kN}$

Querkraft am Auflager:  $V_R^{\text{EXP},2} = (P_{sr,2} + G_1 + g_0 \cdot 4,80) / 2 = 75,75 \text{ kN}$

Vorschubgeschwindigkeit Zylinder: 0,02 mm/s

## C.3.1 Rissentwicklung

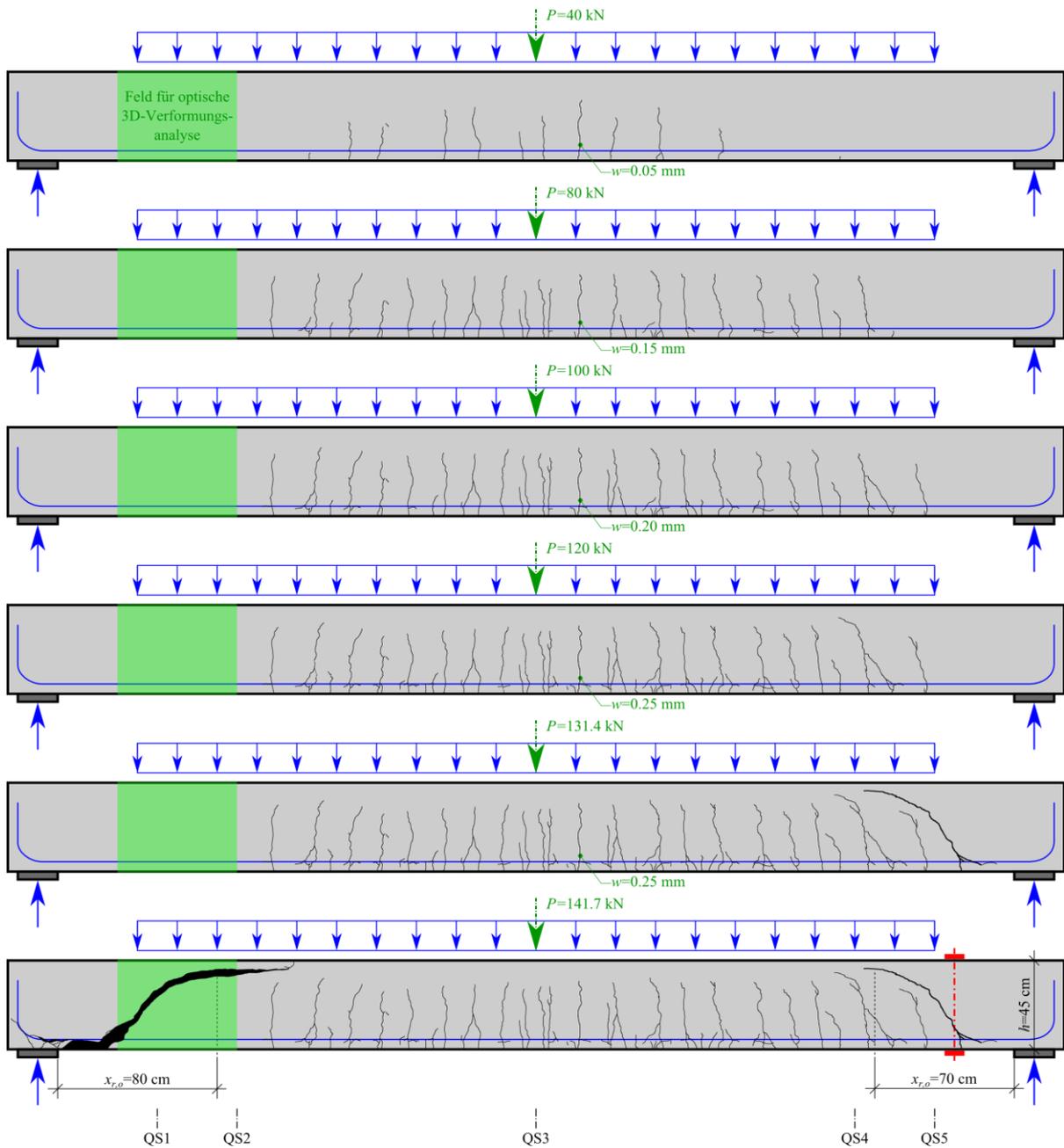
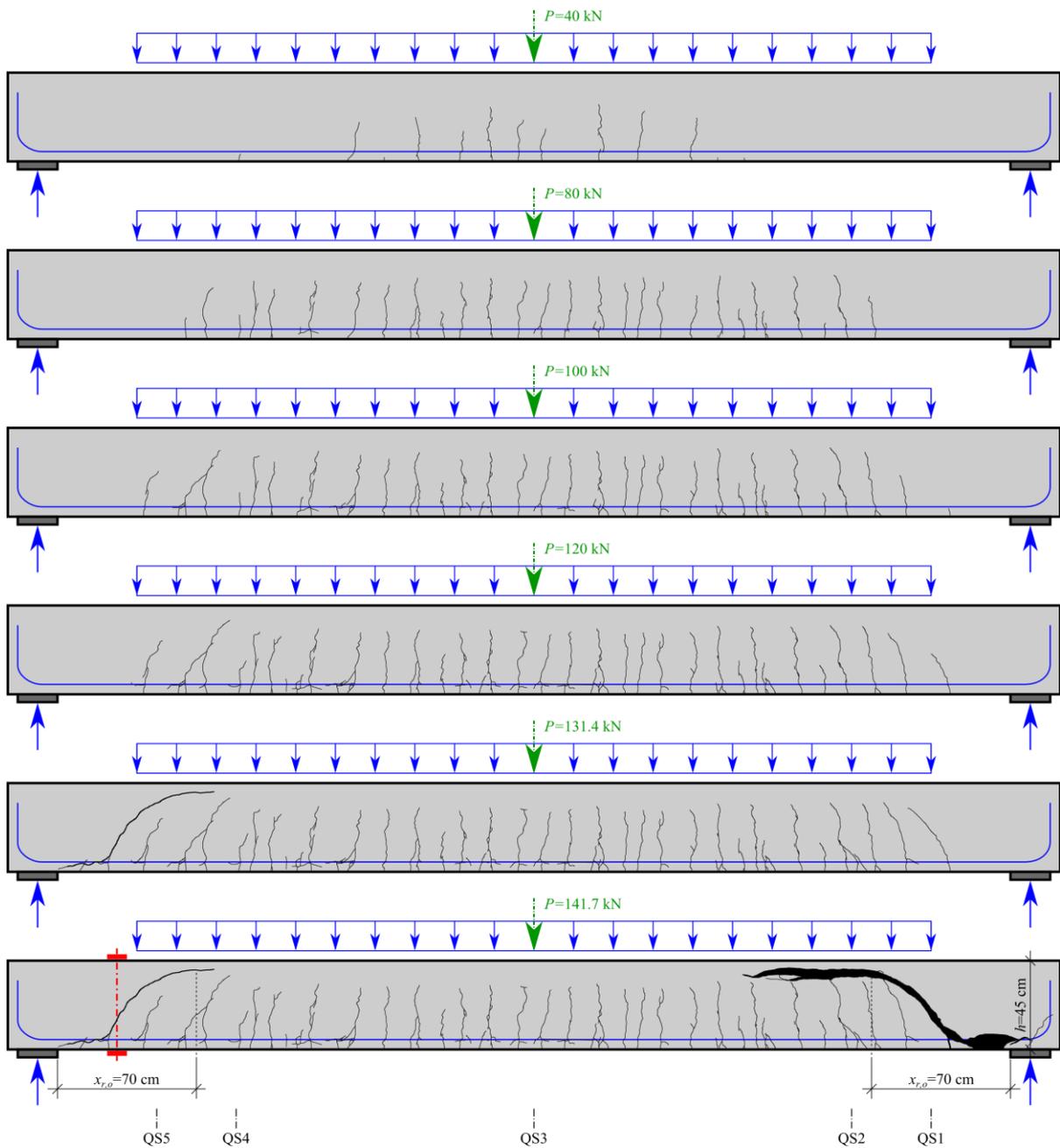


Bild C.9 SV-2 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

**Bild C.10 SV-2 Rissentwicklung Rückseite**

## C.3.2 Messdaten

## Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

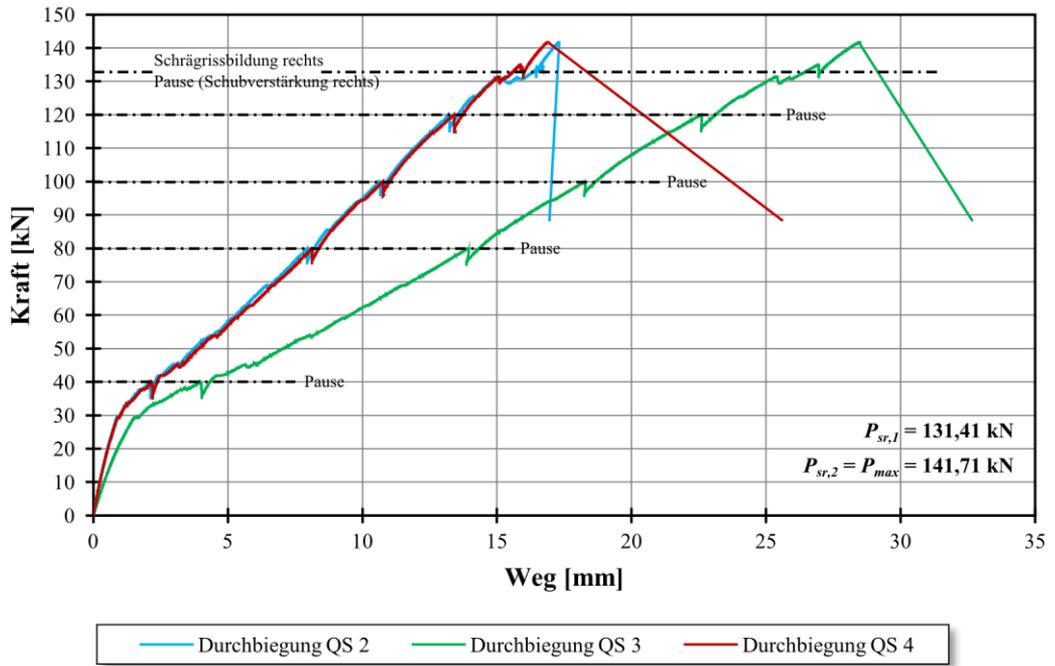
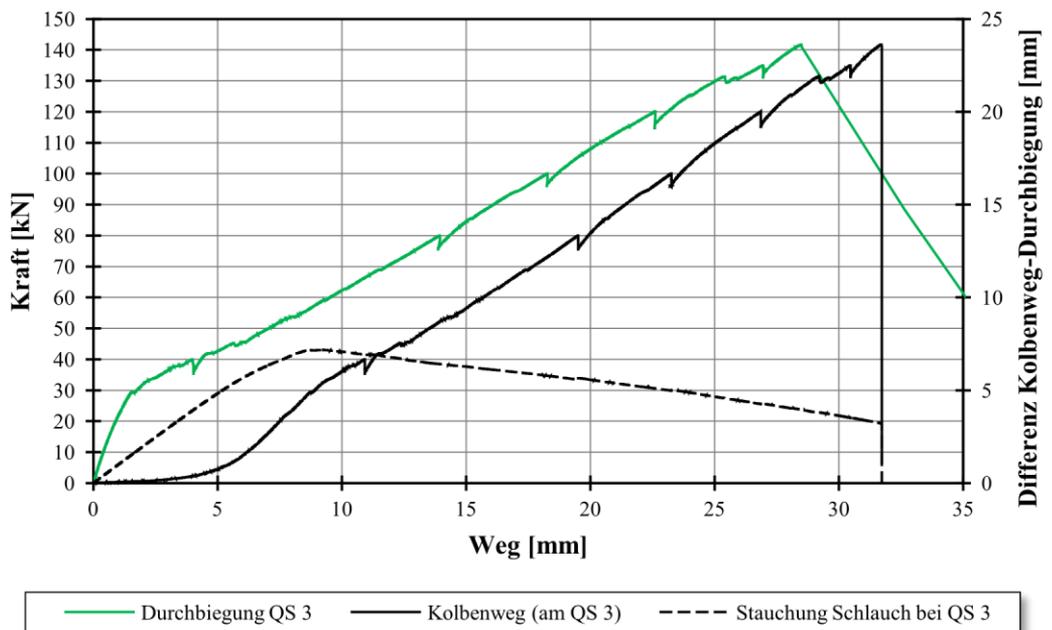
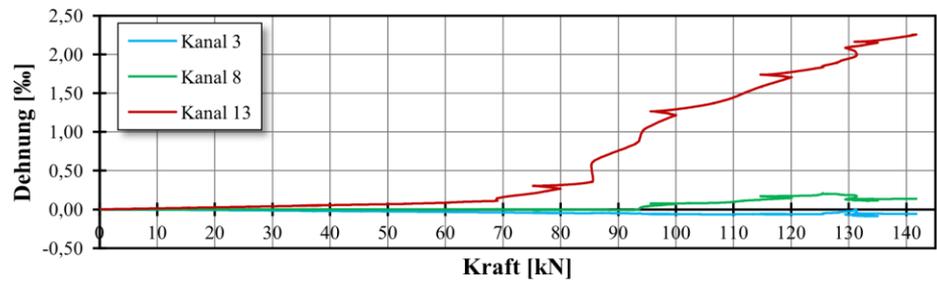
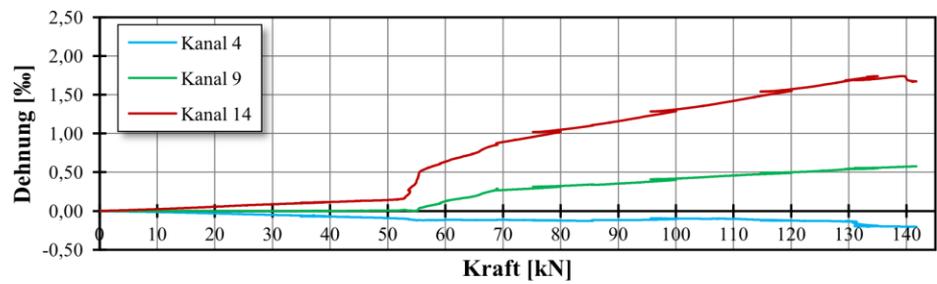
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 3  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 3

Bild C.11 SV-2 Kraft-Wegdiagramme

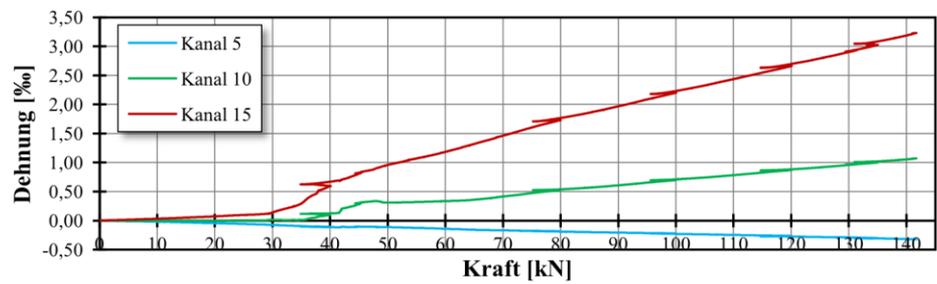
Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1



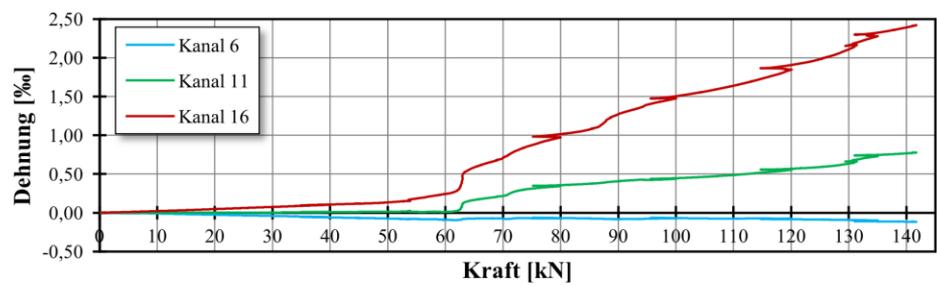
Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 5

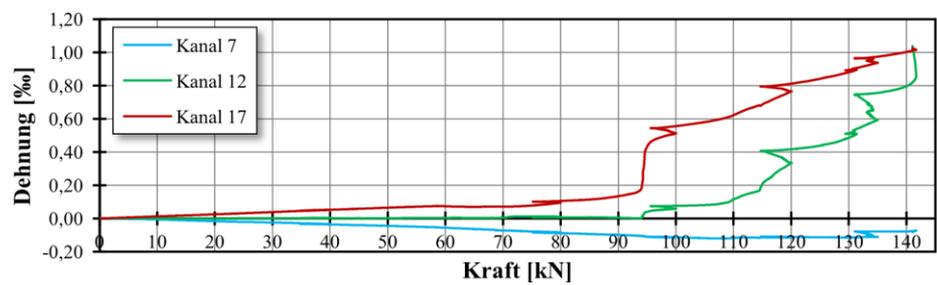
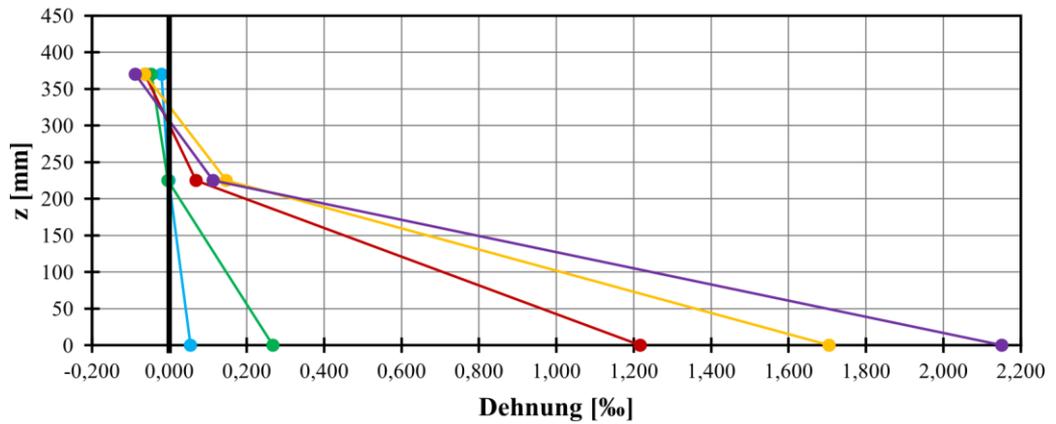
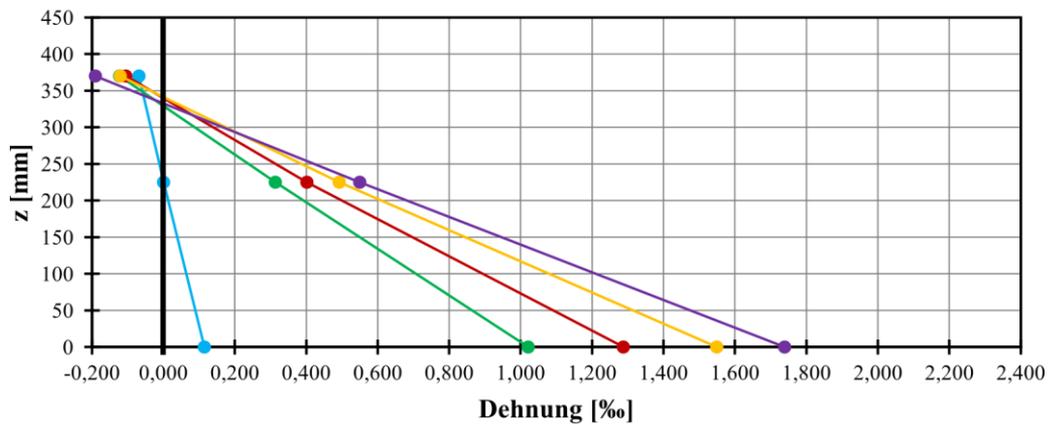


Bild C.12 SV-2 Kraft-Dehnungsdiagramme

## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3

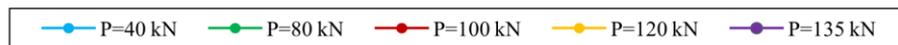
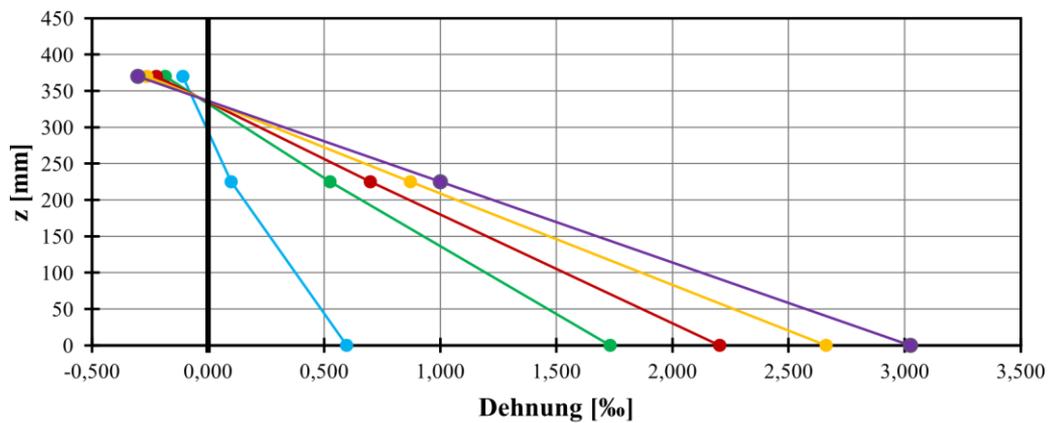
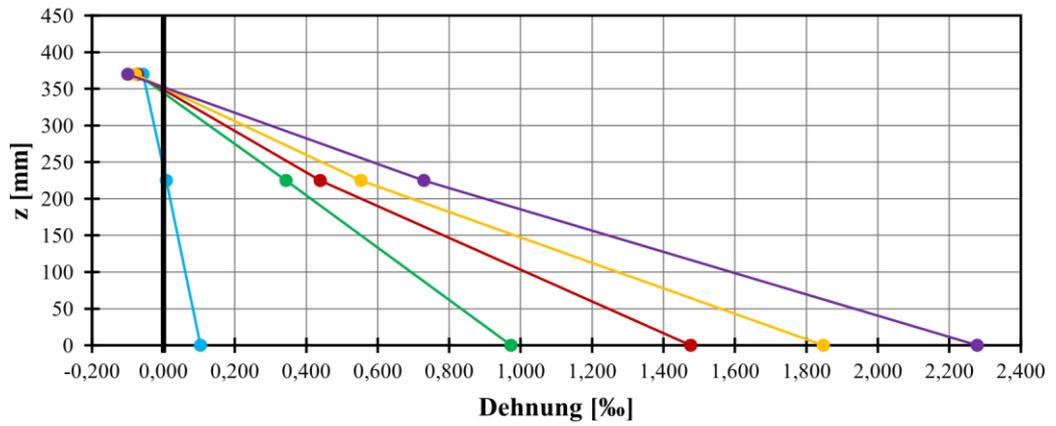


Bild C.13 SV-2 Dehnungsebenen QS 1 bis QS 3

## Dehnungsebenen QS 4



## Dehnungsebenen QS 5

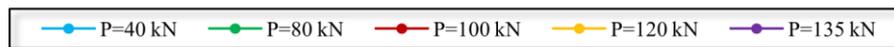
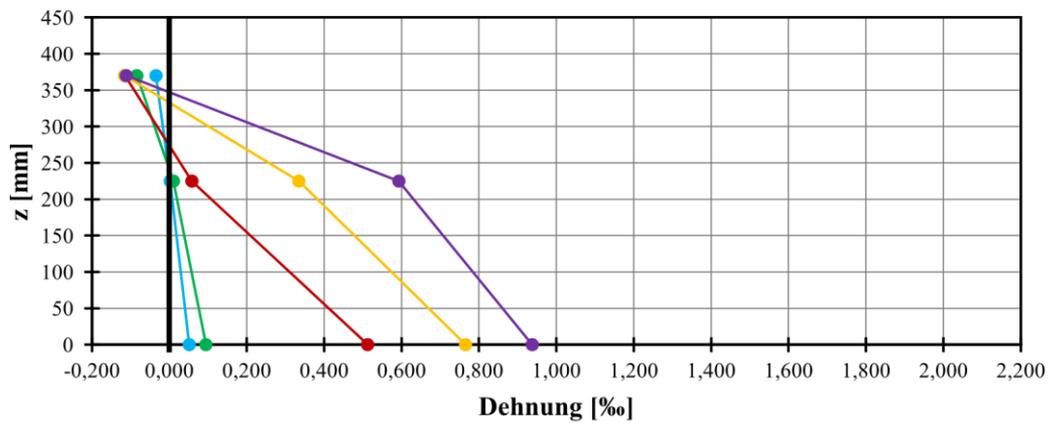


Bild C.14 SV-2 Dehnungsebenen QS 4 bis QS 5

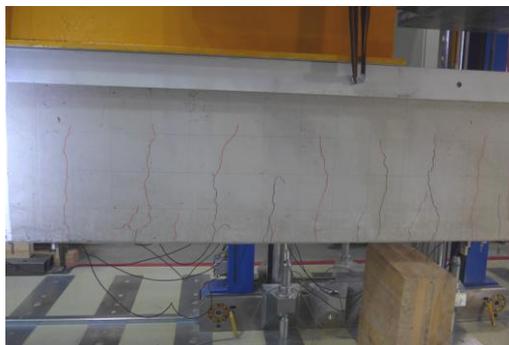
### C.3.3 Bilder Versuchsdurchführung



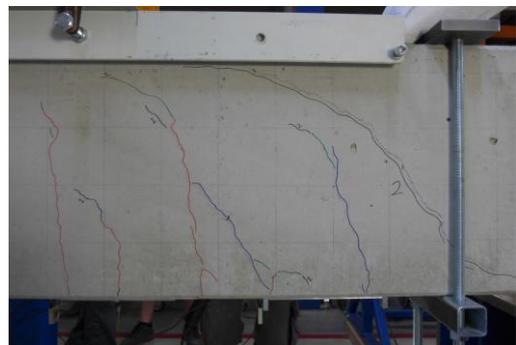
Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



Versuchsaufbau - Detail Schubverstärkung  
(zu Beginn noch nicht aktiviert!)



Last 80 kN - Ansicht Vorderseite



Last 135 kN - Schrägrissbildung Vorderseite  
„rechts“



Last 135 kN - Schrägrissbildung Vorderseite  
„rechts“



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite  
„links“



Bruchzustand - Ansicht Rückseite  
„links“



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite

## C.4 Versuchsbalken SV-3.1

Herstelldatum:	04.06.2014
Prüfdatum:	27.06.2014 (23 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{39,68 + 44,10}{2} = 41,89 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{3,102 + 3,433}{2} = 3,27 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 36,18 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 2,94 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 39,9 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2452 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 02.07.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{399}}\right) \cdot (0,75 \cdot 36,18)^{1/3} \cdot 170 \cdot 399 =$ $= 62.672 \text{ N} \hat{=} 62,67 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 63,44 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 56.111 \text{ N} \hat{=} 56,11 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 56,88 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = 72,094 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,55 = 77,36 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.4.1 Rissentwicklung

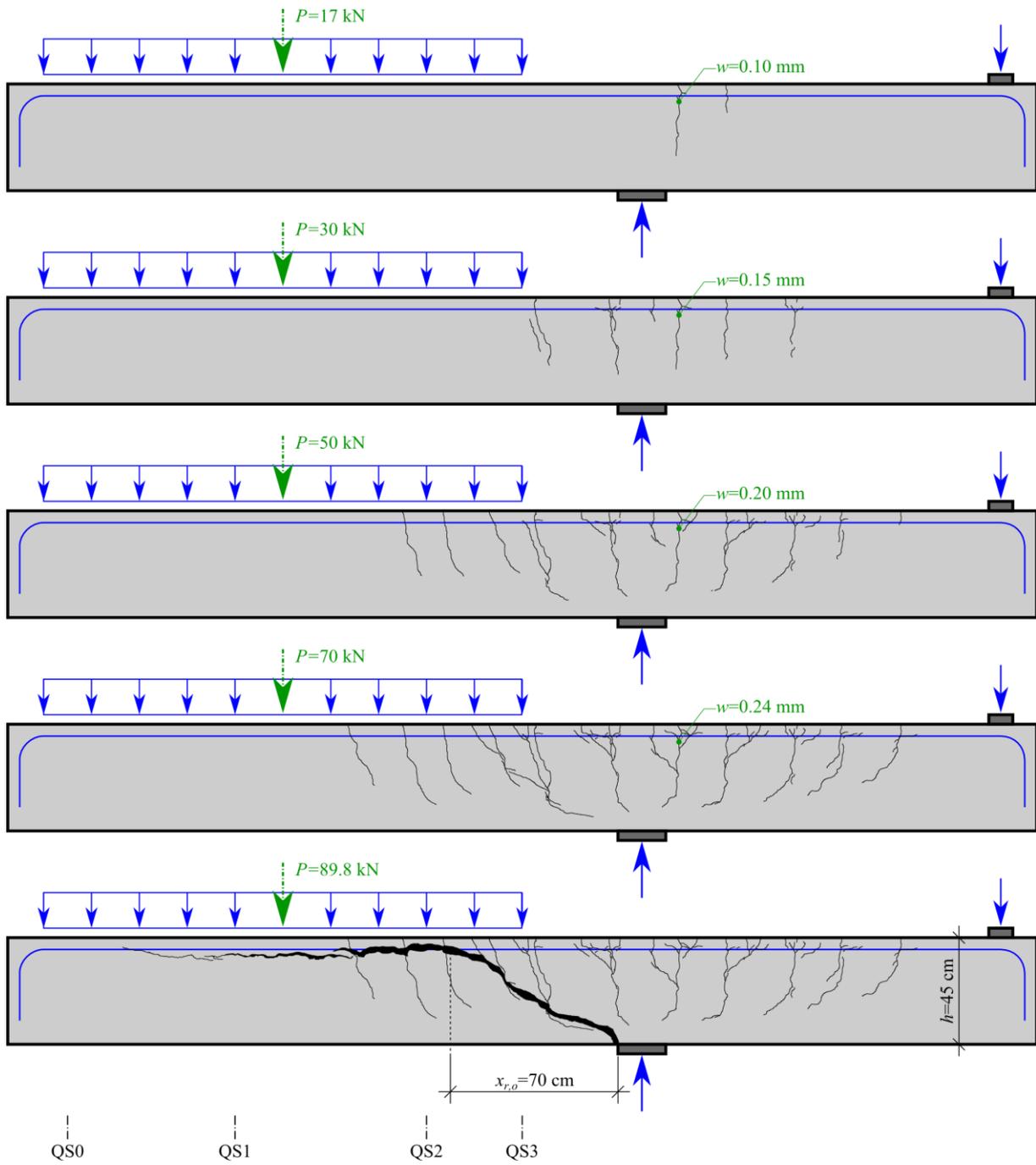


Bild C.15 SV-3.1 Rissentwicklung Vorderseite

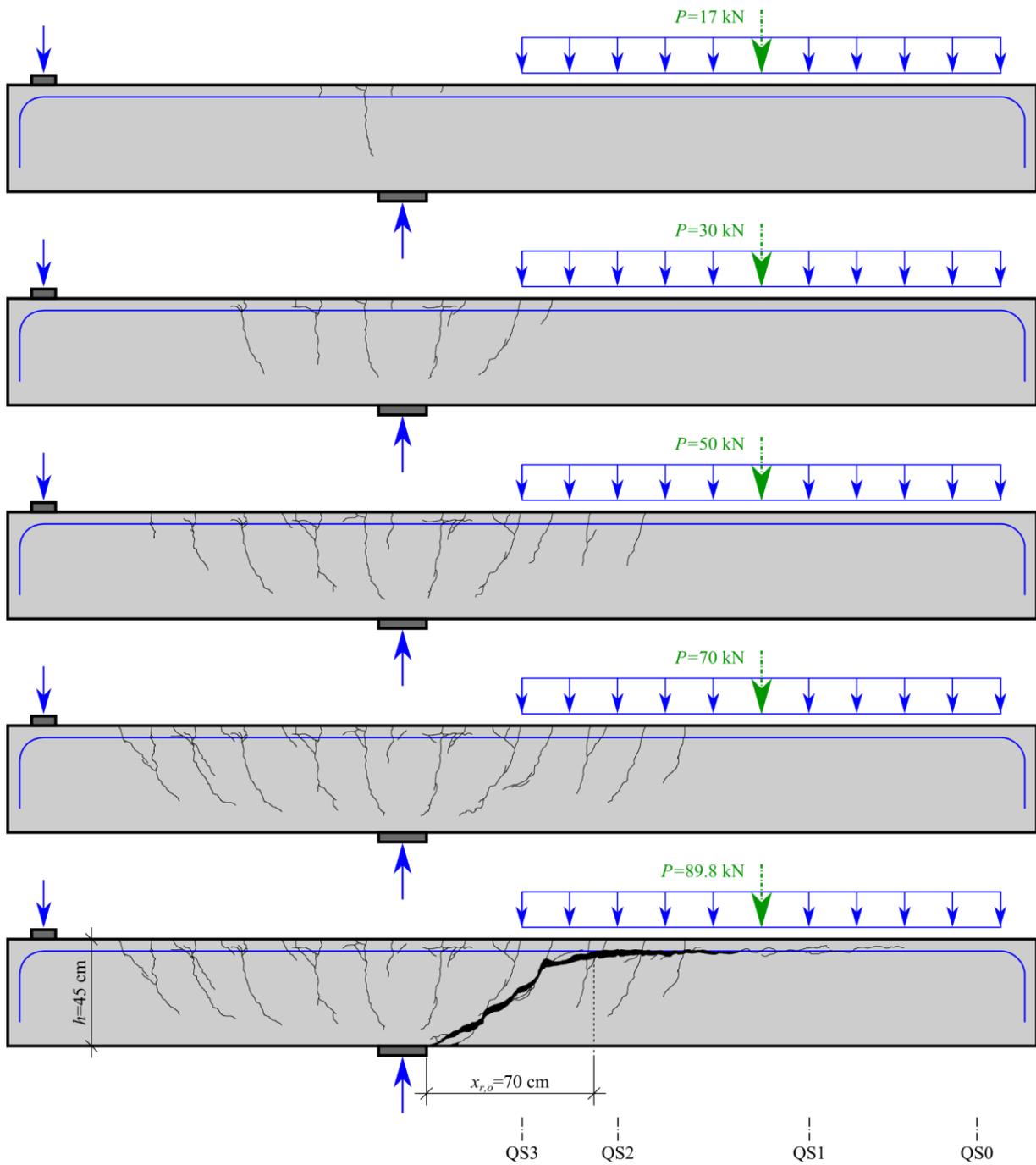


Bild C.16 SV-3.1 Rissentwicklung Rückseite

## C.4.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

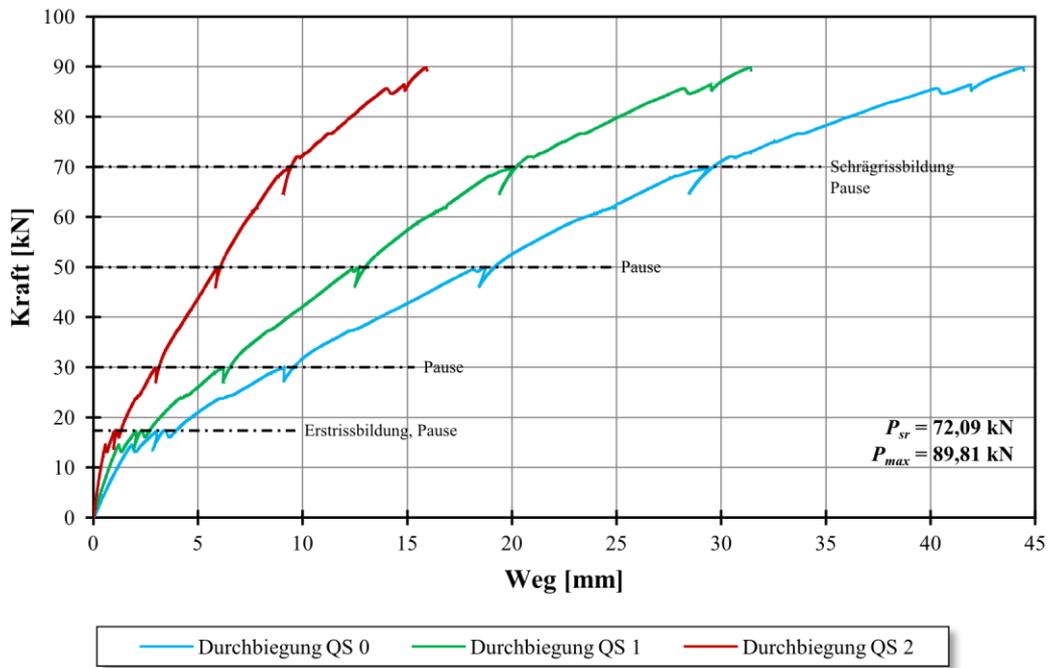
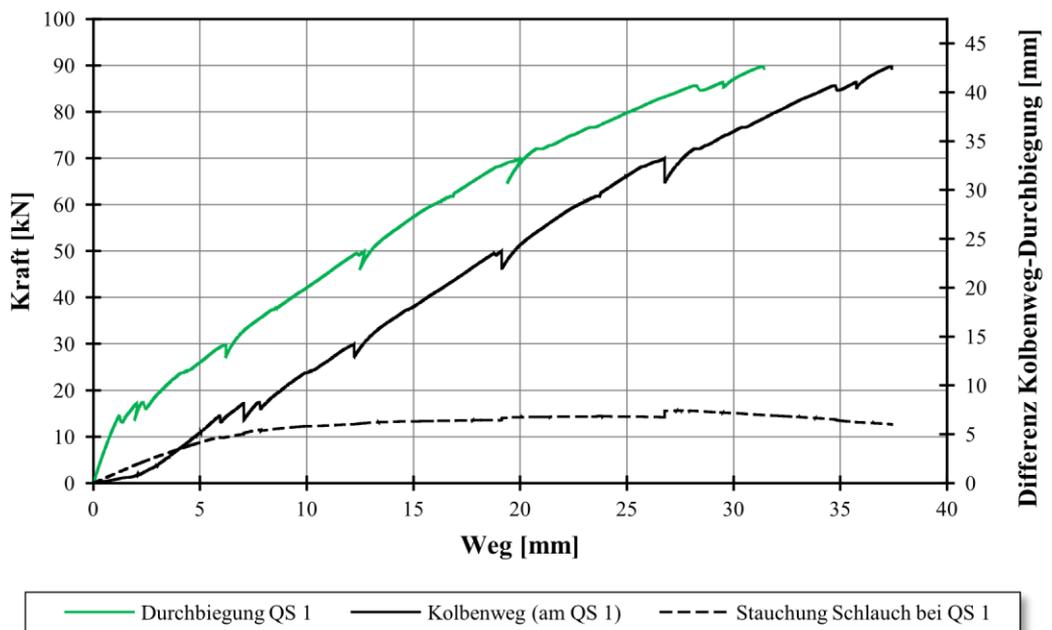
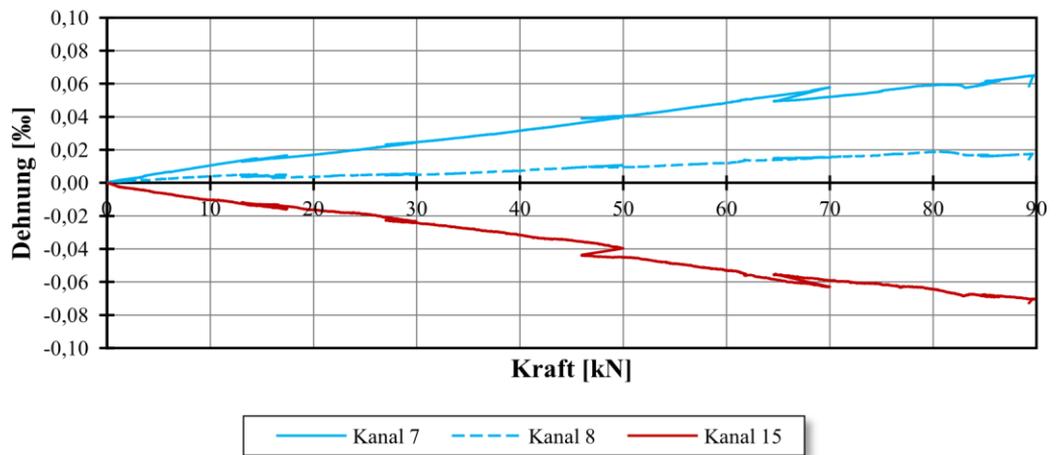
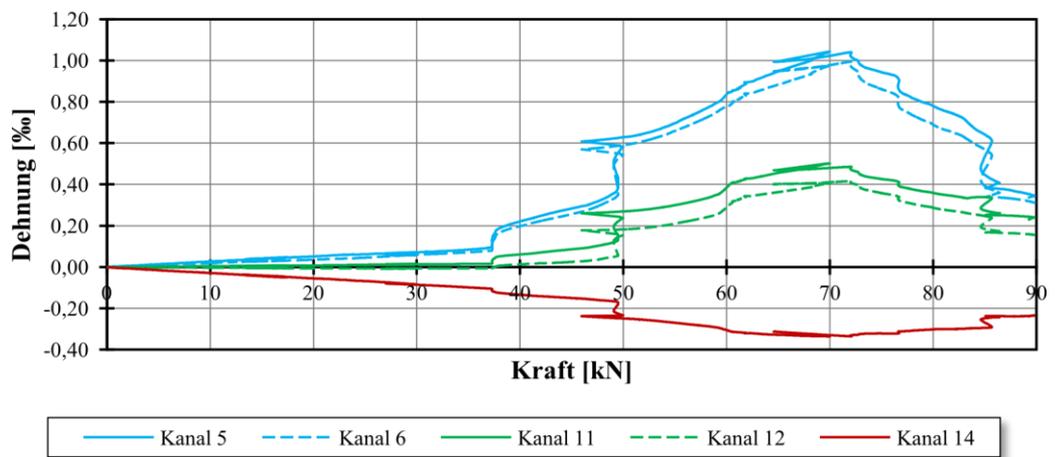
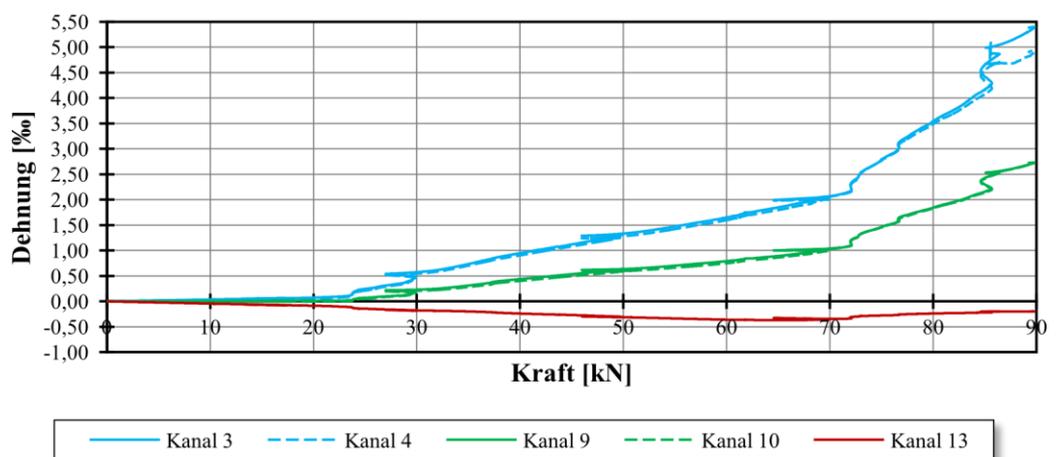
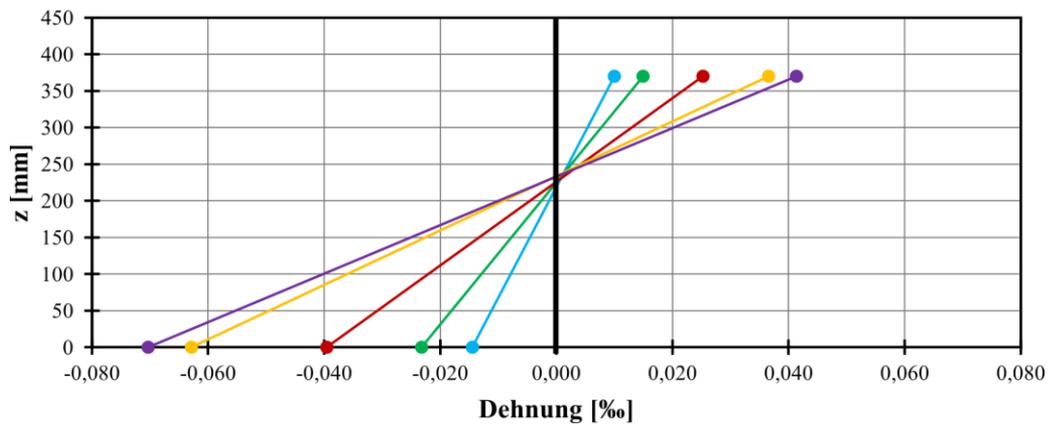
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

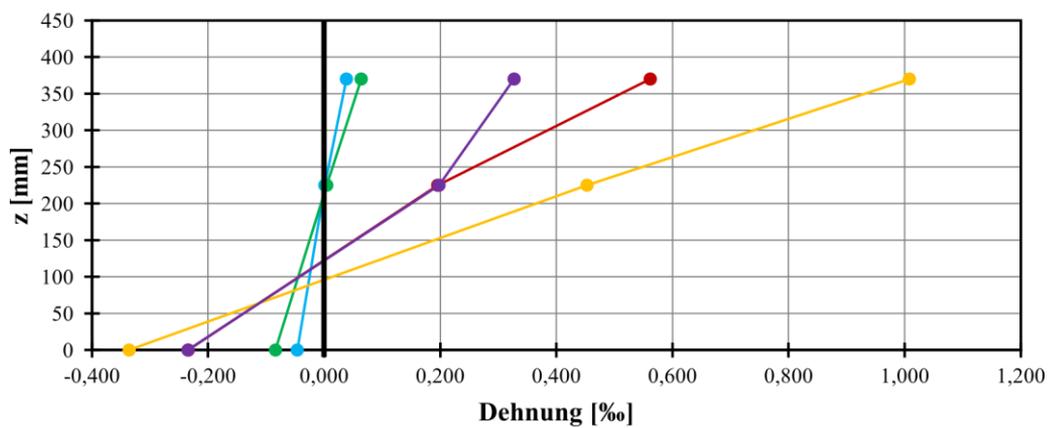
Bild C.17 SV-3.1 Kraft-Wegdiagramme

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3****Bild C.18 SV-3.1 Kraft-Dehnungsdiagramme**

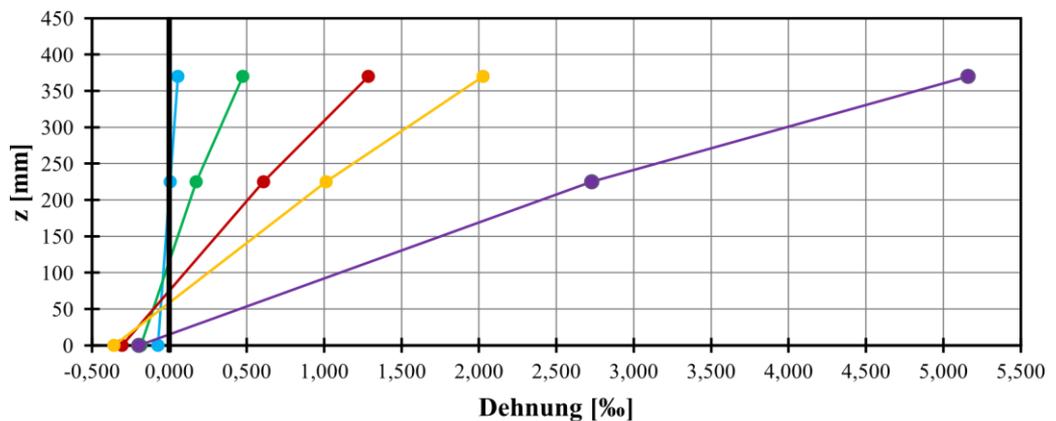
## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3



—●— P=17 kN    —●— P=30 kN    —●— P=50 kN    —●— P=70 kN    —●— P=90 kN

Bild C.19 SV-3.1 Dehnungsebenen

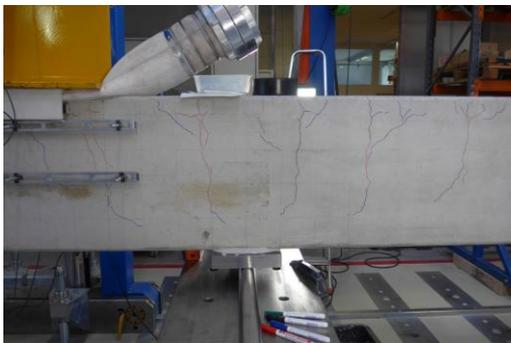
### C.4.3 Bilder Versuchsdurchführung



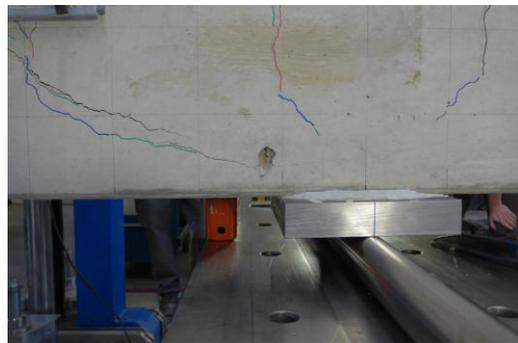
Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



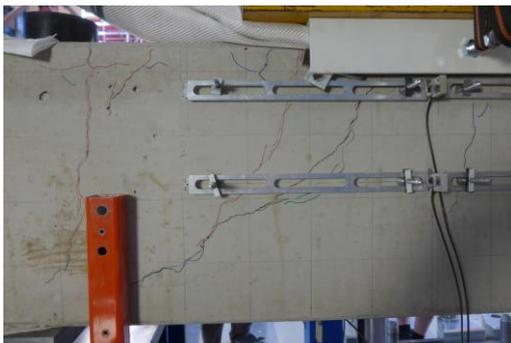
Detail Verankerung am abhebenden Ende



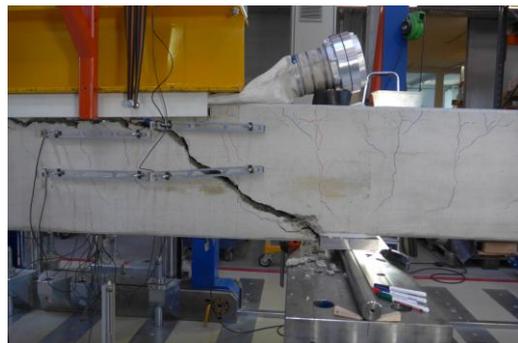
Last 50 kN - Ansicht Vorderseite



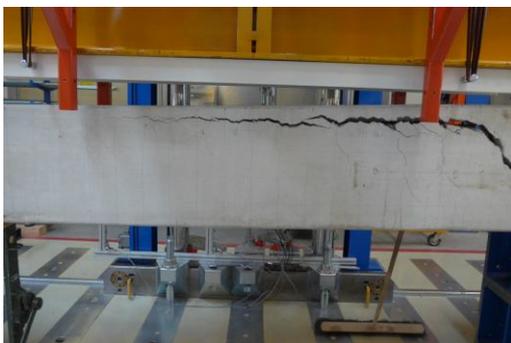
Last ~ 80 kN - Einschnürung Druckzone



Last ~ 80 kN - Schrägrissbildung Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

## C.5 Versuchsbalken SV-3.2

Herstelldatum:	23.07.2014
Prüfdatum:	14.08.2014 (22 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{40,84 + 37,13}{2} = 38,98 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{2,548 + 2,862}{2} = 2,71 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 33,66 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 2,43 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 40,0 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{400}}\right) \cdot (0,75 \cdot 33,66)^{1/3} \cdot 170 \cdot 400 =$ $= 61.256 \text{ N} \hat{=} 61,26 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 62,02 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 55.027 \text{ N} \hat{=} 55,03 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 55,79 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = 82,466 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,55 = 87,73 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.5.1 Rissentwicklung

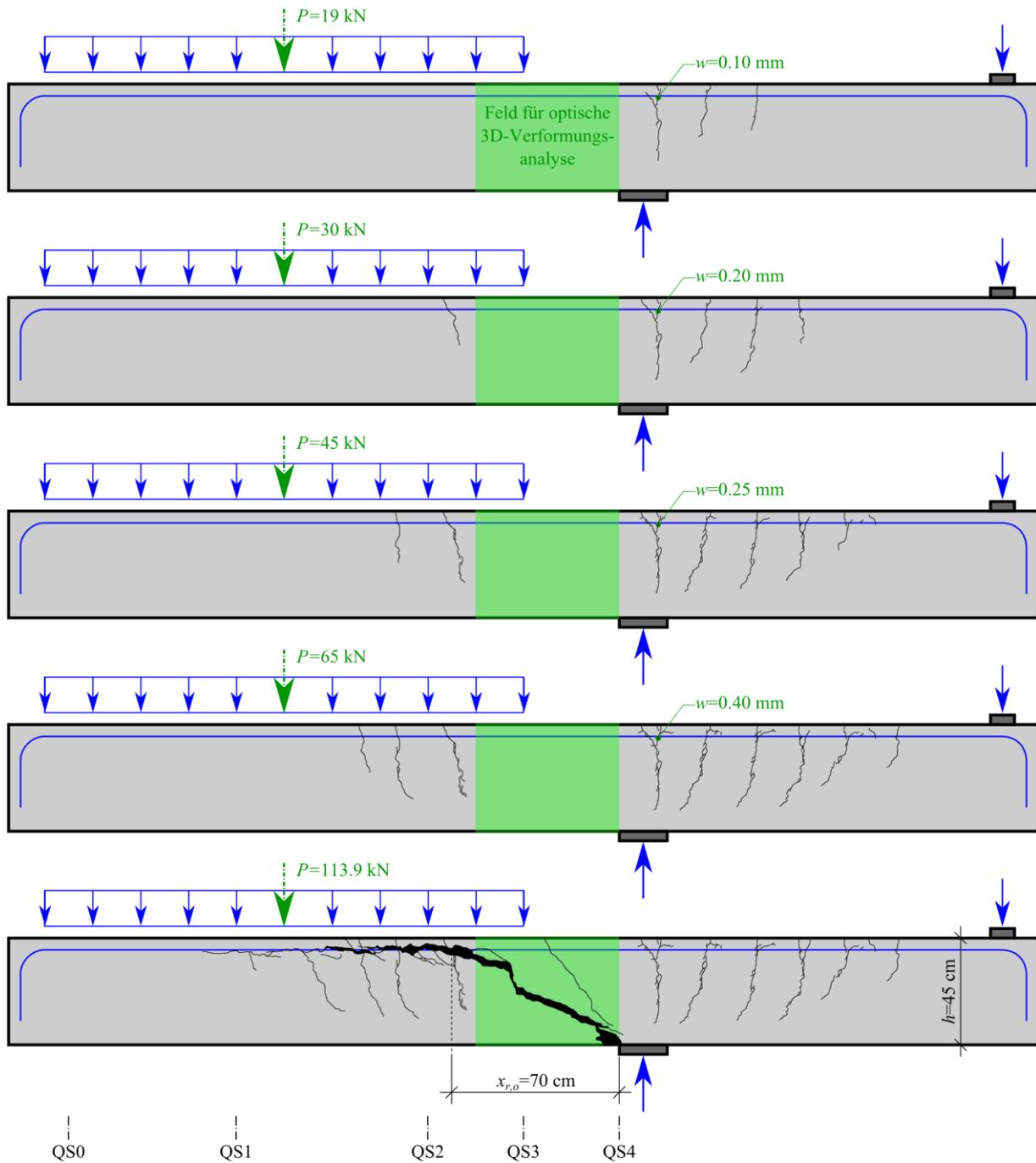


Bild C.20 SV-3.2 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

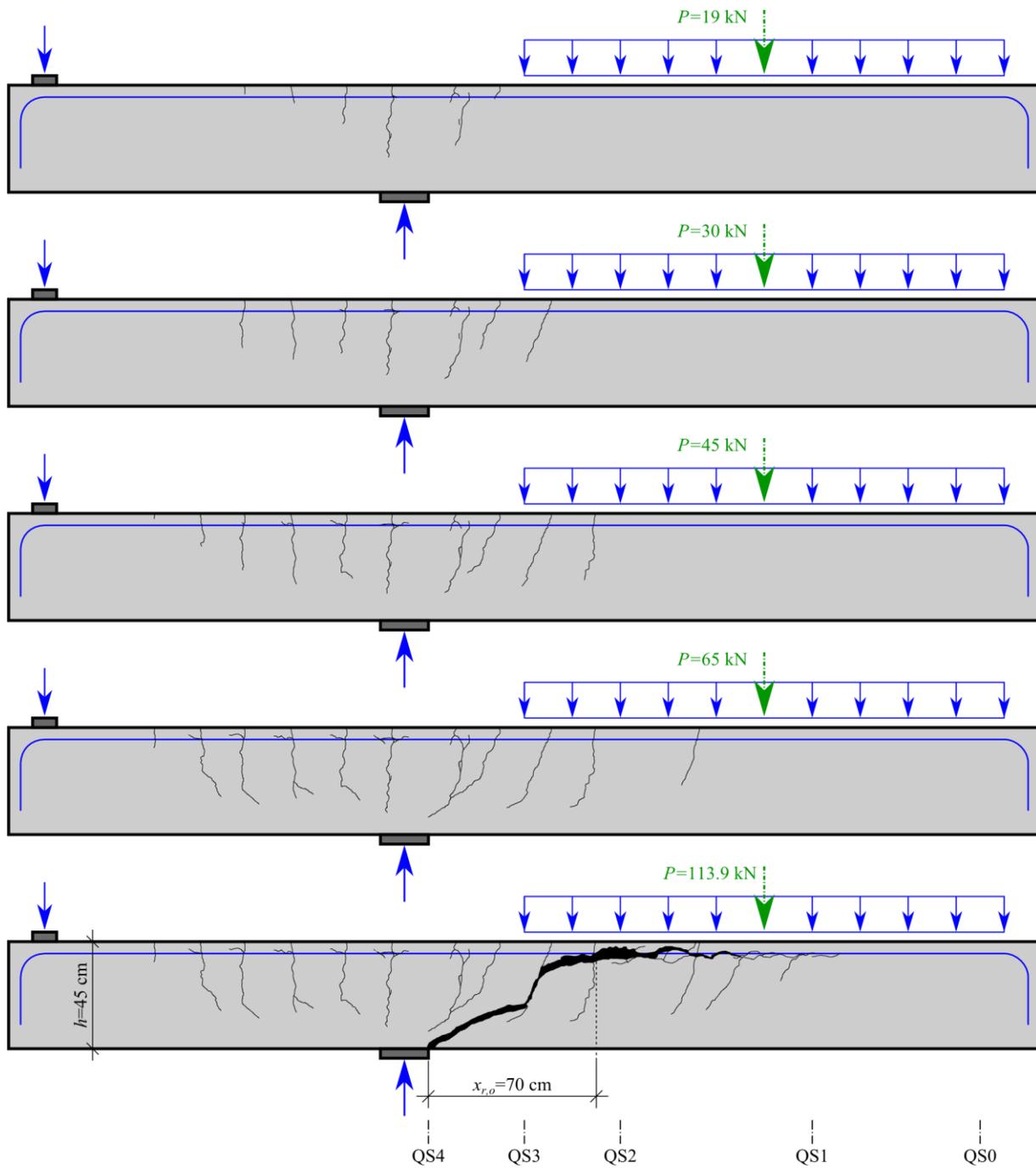


Bild C.21 SV-3.2 Rissentwicklung Rückseite

## C.5.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

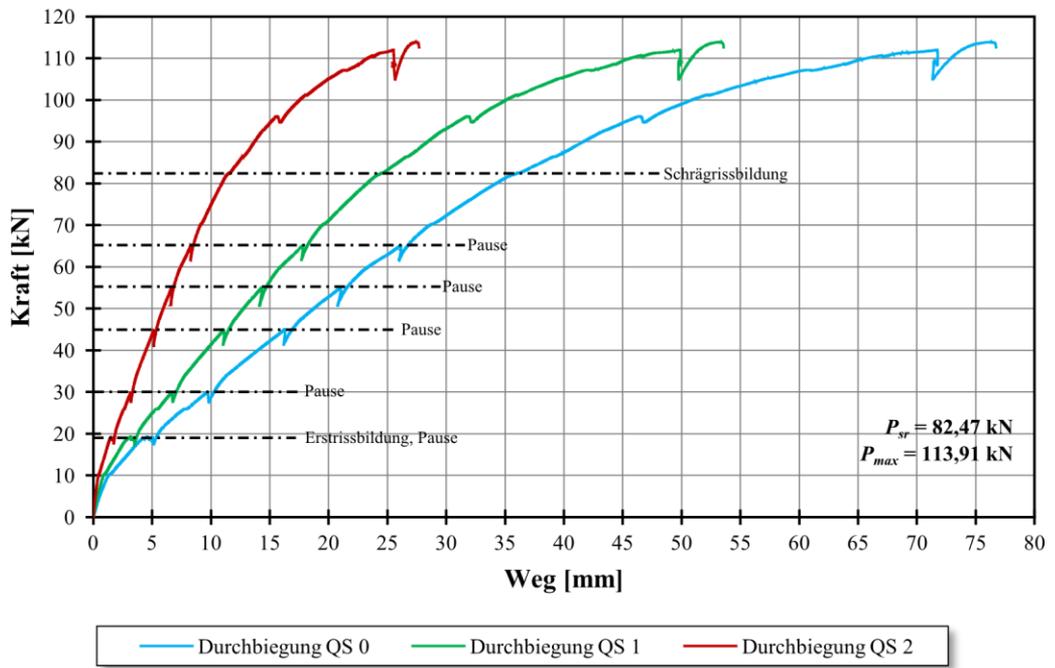
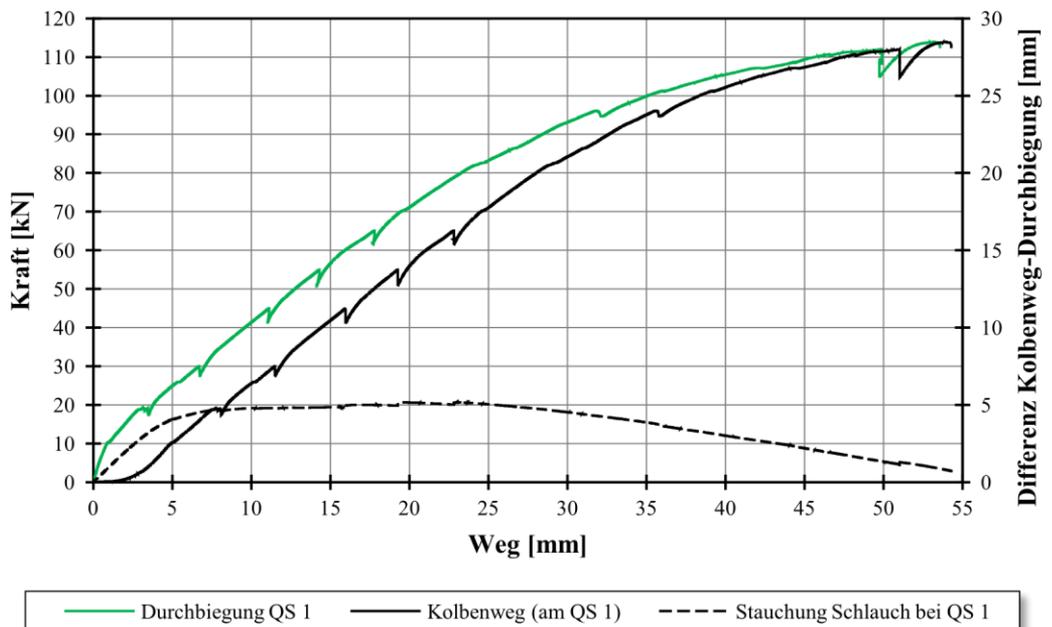
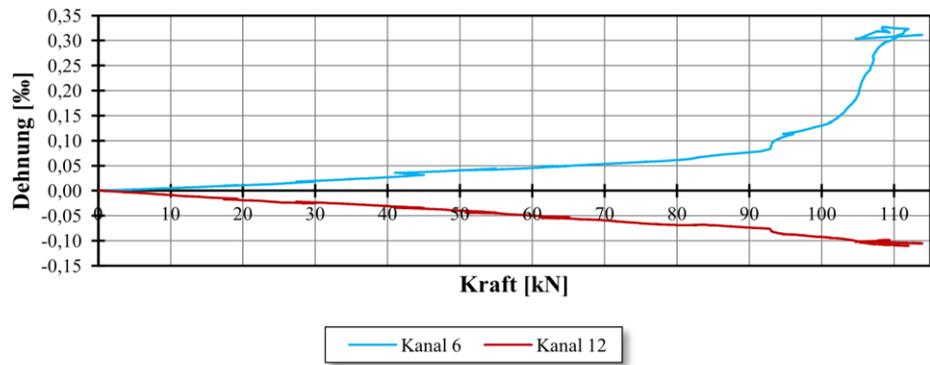
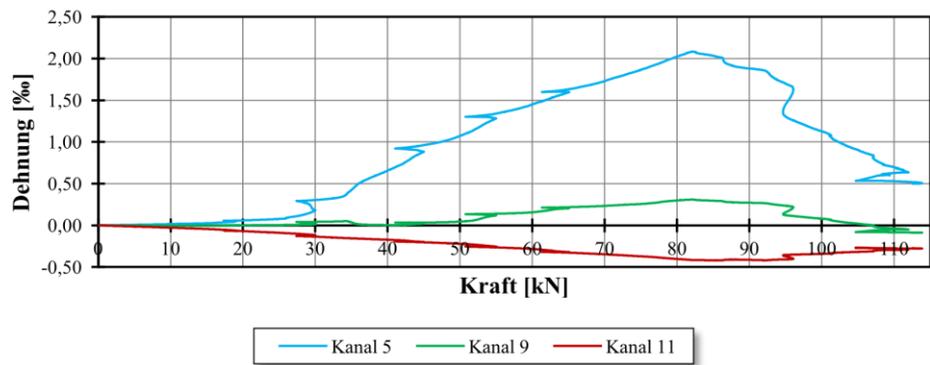
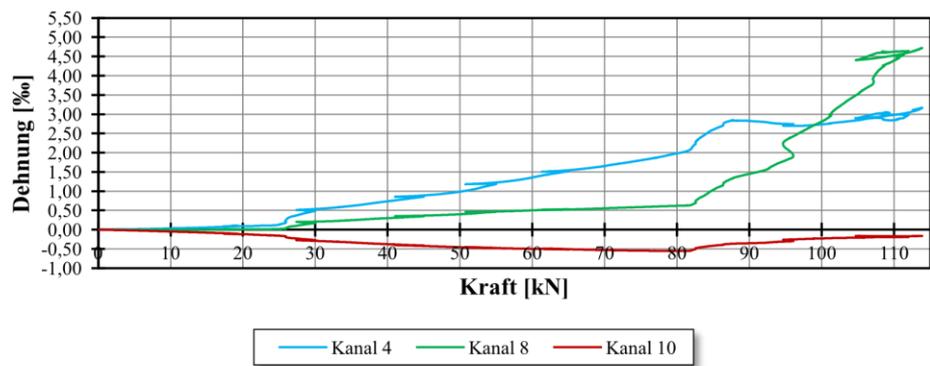
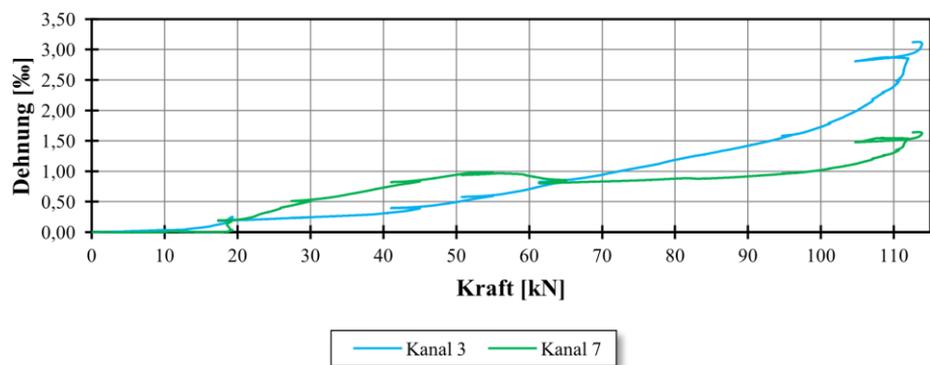
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

Bild C.22 SV-3.2 Kraft-Wegdiagramme

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4****Bild C.23 SV-3.2 Kraft-Dehnungsdiagramme**

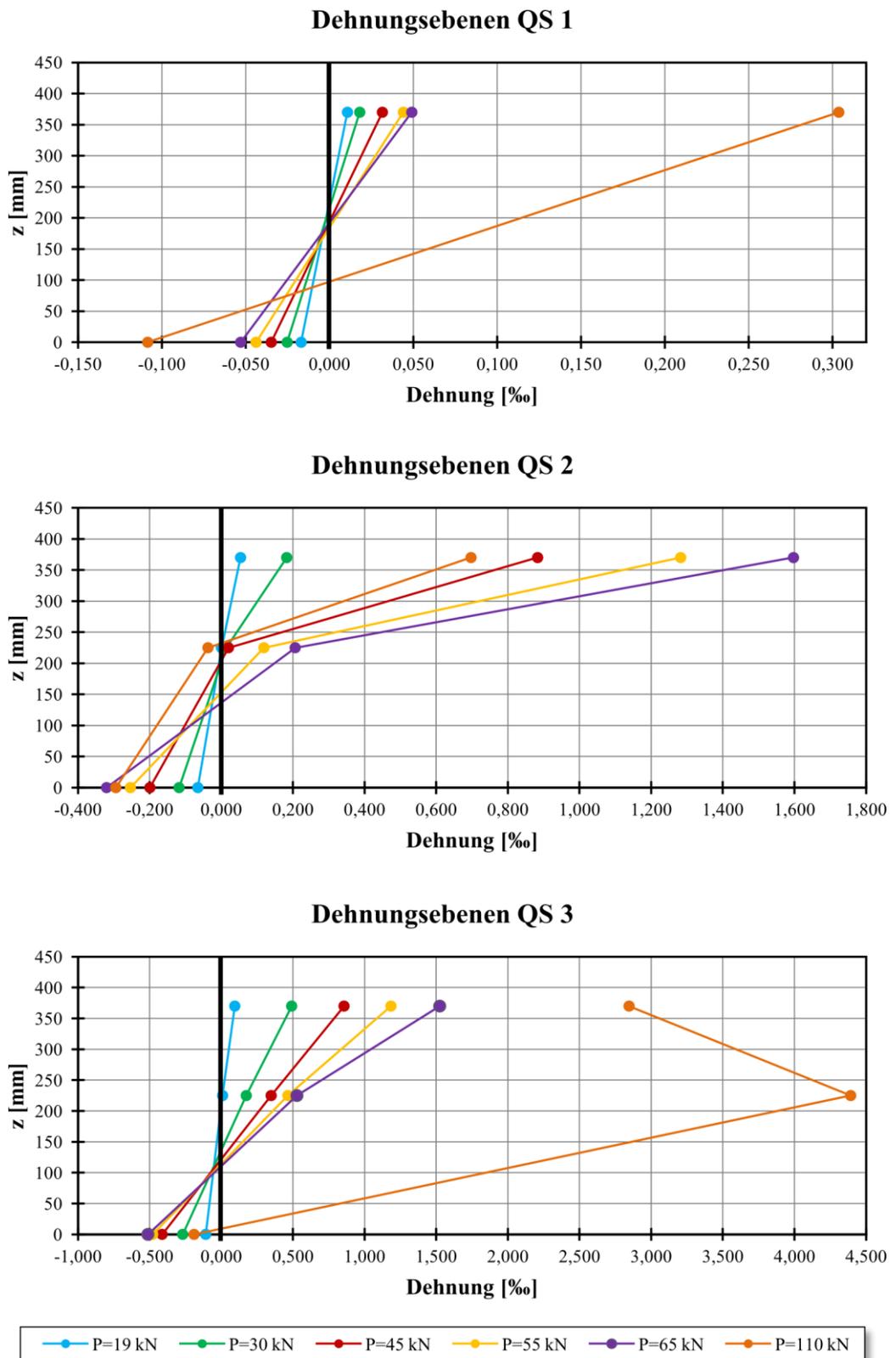


Bild C.24 SV-3.2 Dehnungsebenen

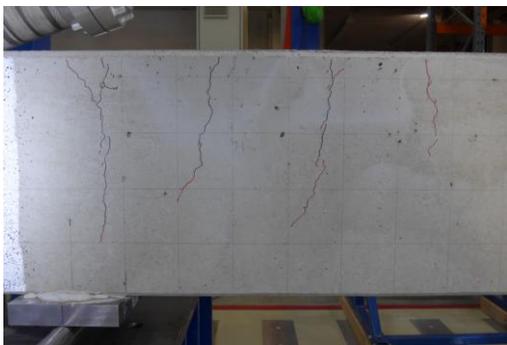
### C.5.3 Bilder Versuchsdurchführung



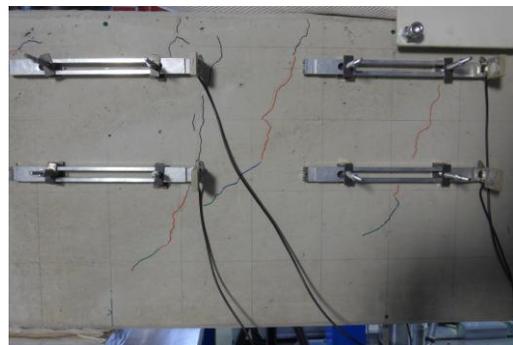
Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



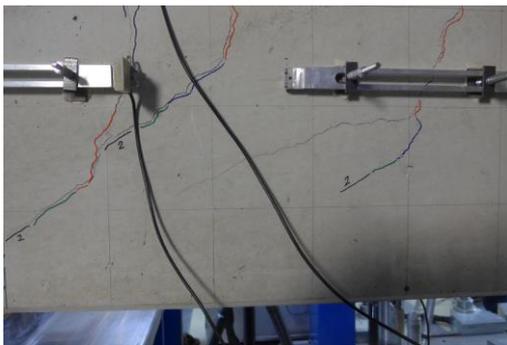
Übersicht - Vorderseite mit Messfeld für optische 3D-Verformungsanalyse



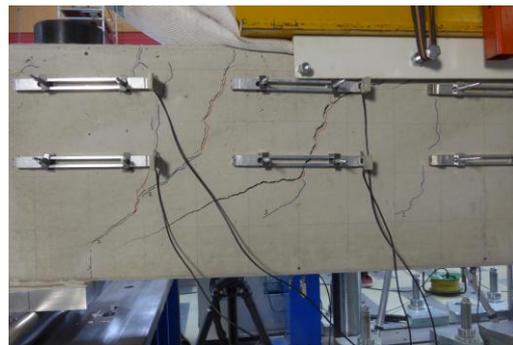
Last 30 kN - Ansicht Vorderseite



Last 55 kN - Ansicht Rückseite



Last > 65 kN - Schrägrissbildung Rückseite



Last > 65 kN - Schrägrissbildung Rückseite



Last > 65 kN - Schrägrissbildung Rückseite  
Detailansicht



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

## C.6 Versuchsbalken SV-4.1

Herstelldatum:	04.06.2014
Prüfdatum:	02.07.2014 (28 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{44,00 + 45,25 + 40,84}{3} = 43,36 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Zylinder:	$f_{c,sp} = \frac{2,981 + 3,676 + 3,227}{3} = 3,30 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c = \frac{43,20 + 41,68 + 40,85}{3} = 41,91 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 2,97 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 39,7 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2452 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 02.07.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{397}}\right) \cdot (1,45 \cdot 41,91)^{1/3} \cdot 170 \cdot 397 =$ $= 81.748 \text{ N} \hat{=} 81,75 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 82,51 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 72.339 \text{ N} \hat{=} 72,34 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 73,10 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{max} = 95,231 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,55 = 100,49 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.6.1 Rissentwicklung

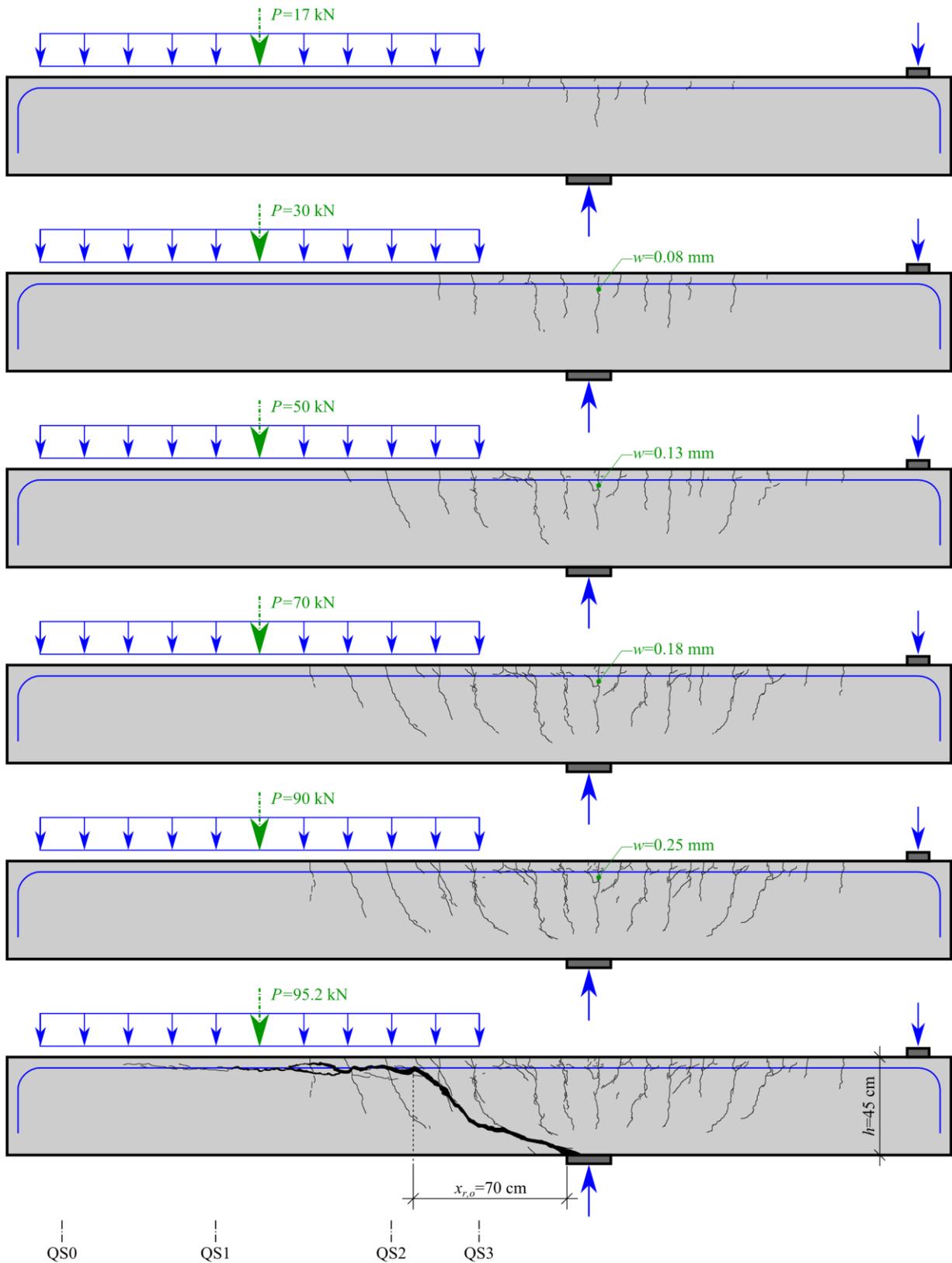


Bild C.25 SV-4.1 Rissentwicklung Vorderseite

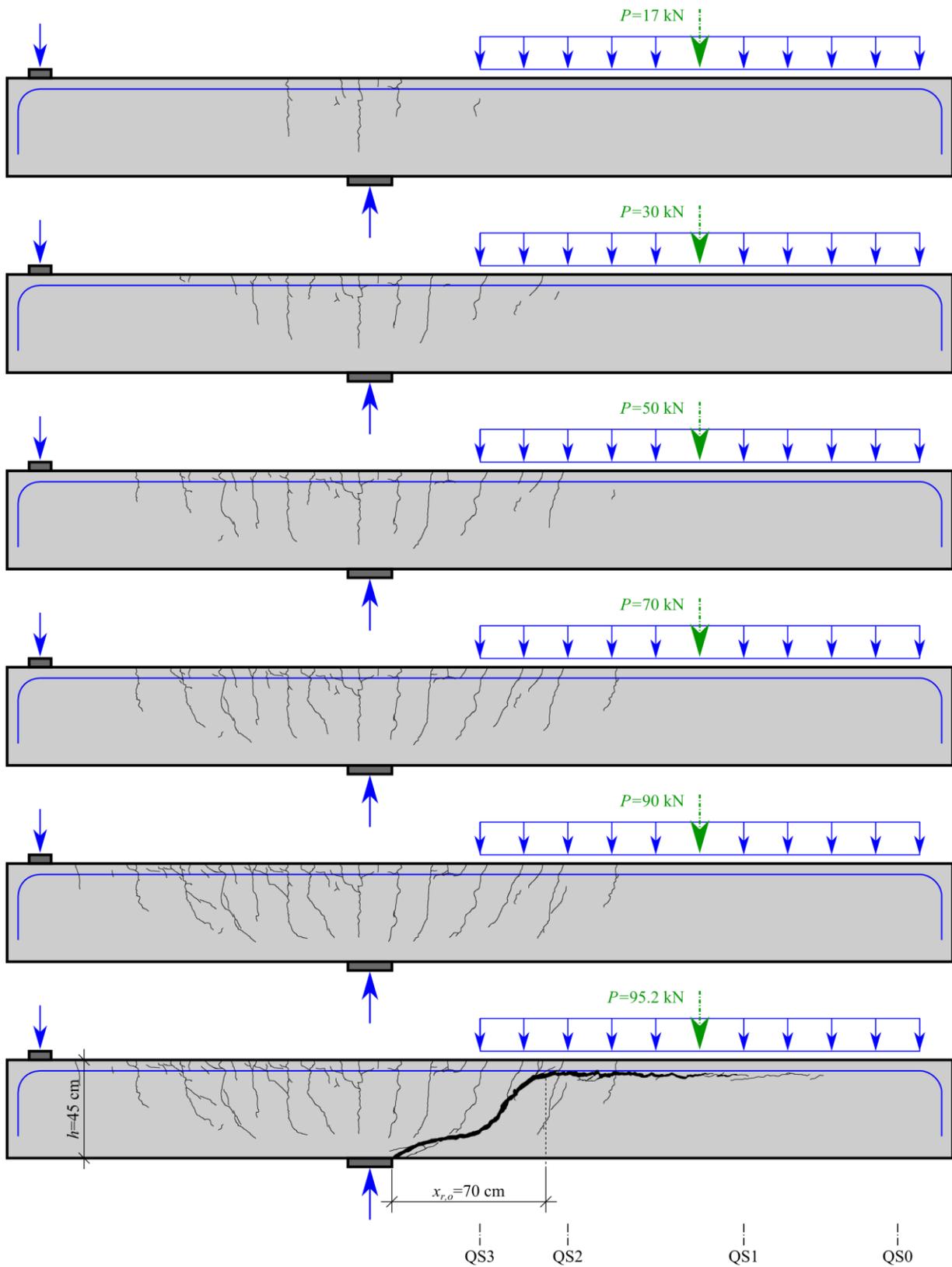


Bild C.26 SV-4.1 Rissentwicklung Rückseite

## C.6.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

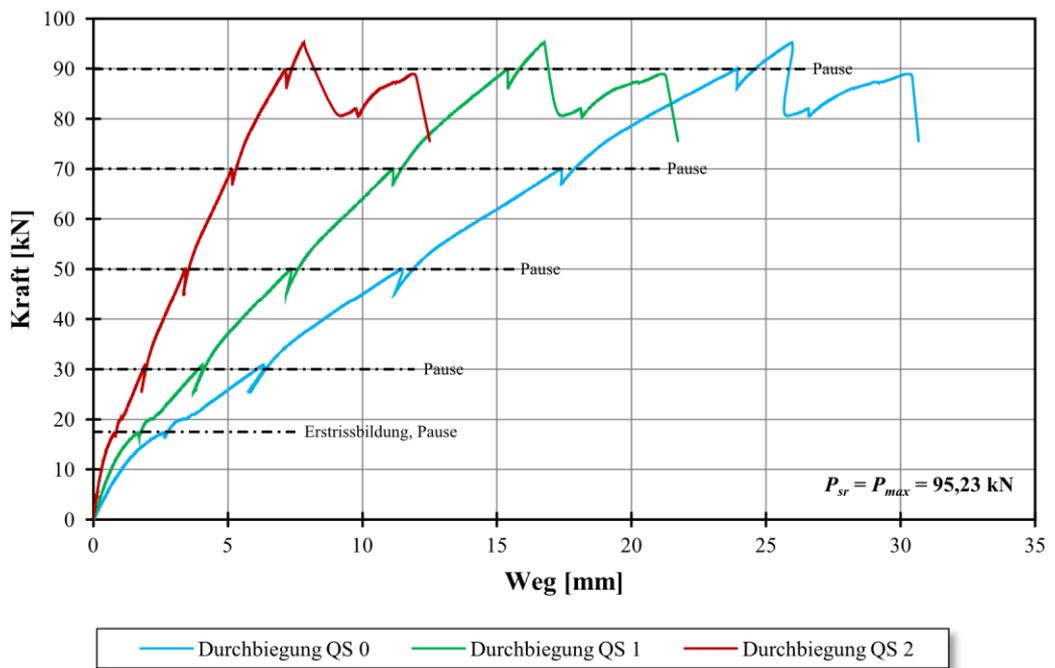
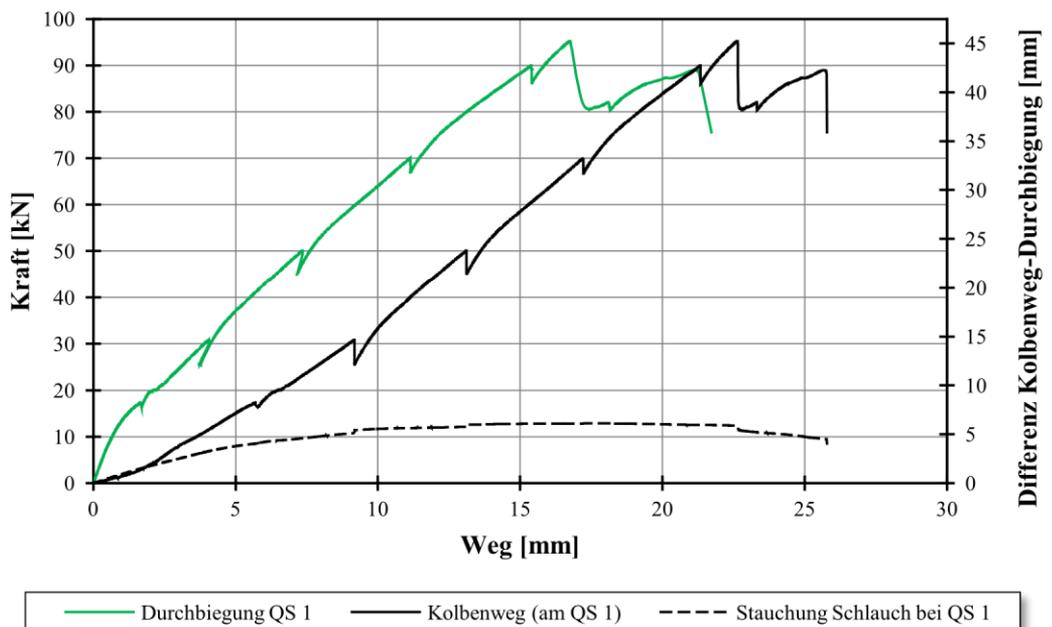
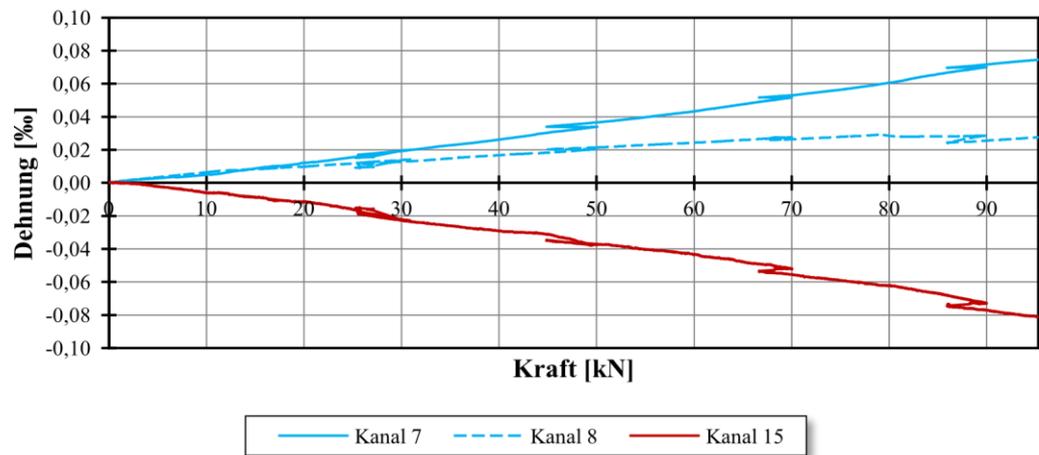
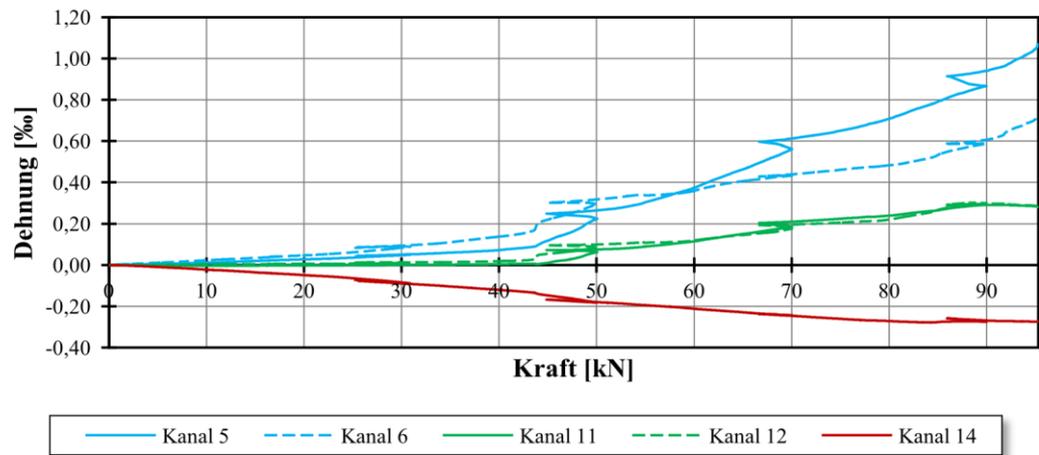
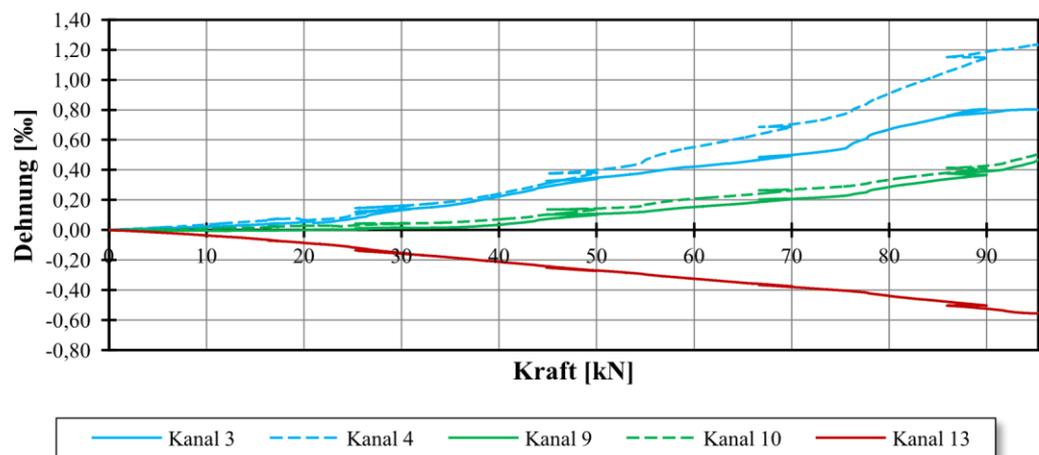
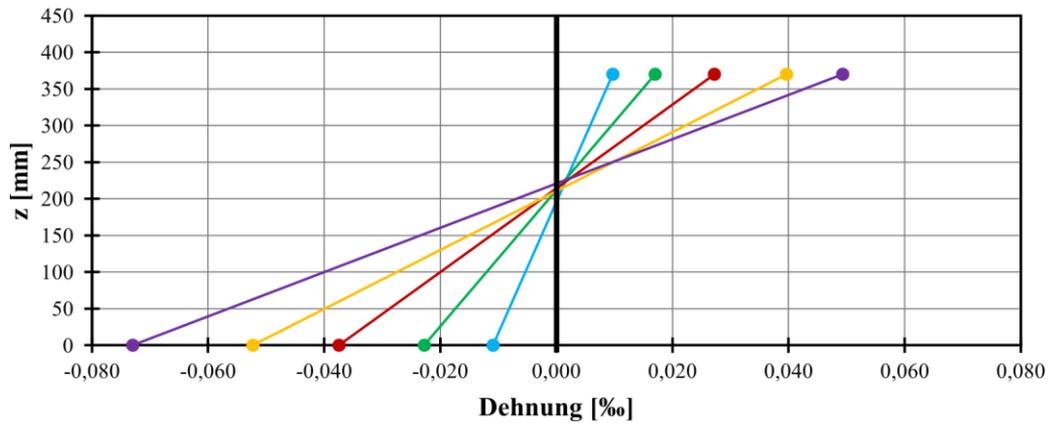
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

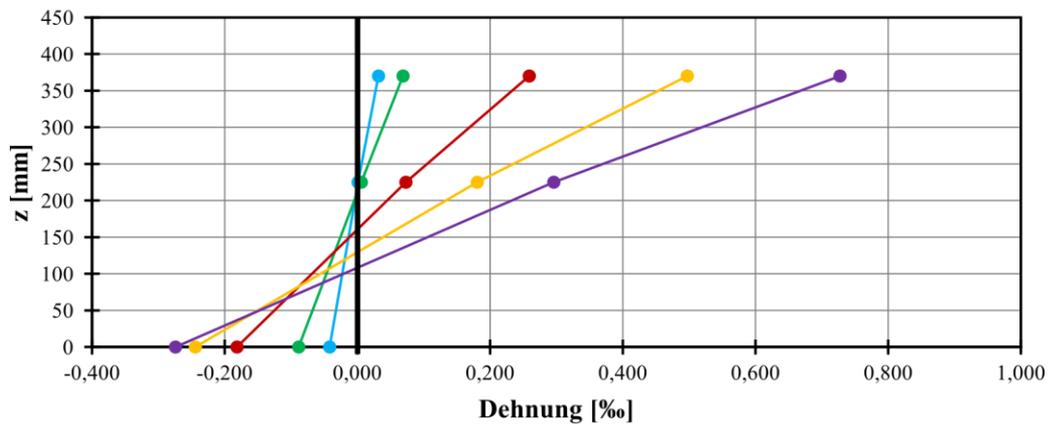
Bild C.27 SV-4.1 Kraft-Wegdiagramme

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3****Bild C.28 SV-4.1 Kraft-Dehnungsdiagramme**

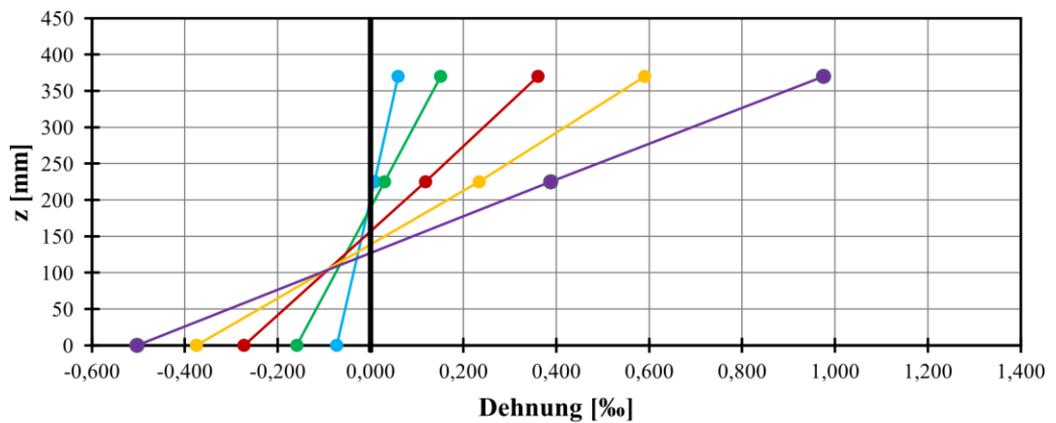
## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3



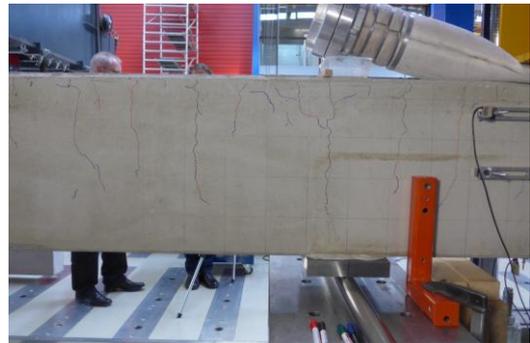
—●— P=17 kN    —●— P=30 kN    —●— P=50 kN    —●— P=70 kN    —●— P=90 kN

Bild C.29 SV-4.1 Dehnungsebenen

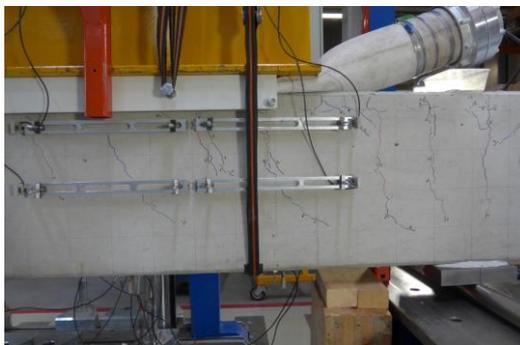
### C.6.3 Bilder Versuchsdurchführung



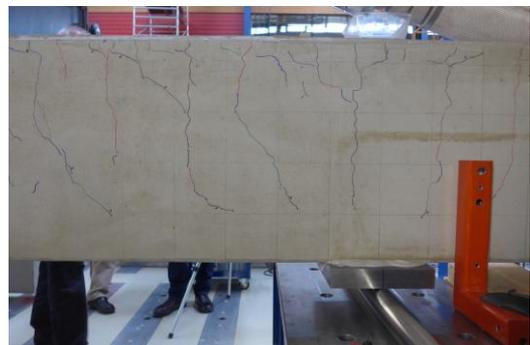
Last 30 kN - Ansicht Vorderseite



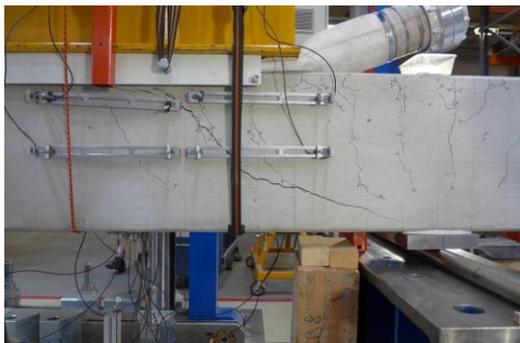
Last 50 kN - Ansicht Rückseite



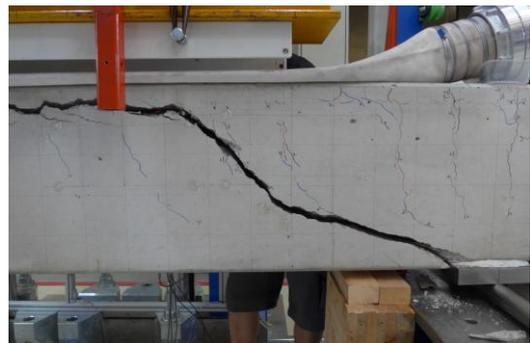
Last 90 kN - Ansicht Vorderseite



Last 90 kN - Ansicht Rückseite



Last ~ 95 kN - Schrägrissbildung  
Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite

## C.7 Versuchsbalken SV-4.2

Herstelldatum:	23.07.2014
Prüfdatum:	18.08.2014 (26 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{42,13 + 41,44}{2} = 41,79 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{3,972 + 3,584}{2} = 3,78 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 36,09 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 3,40 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 40,2 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{402}}\right) \cdot (1,44 \cdot 36,09)^{1/3} \cdot 170 \cdot 402 =$ $= 78.223 \text{ N} \hat{=} 78,22 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 78,99 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 69.879 \text{ N} \hat{=} 69,88 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 70,64 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{\max} = 95,523 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,55 = 100,78 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.7.1 Rissentwicklung

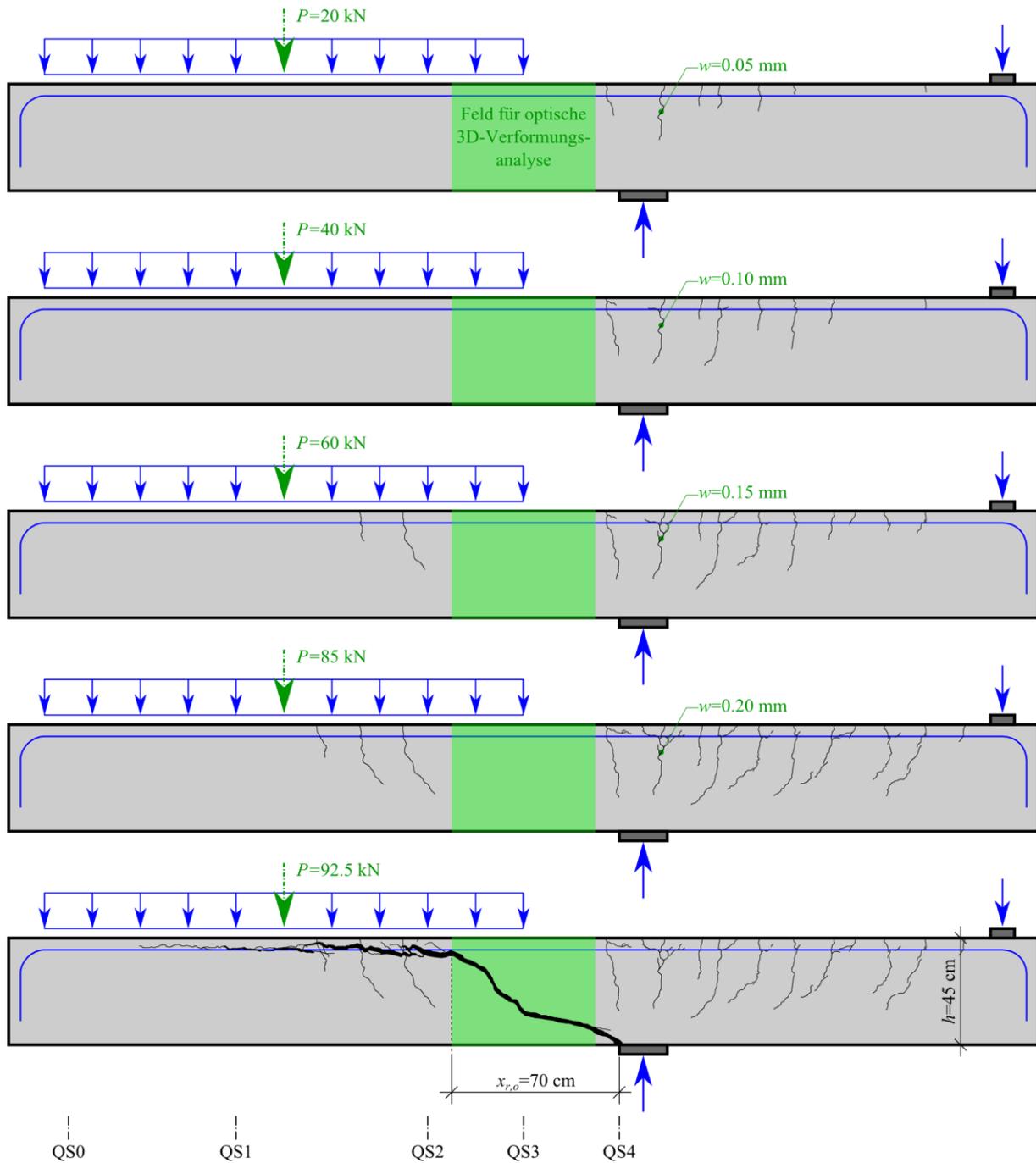


Bild C.30 SV-4.2 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

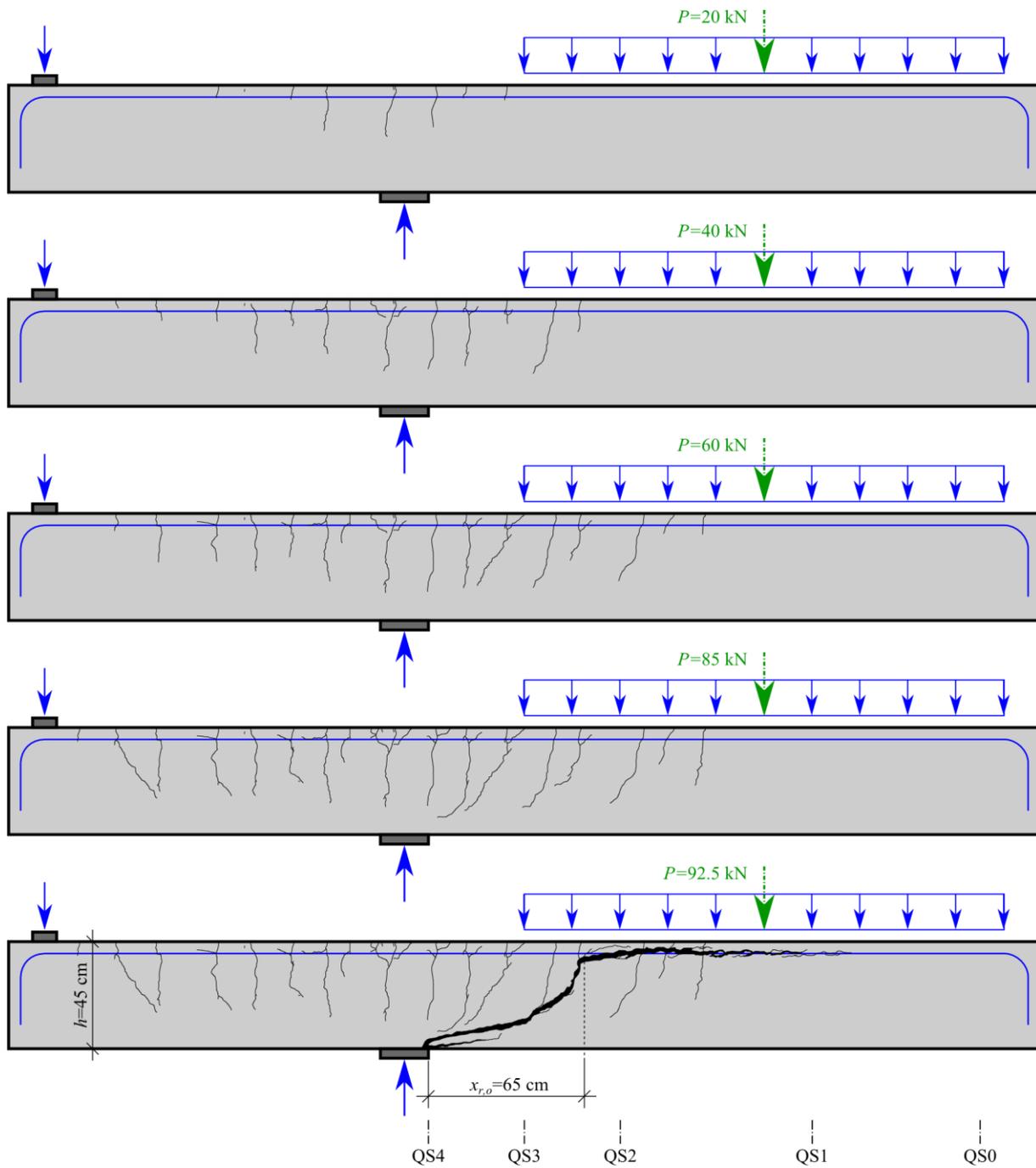


Bild C.31 SV-4.2 Rissentwicklung Rückseite

## C.7.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

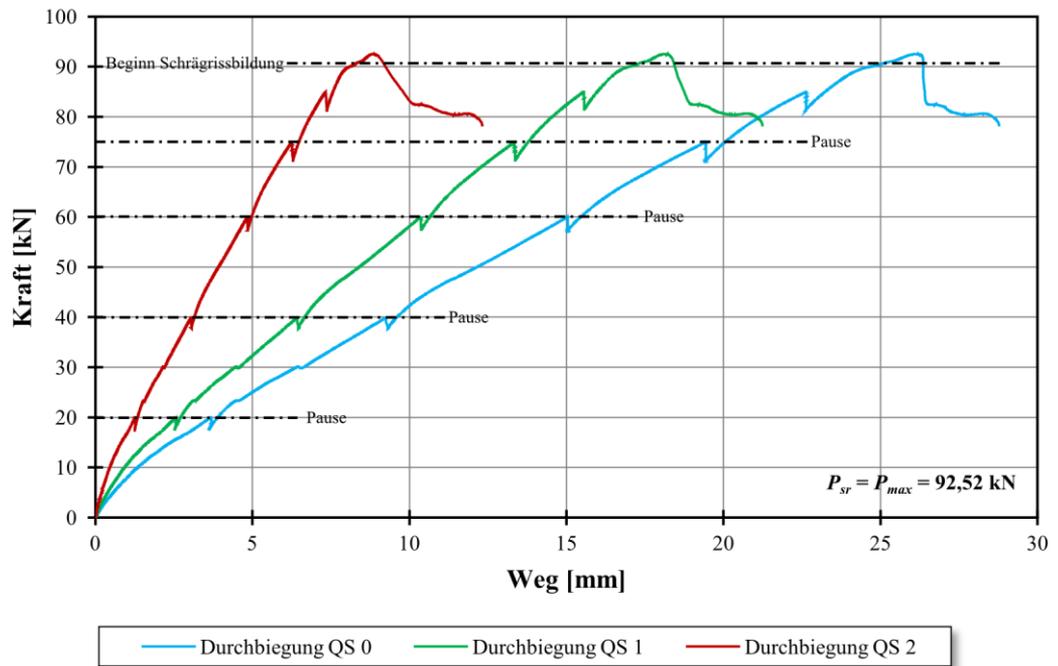
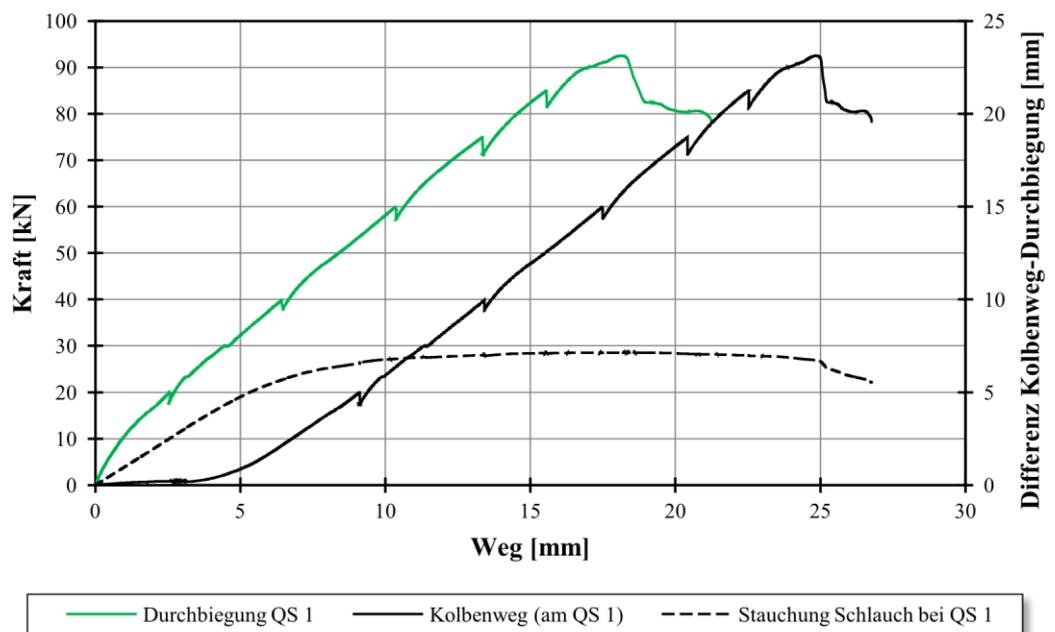
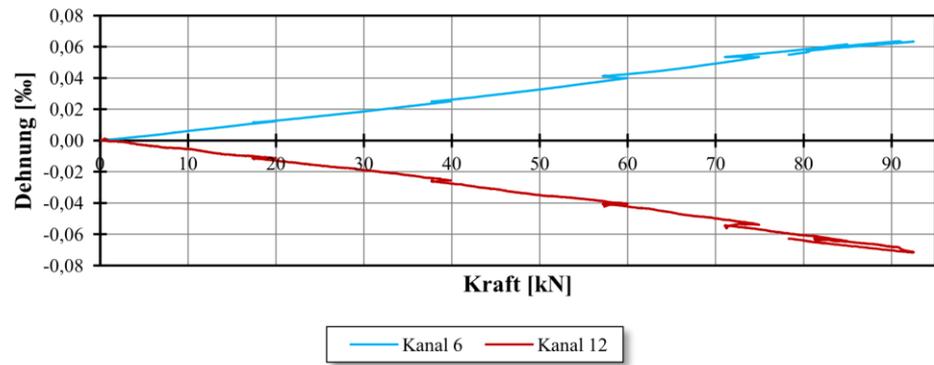
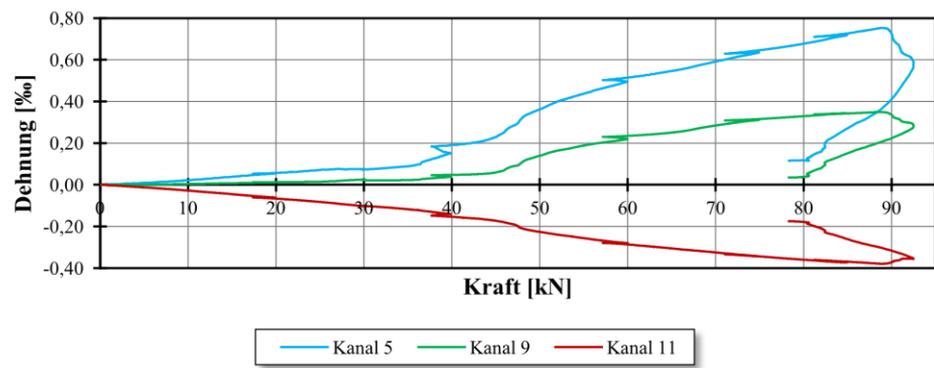
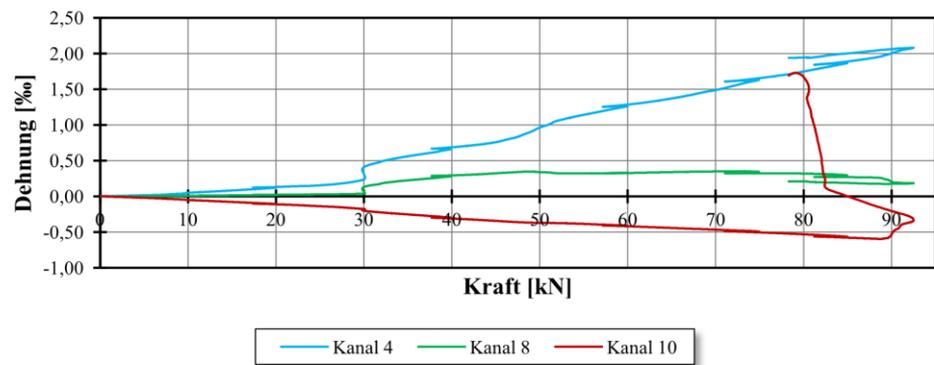
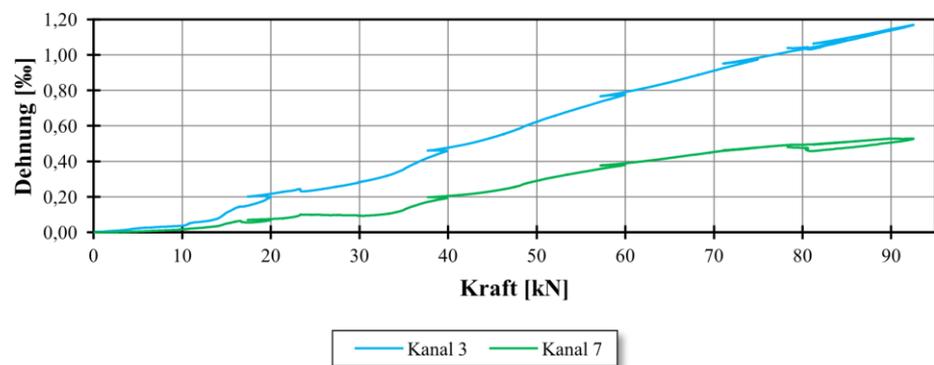
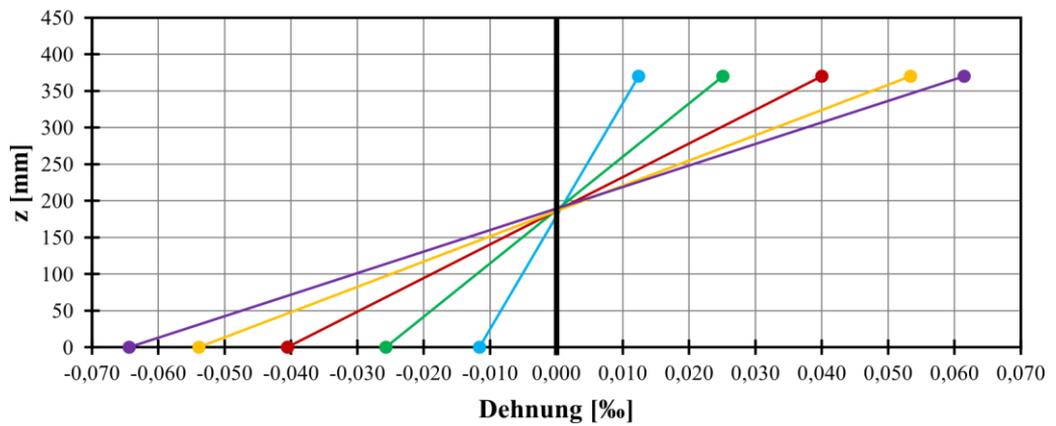
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

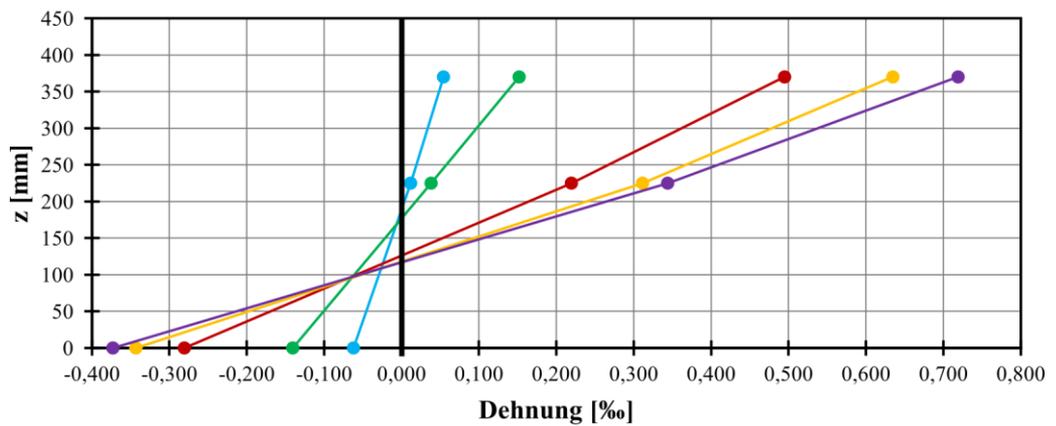
Bild C.32 SV-4.2 Kraft-Wegdiagramme

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3****Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4****Bild C.33 SV-4.2 Kraft-Dehnungsdiagramme**

## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3

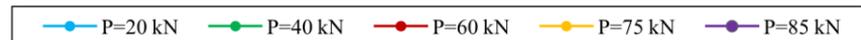
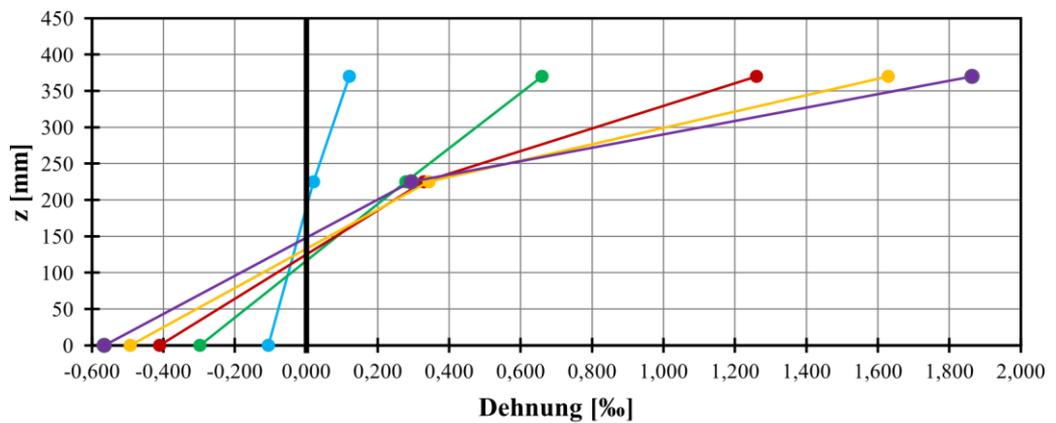
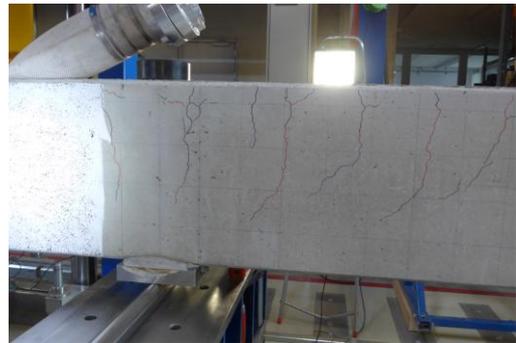


Bild C.34 SV-4.2 Dehnungsebenen

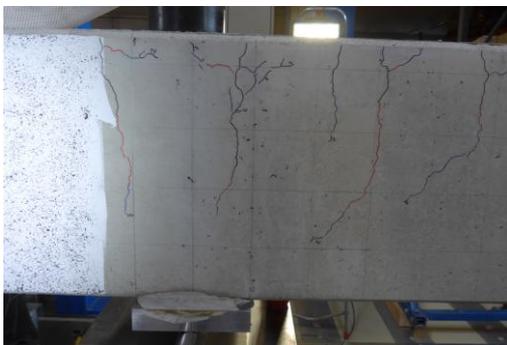
### C.7.3 Bilder Versuchsdurchführung



Last 40 kN - Ansicht Rückseite



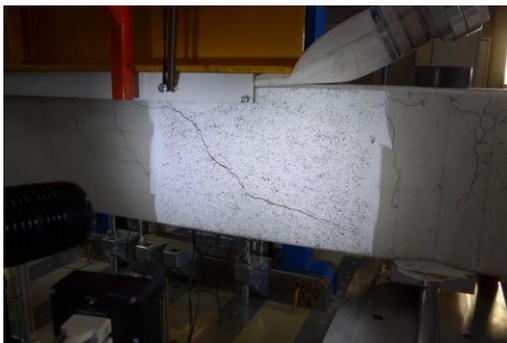
Last 75 kN - Ansicht Vorderseite



Last 85 kN - Ansicht Vorderseite



Last 85 kN - Ansicht Rückseite



Last > 85 kN - Schubriss Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite gesamt

## C.8 Versuchsbalken SV-5.1

Herstelldatum:	23.07.2014
Prüfdatum:	20.08.2014 (28 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{44,32 + 45,66 + 44,37}{3} = 44,45 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Zylinder:	$f_{c,sp} = \frac{3,654 + 3,308 + 3,141}{3} = 3,37 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugfestigkeit am Würfel:	$f_{c,sp} = \frac{3,158 + 2,697}{2} = 2,93 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c = \frac{44,35 + 42,69 + 42,41}{3} = 43,15 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,9 \cdot f_{c,sp} = 3,03 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 39,8 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{398}}\right) \cdot (1,45 \cdot 43,15)^{1/3} \cdot 170 \cdot 398 =$ $= 82.642 \text{ N} \hat{=} 82,64 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 83,41 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 69.862 \text{ N} \hat{=} 69,86 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 70,63 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{\max} = 113,931 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{\text{EXP}} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,95 = 119,96 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.8.1 Rissentwicklung

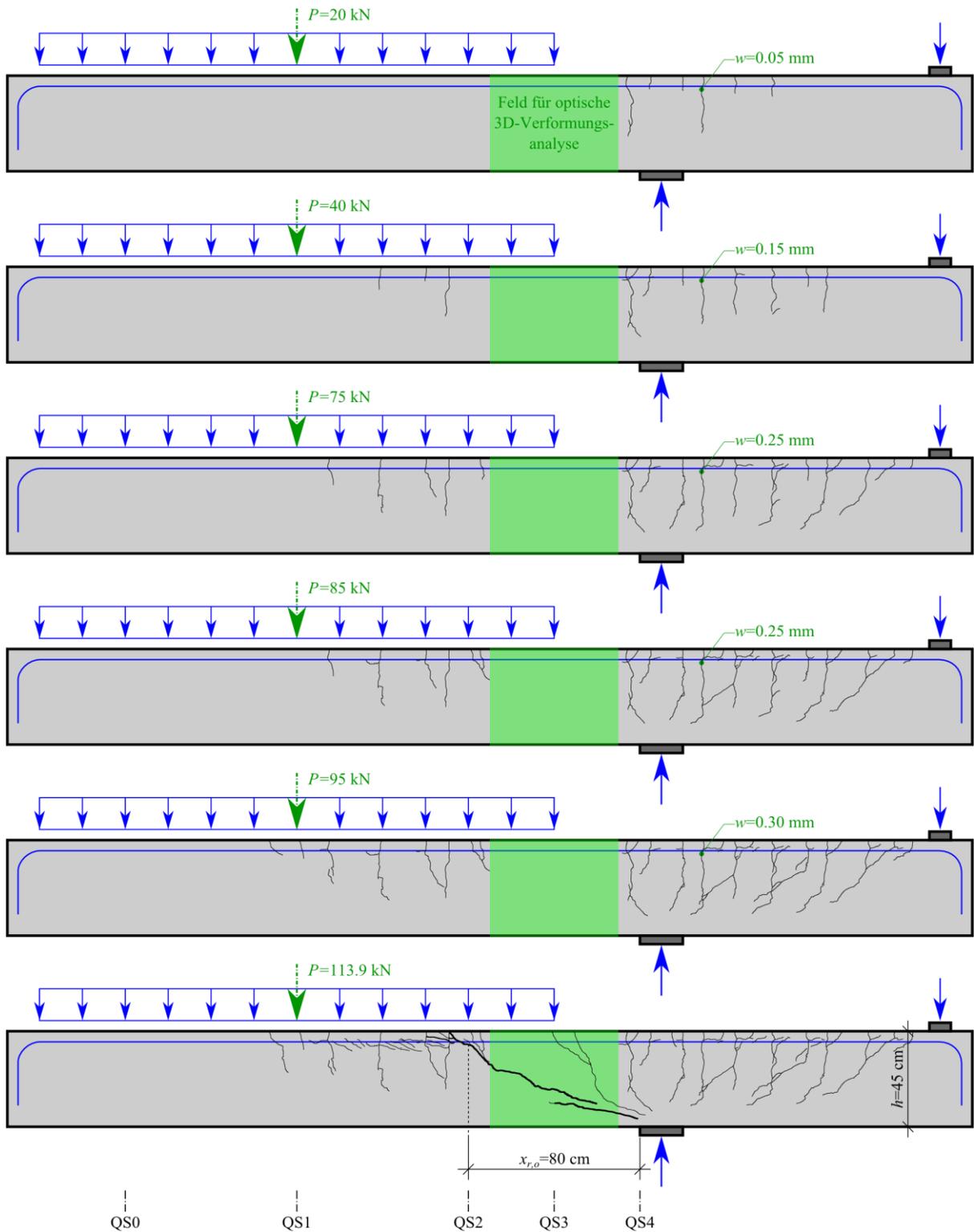


Bild C.35 SV-5.1 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

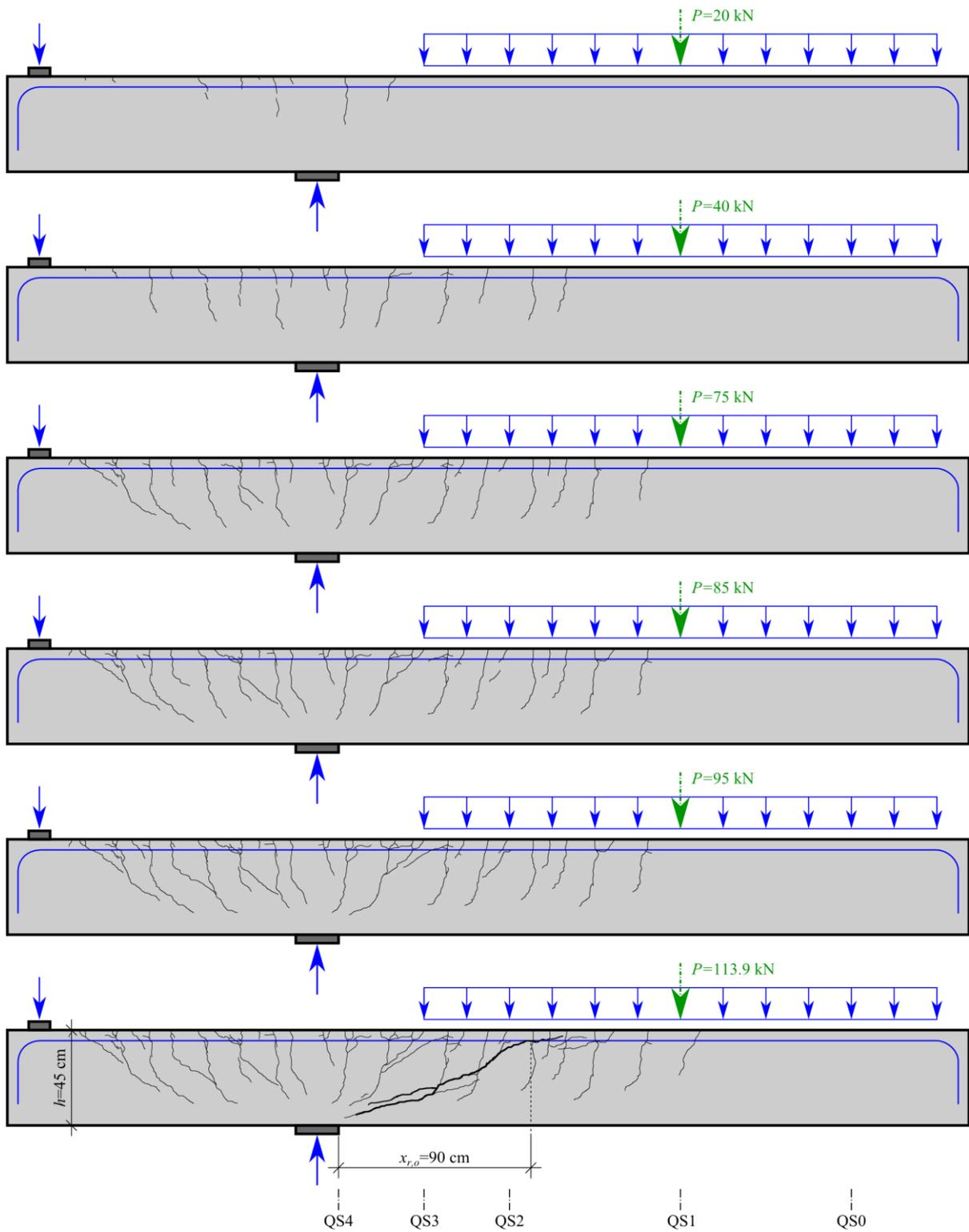


Bild C.36 SV-5.1 Rissentwicklung Rückseite

## C.8.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

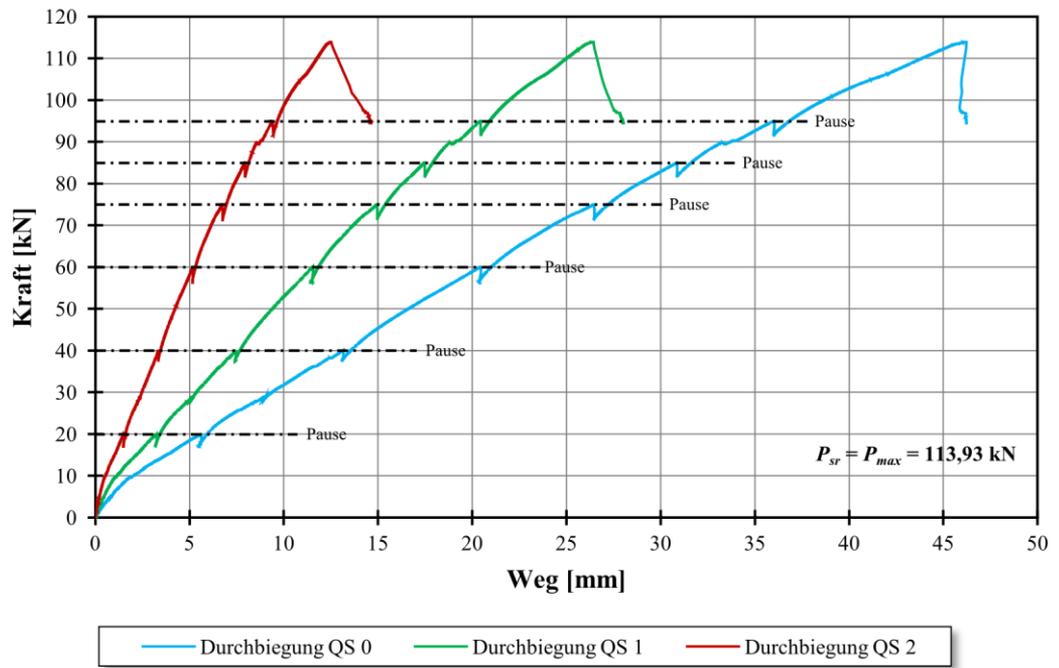
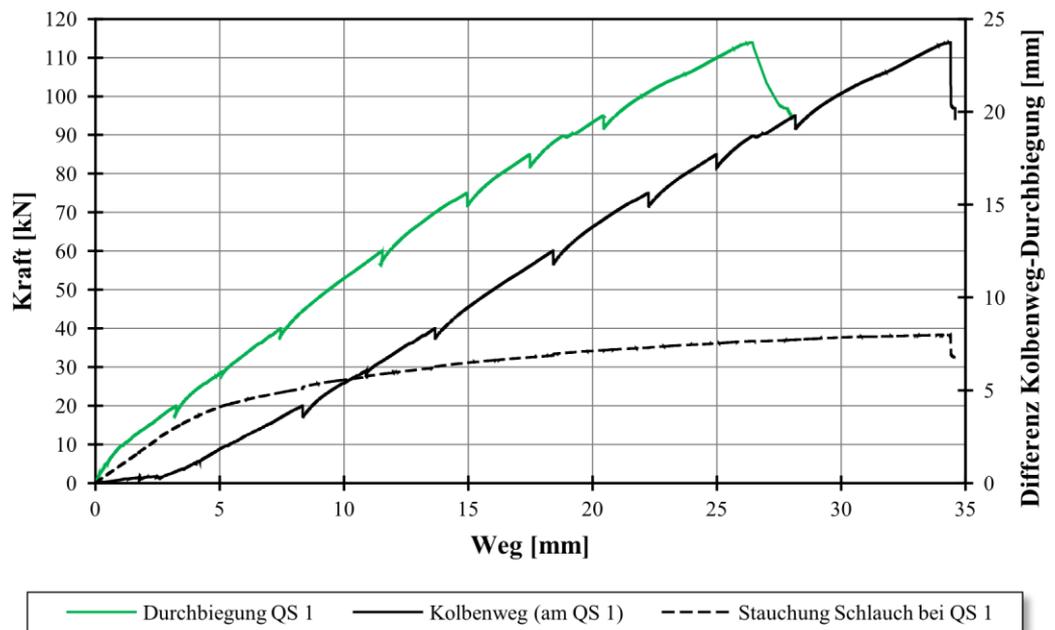
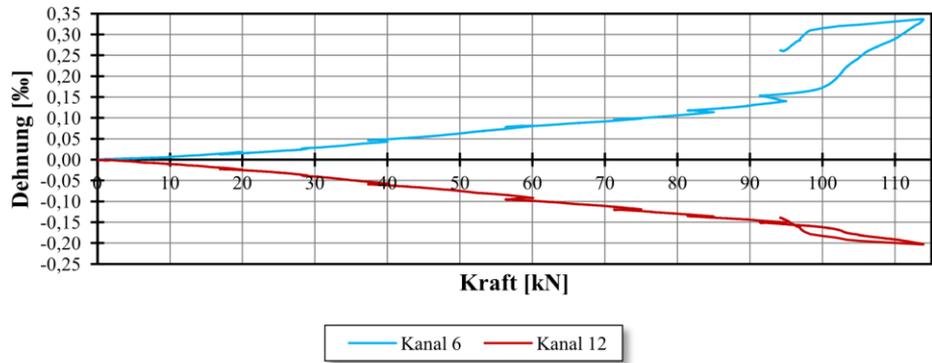
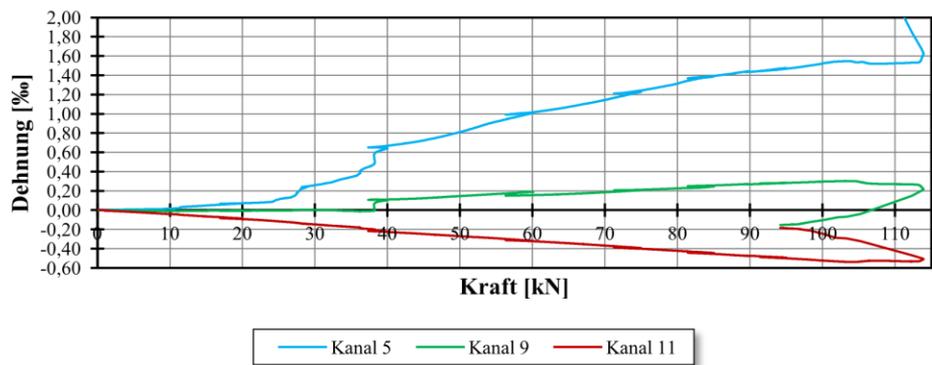
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

Bild C.37 SV-5.1 Kraft-Wegdiagramme

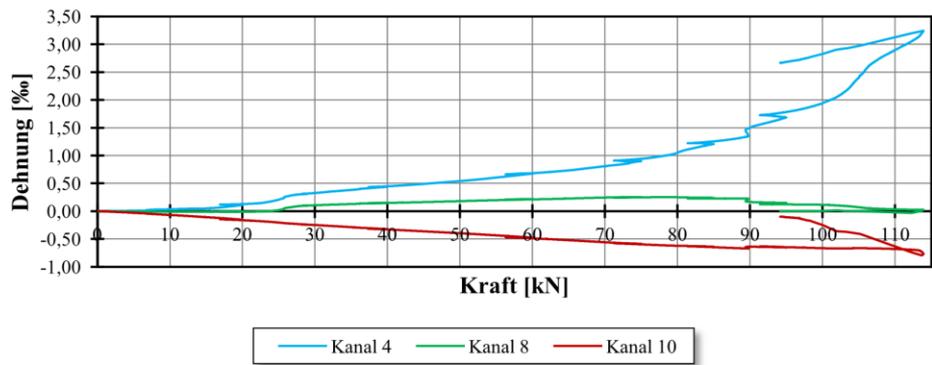
**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1**



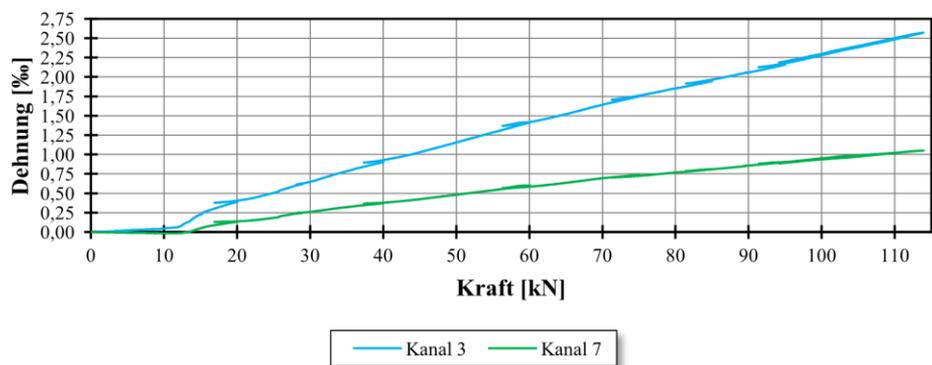
**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2**



**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3**

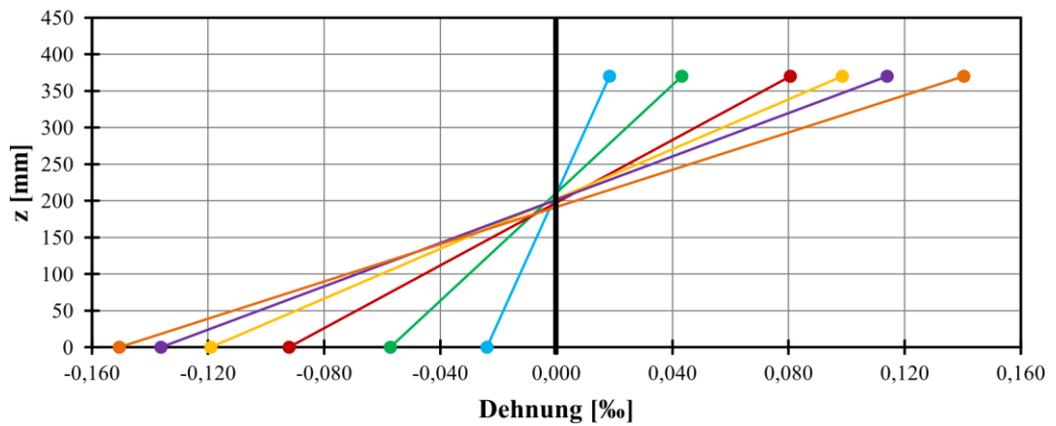


**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4**

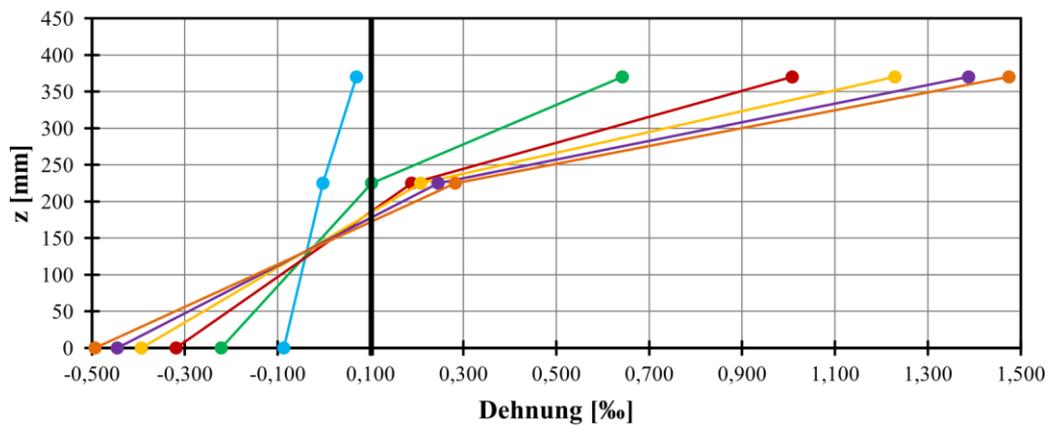


**Bild C.38 SV-5.1 Kraft-Dehnungsdiagramme**

## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3

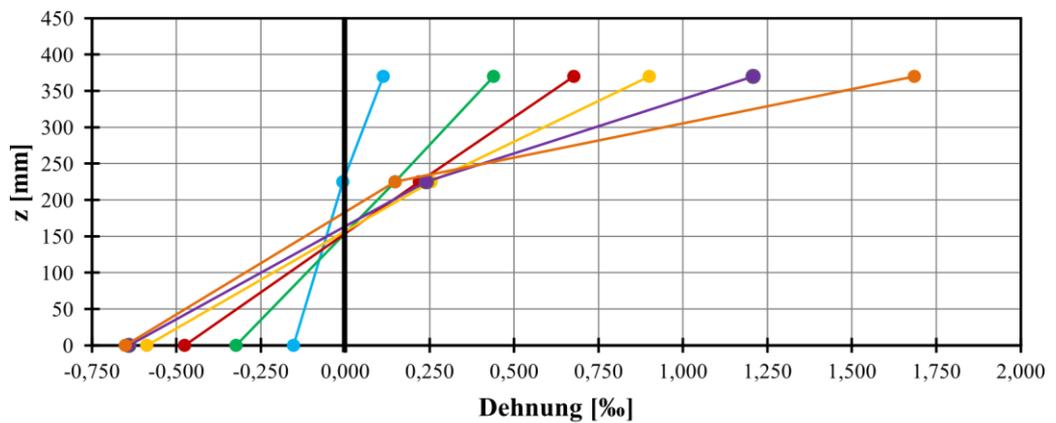


Bild C.39 SV-5.1 Dehnungsebenen

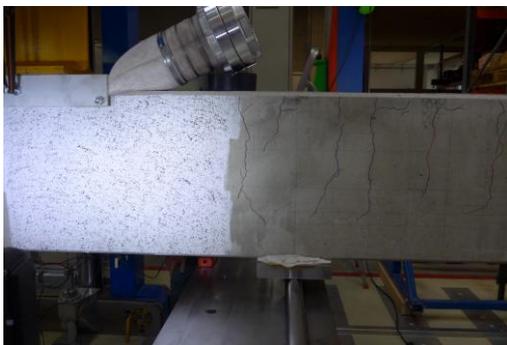
### C.8.3 Bilder Versuchsdurchführung



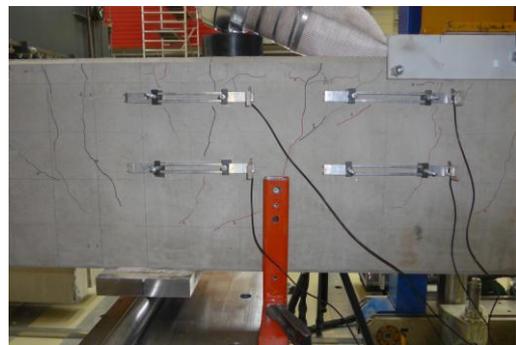
Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



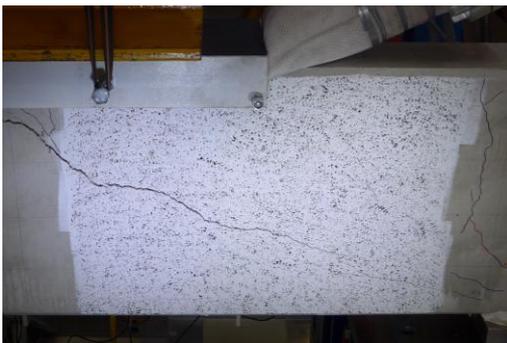
Last 40 kN - Ansicht Vorderseite



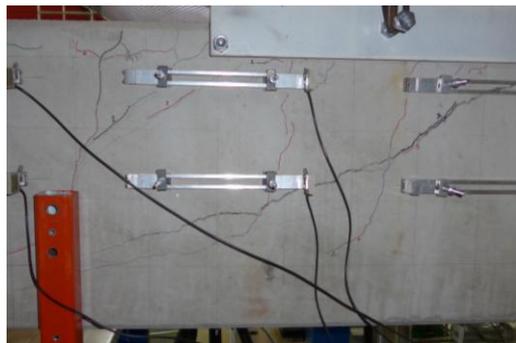
Last 75 kN - Ansicht Vorderseite



Last 95 kN - Ansicht Rückseite



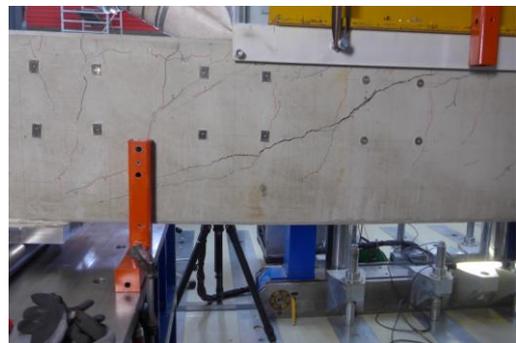
Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

## C.9 Versuchsbalken SV-5.2

Herstelldatum:	25.07.2014
Prüfdatum:	21.08.2014 (27 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{41,73 + 42,67}{2} = 42,20 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 36,45 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} = 3,30 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 39,7 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,385 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 38,5 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{397}}\right) \cdot (1,57 \cdot 36,45)^{\frac{1}{3}} \cdot 170 \cdot 397 =$ $= 80.095 \text{ N} \hat{=} 80,10 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 80,86 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 66.983 \text{ N} \hat{=} 66,98 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 67,75 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{\max} = 104,760 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch:	$V_R^{EXP} = P_{sr} + G_1 + g_0 \cdot 2,95 = 110,79 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.9.1 Rissentwicklung

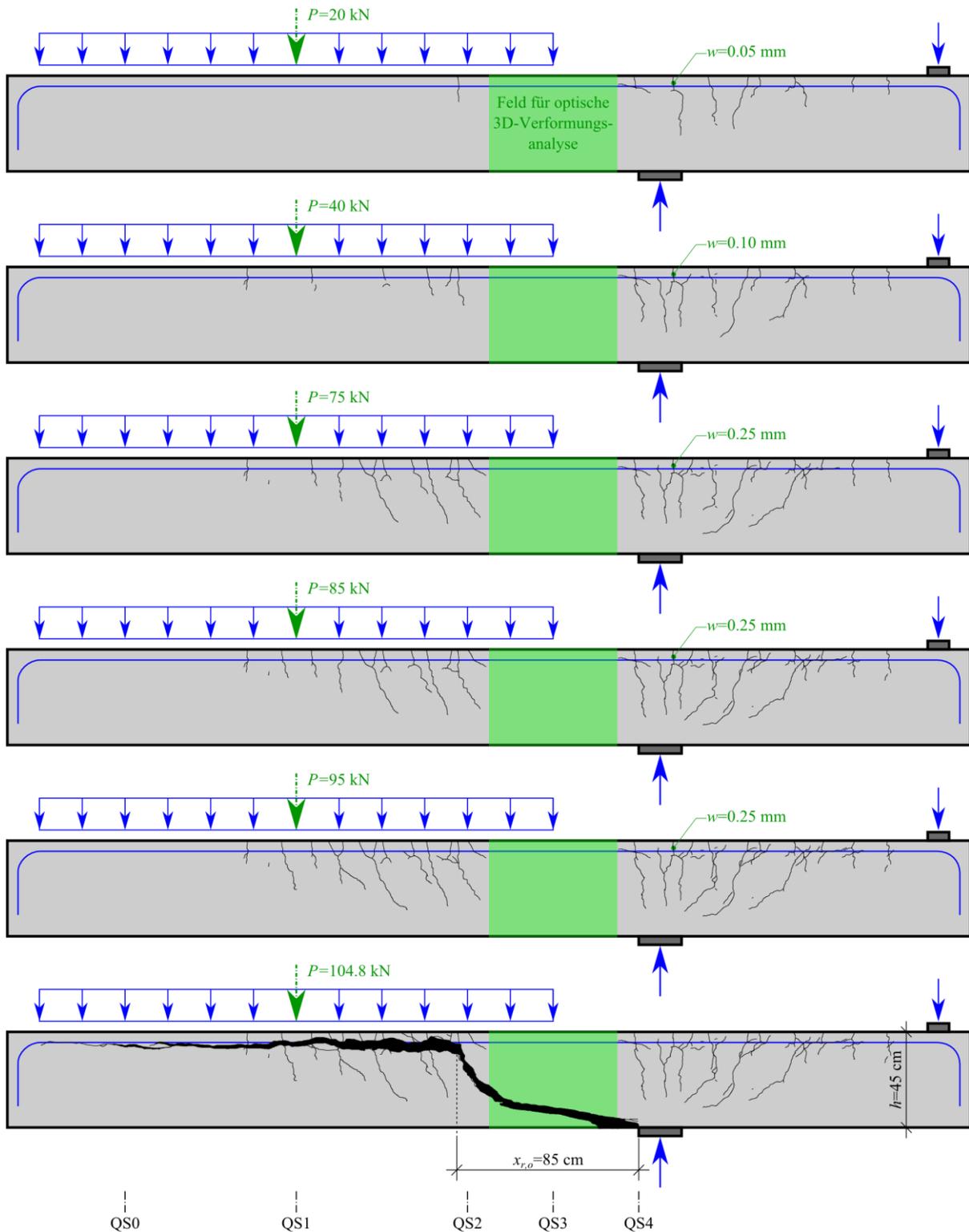


Bild C.40 SV-5.2 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

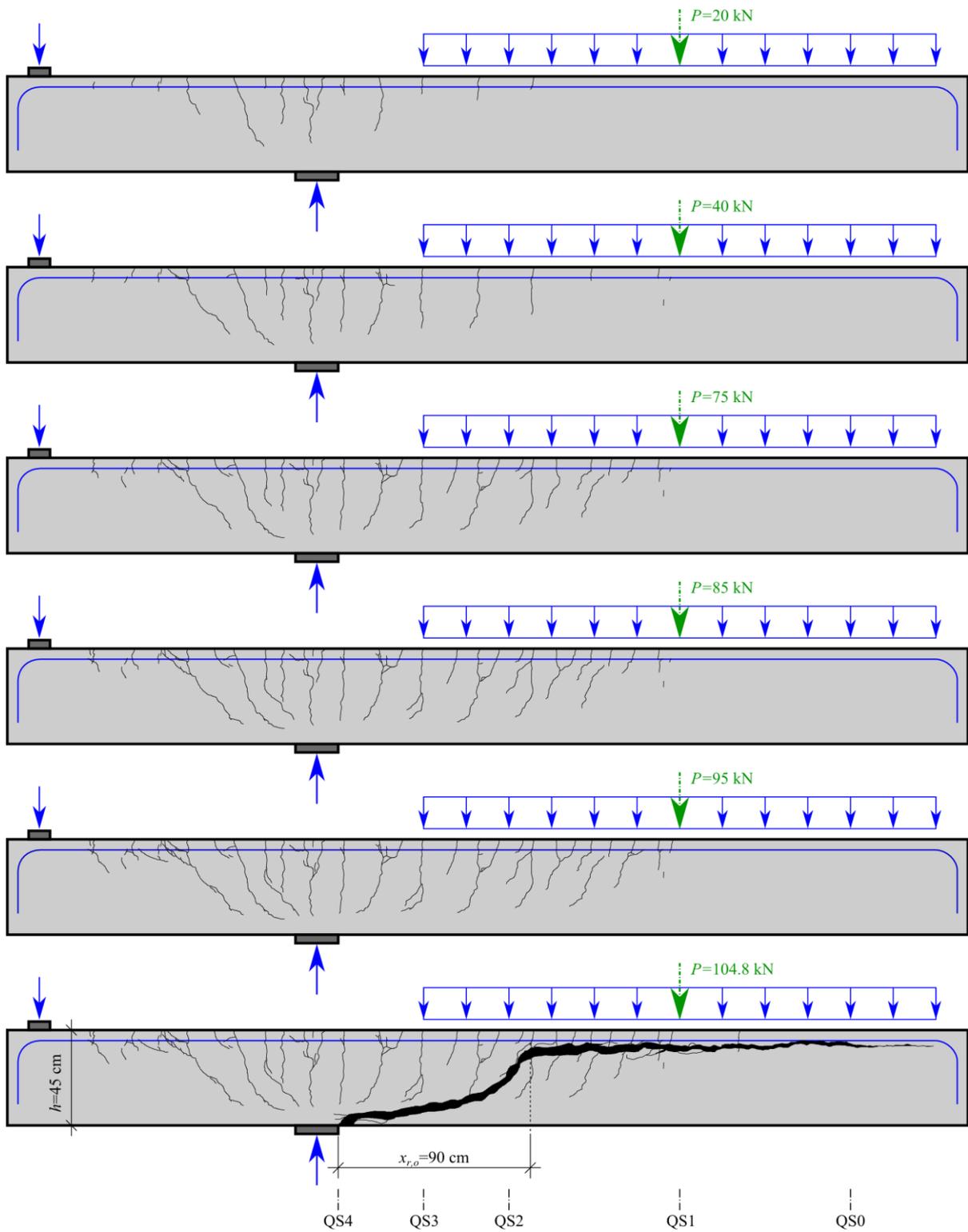


Bild C.41 SV-5.2 Rissentwicklung Rückseite

## C.9.2 Messdaten

Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte

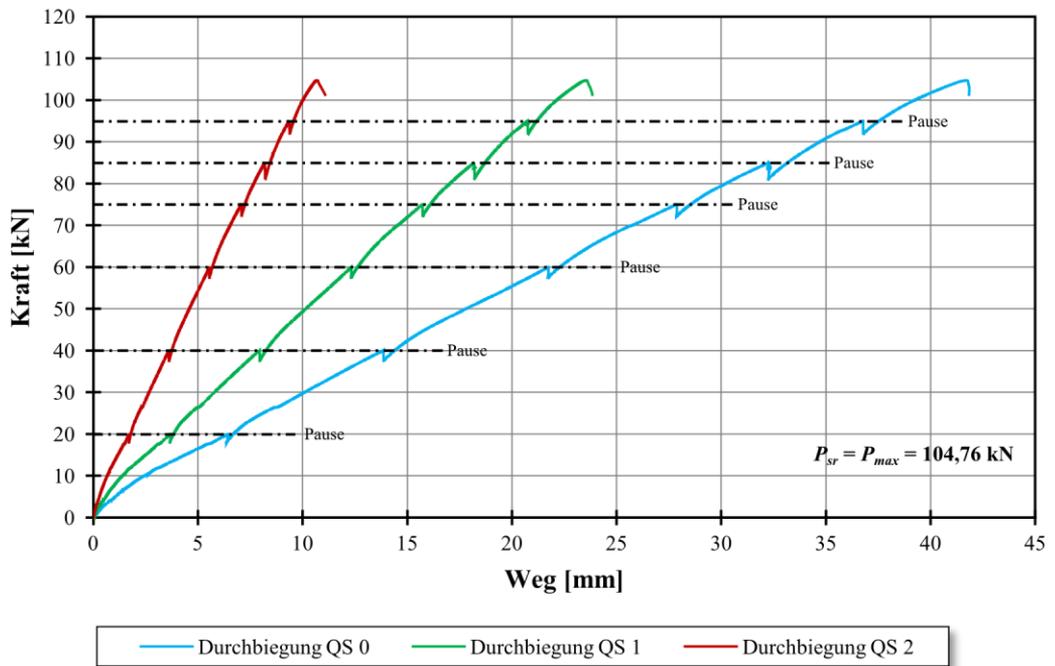
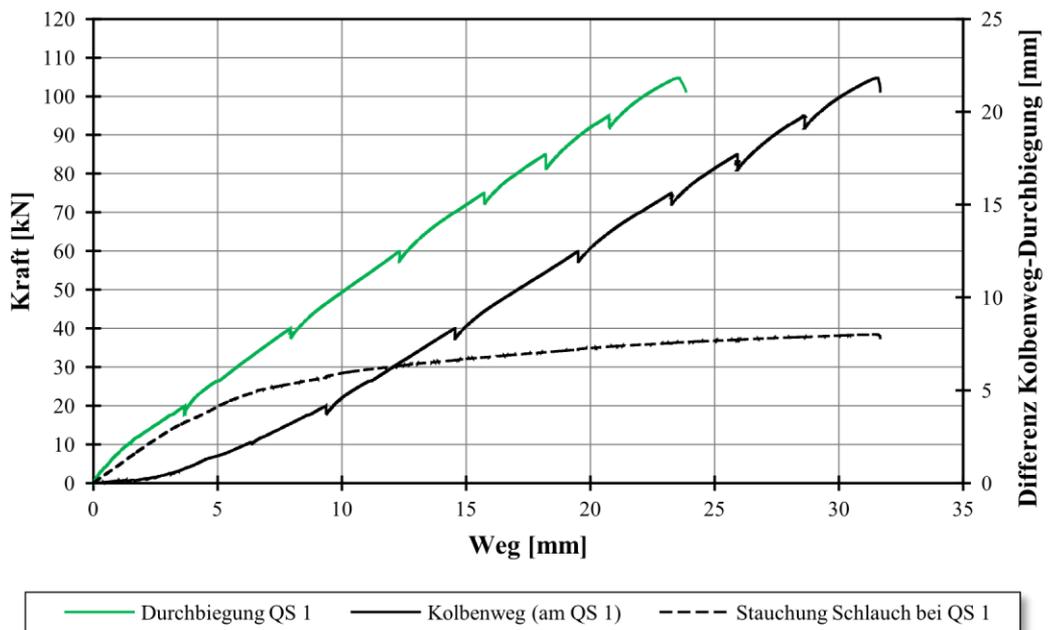
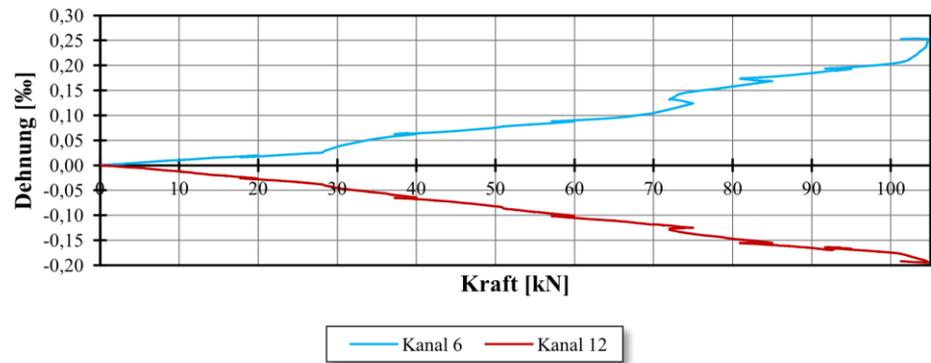
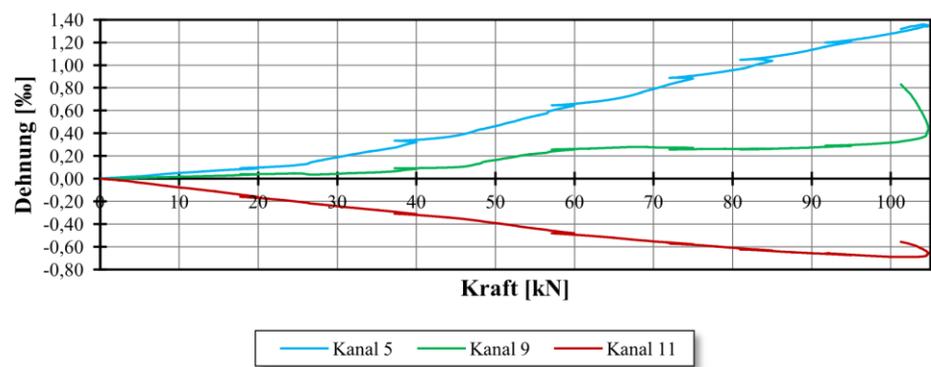
Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

Bild C.42 SV-5.2 Kraft-Wegdiagramme

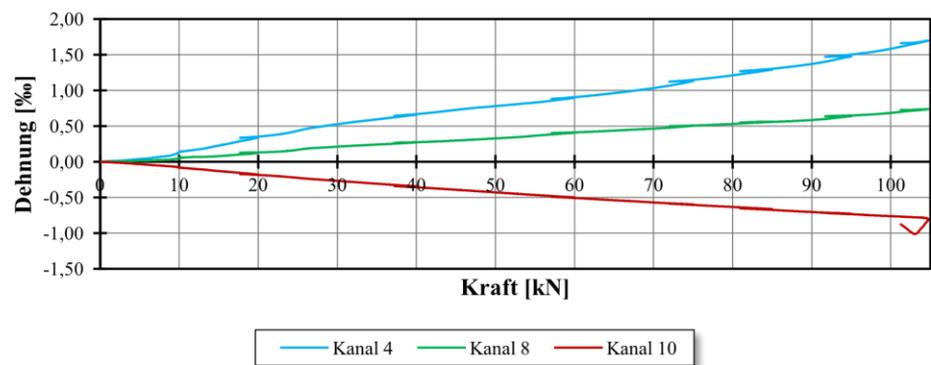
Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3



Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4

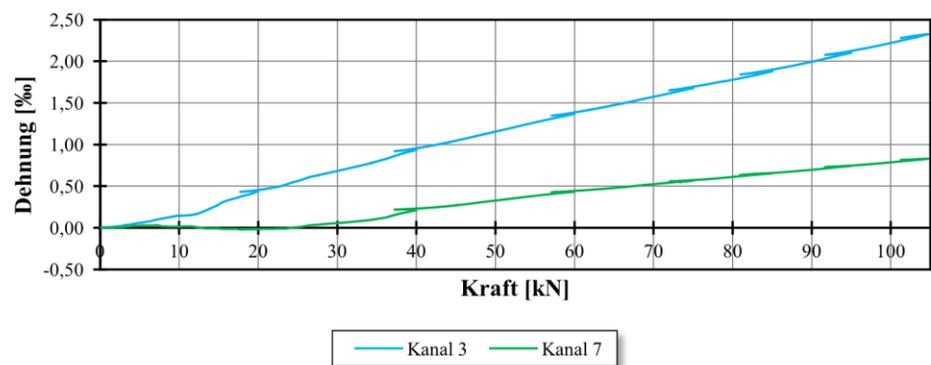
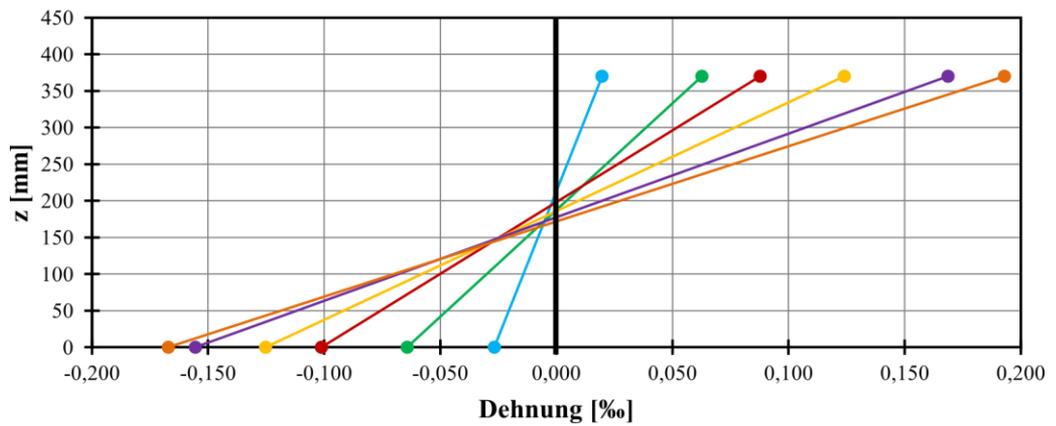
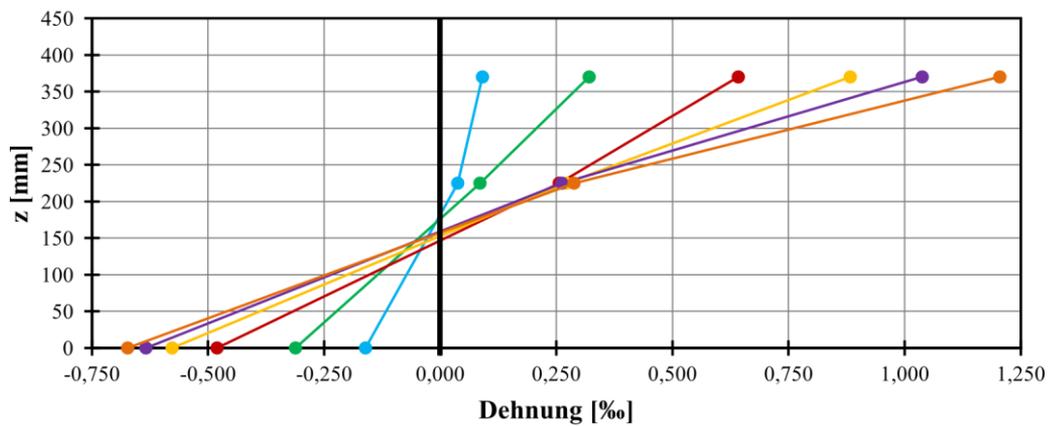


Bild C.43 SV-5.2 Kraft-Dehnungsdiagramme

## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3

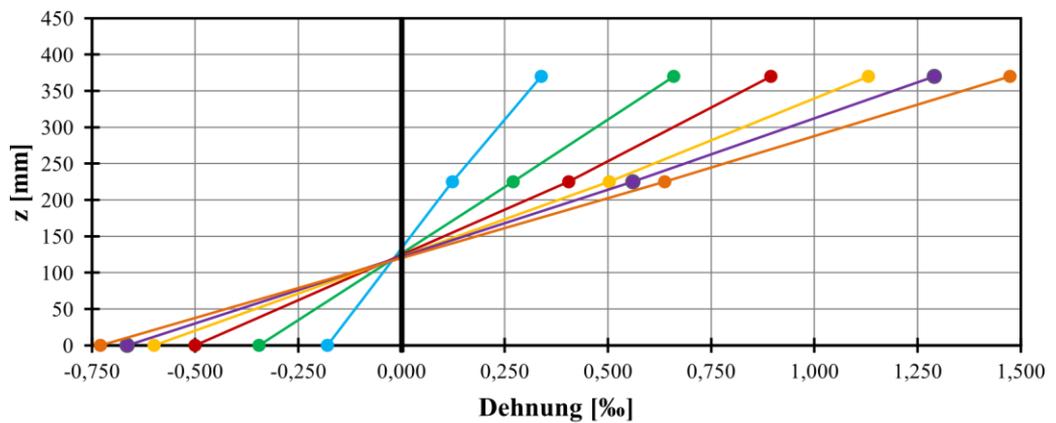


Bild C.44 SV-5.2 Dehnungsebenen

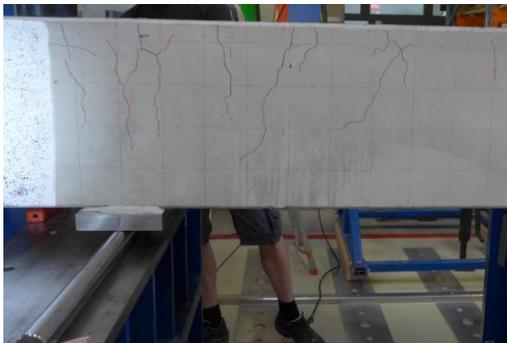
### C.9.3 Bilder Versuchsdurchführung



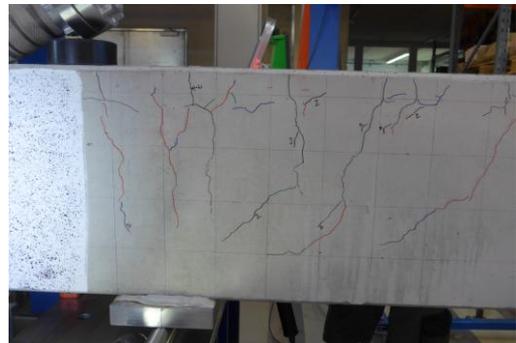
Versuchsaufbau - niedergespanntes Auflager



Versuchsaufbau - optische 3D-Verformungsanalyse



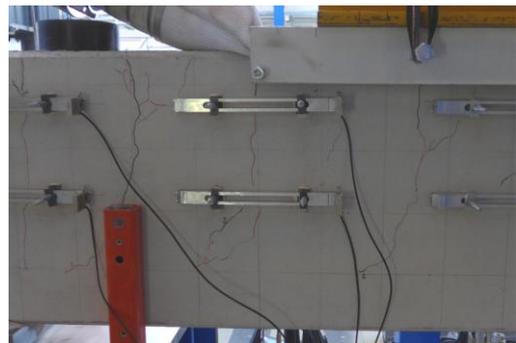
Last 40 kN - Ansicht Vorderseite



Last 85 kN - Ansicht Vorderseite



Last 85 kN - Ansicht Rückseite



Last 95 kN - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite



Bruchzustand - Ansicht Rückseite

## C.10 Versuchsbalken SV-6

Herstelldatum:	25.07.2014
Prüfdatum:	28.08.2014 (34 Tage)
Würfeldruckfestigkeit:	$f_{c,cube} = \frac{43,63 + 44,69}{2} = 44,16 \text{ N/mm}^2$
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \approx f_{c,cube} \cdot \frac{0,95}{1,10} = 38,14 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{c,t} \approx 0,3 \cdot f_c^{2/3} = 3,40 \text{ N/mm}^2$
statischer Hebelarm:	$d = 39,8 \text{ cm}$ (gemessen am Tag der Betonage)
Festbetonrohddichte und -wichte:	$\rho_c = 2454 \text{ kg/m}^3 \rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (Messung 20.08.14, Bewehrung in Wichte berücks.)
Eigengewicht Träger:	$g_0 = 25 \cdot 0,17 \cdot 0,45 = 1,913 \text{ kN/m}$
Eigengewicht Prüfaufbau:	$G_1 = 0,603 \text{ kN}$ (Wasserschlauch Ø150 gefüllt 60,3 kg)
Querkrafttragfähigkeit EC 2:	$V_{R,c}^{EC2} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{398}}\right) \cdot (0,75 \cdot 38,14)^{1/3} \cdot 170 \cdot 398 =$ $= 63.711 \text{ N} \hat{=} 63,71 \text{ kN}$ (im Abstand $d$ )
Querkraft Auflager Mitte links EC 2:	$V_R^{EC2} = V_{R,c}^{EC2} + g_0 \cdot d = 64,48 \text{ kN}$
Querkrafttragfähigkeit MC 2010:	$V_{R,c}^{MC10} = 69.527 \text{ N} \hat{=} 69,53 \text{ kN}$ (iterativ, im Abstand $d$ )
Querkraft am Auflager MC 2010:	$V_R^{MC10} = V_{R,c}^{MC10} + g_0 \cdot d = 70,29 \text{ kN}$
Schrägrisslast im Versuch:	$P_{sr} = P_{max} = 207,159 \text{ kN}$
Auflagerkraft rechts („Kragarm“):	$C_{sr} = -66,205 \text{ kN}$
Auflagerkraft links:	$A_{sr} = \frac{(P_{sr} + G_1) \cdot 2,5 \text{ m} + g \cdot 6,8 \text{ m} \cdot 1,75 \text{ m} + C_{sr} \cdot 1,5 \text{ m}}{5,0 \text{ m}} =$ $= 88,571 \text{ kN}$
Querkraft am Auflager Versuch	$V_R^{EXP} =  A_{sr} - (P_{sr} + G_1) - g \cdot 5,05 \text{ m}  = 128,85 \text{ kN}$
Vorschubgeschwindigkeit Zylinder:	0,02 mm/s

## C.10.1 Rissentwicklung

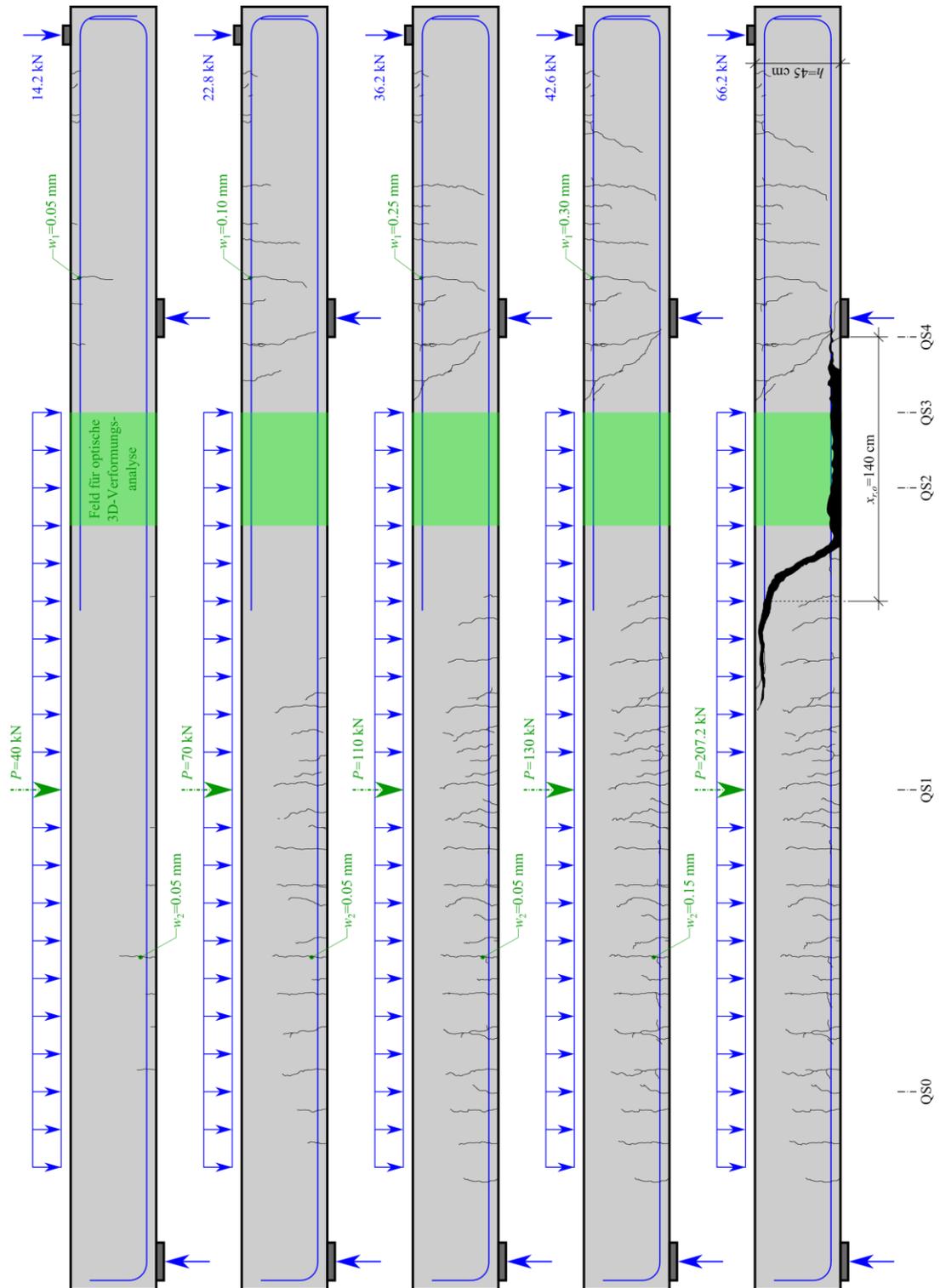


Bild C.45 SV-6 Rissentwicklung Vorderseite

Das Rissbild im Feld für die optische 3D-Verformungsanalyse konnte aufgrund des Messverfahrens nicht vollständig gezeichnet werden!

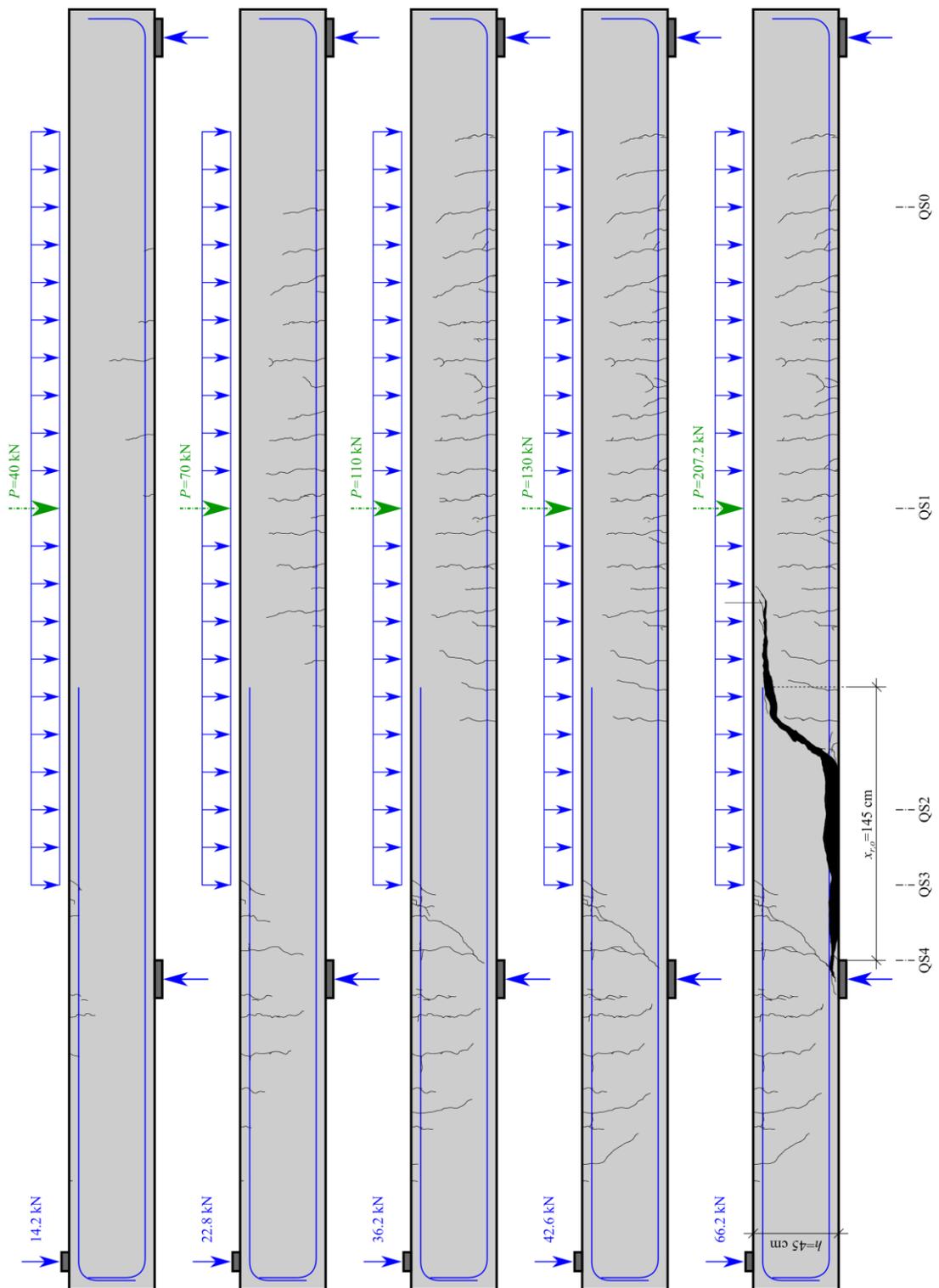
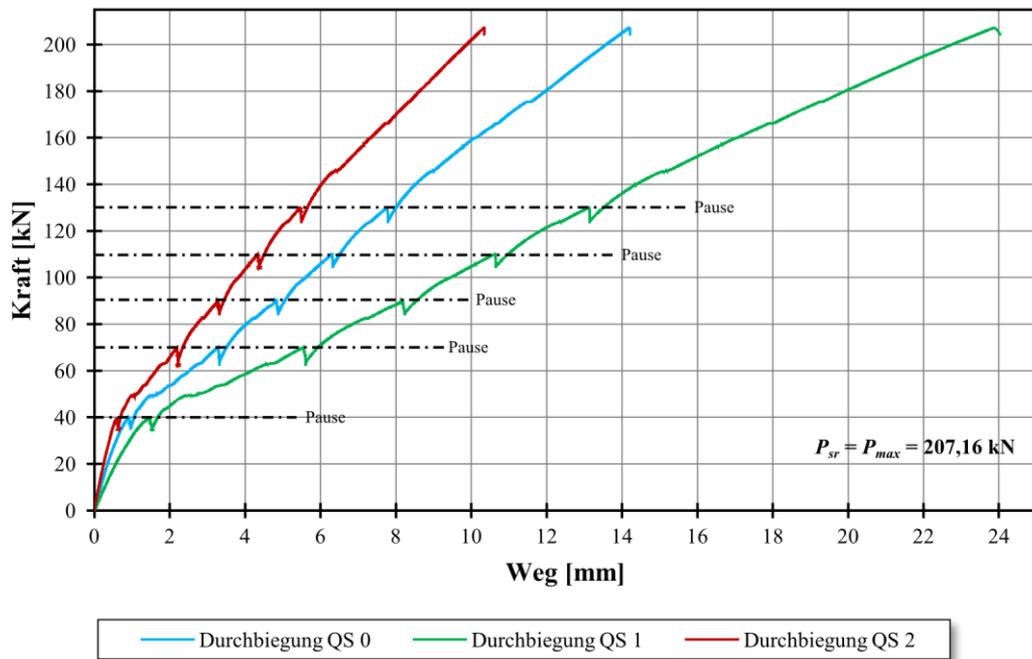


Bild C.46 SV-6 Rissentwicklung Rückseite

## C.10.2 Messdaten

## Kraft-Wegdiagramm der Messquerschnitte



Kraft-Wegdiagramm Durchbiegung und Kolbenweg im QS 1  
Schlauchstauchung-Wegdiagramm im QS 1

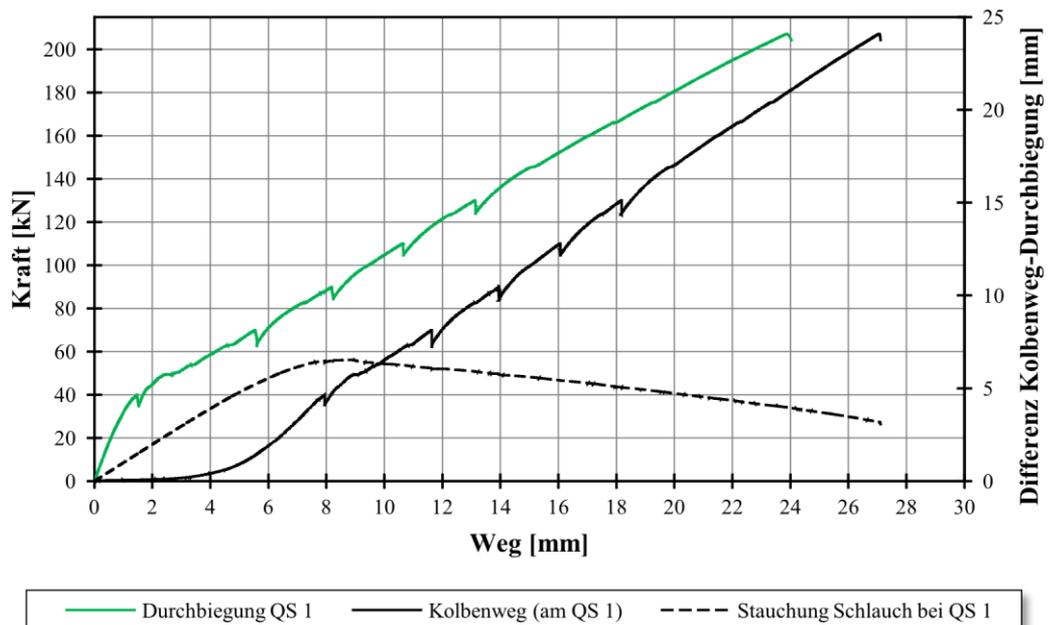
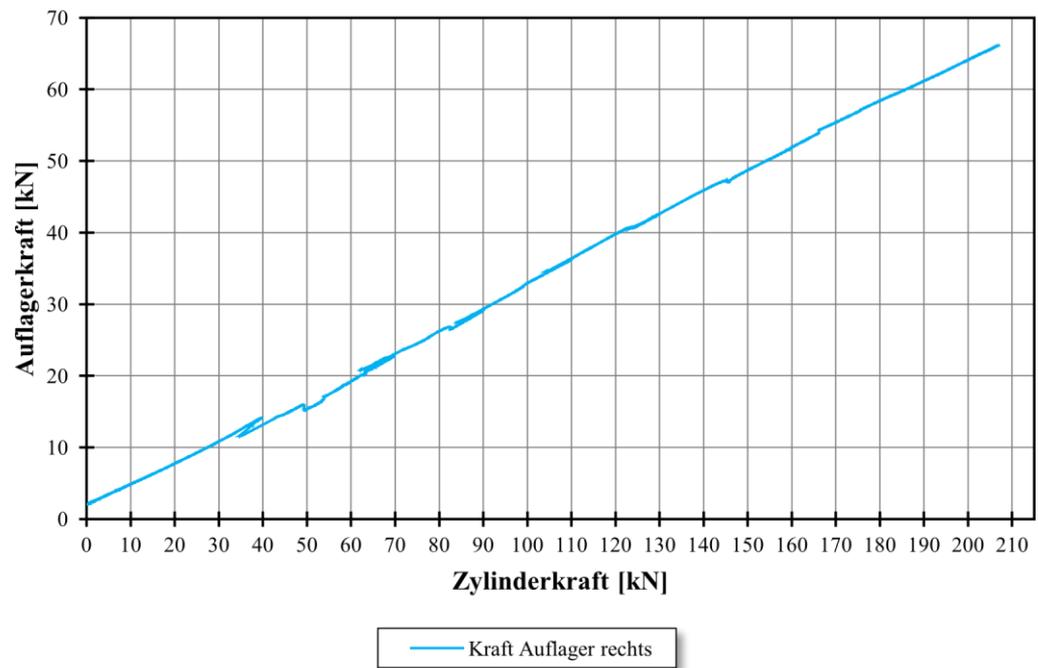
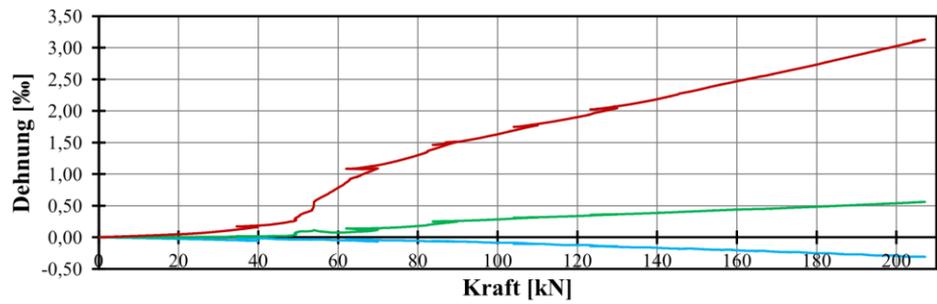
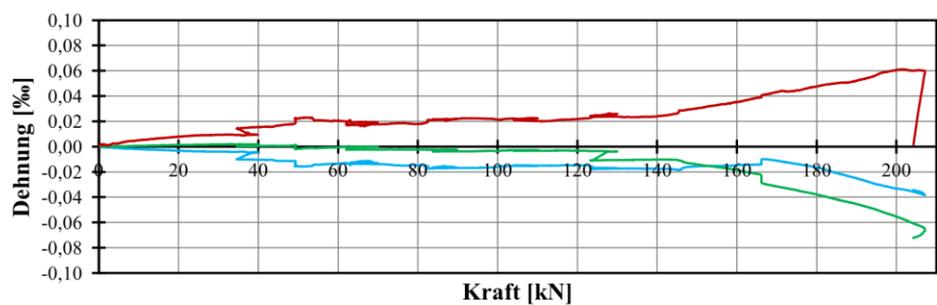


Bild C.47 SV-6 Kraft-Wegdiagramme

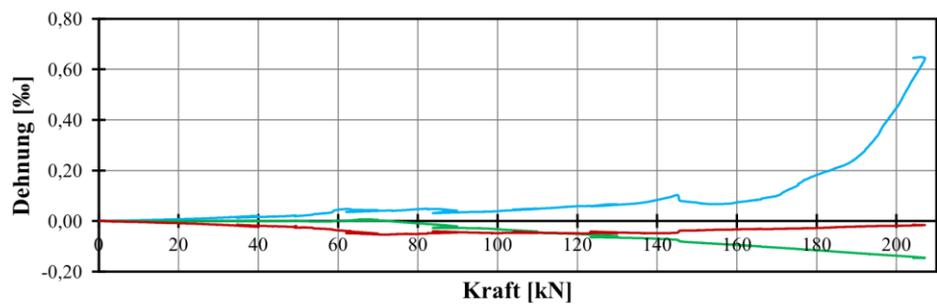
**Auflagerkraft rechts in Abhängigkeit der Zylinderkraft****Bild C.48** SV-6 Auflagerkraft rechts in Abhängigkeit der Zylinderkraft

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 1**

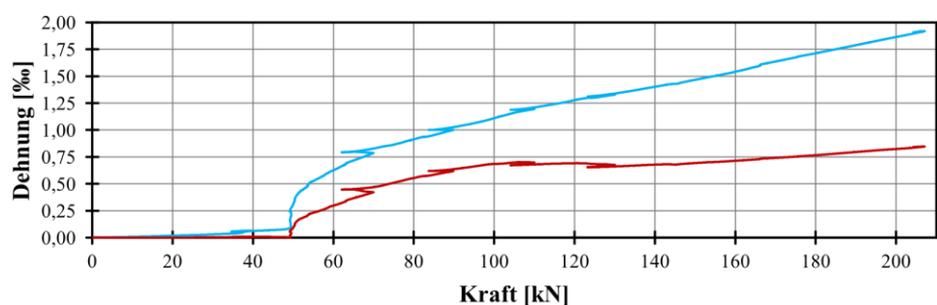
— Kanal 7 — Kanal 11 — Kanal 14

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 2**

— Kanal 6 — Kanal 10 — Kanal 13

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 3**

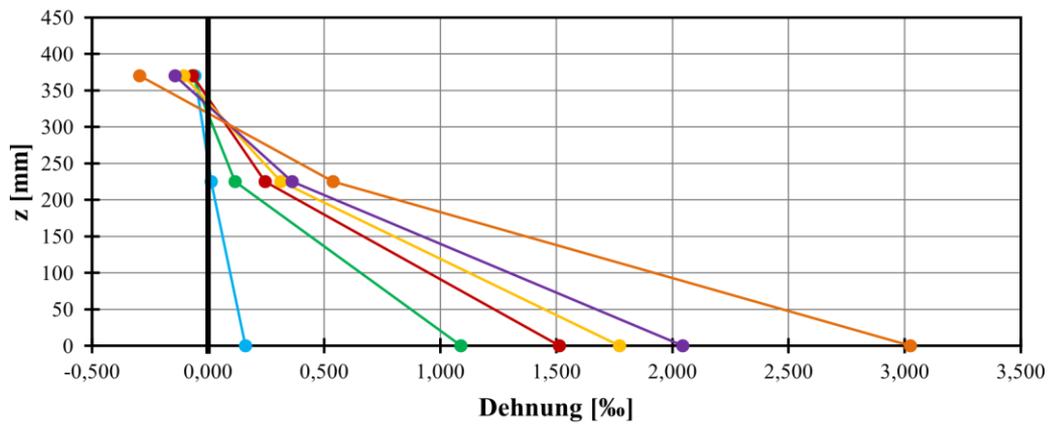
— Kanal 5 — Kanal 9 — Kanal 12

**Kraft-Dehnungsdiagramm QS 4**

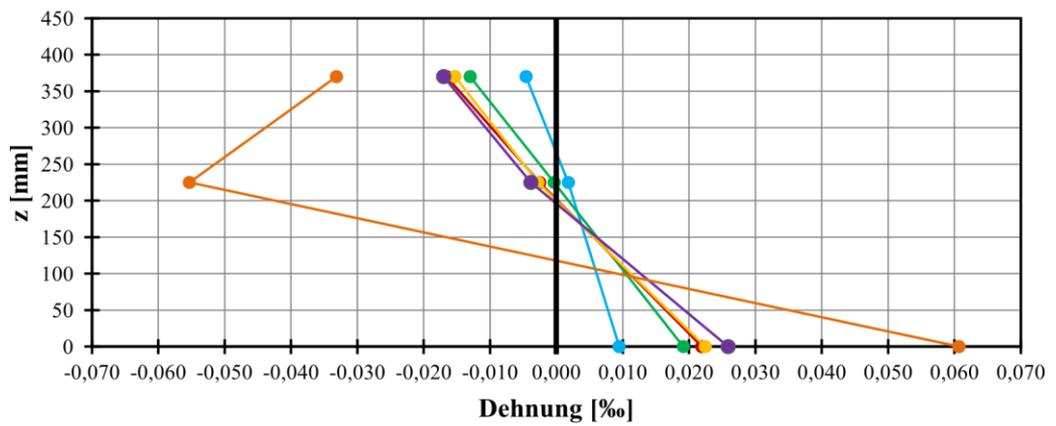
— Kanal 4 — Kanal 8

**Bild C.49 SV-6 Kraft-Dehnungsdiagramme**

## Dehnungsebenen QS 1



## Dehnungsebenen QS 2



## Dehnungsebenen QS 3

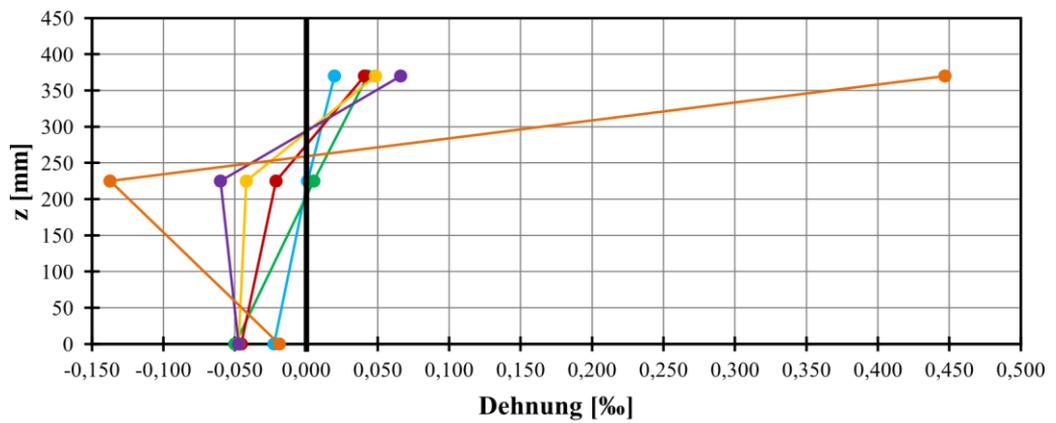


Bild C.50 SV-6 Dehnungsebenen

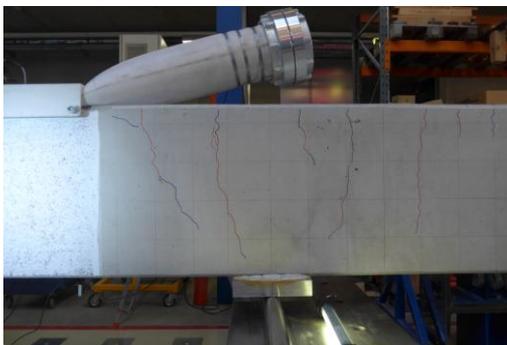
### C.10.3 Bilder Versuchsdurchführung



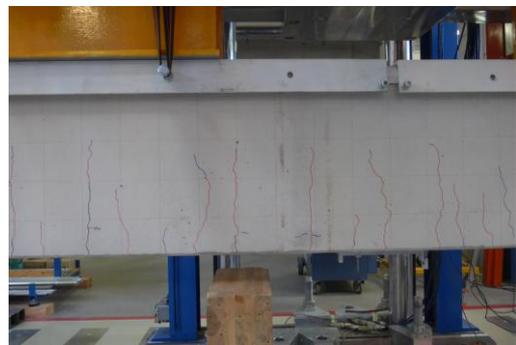
Übersicht Versuchsaufbau - Vorderseite



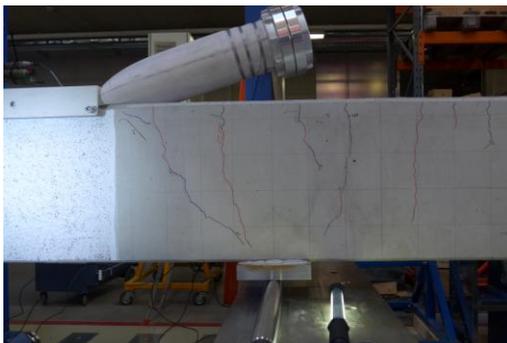
Kraftmessdose am Auflager „rechts“ - Ansicht Rückseite



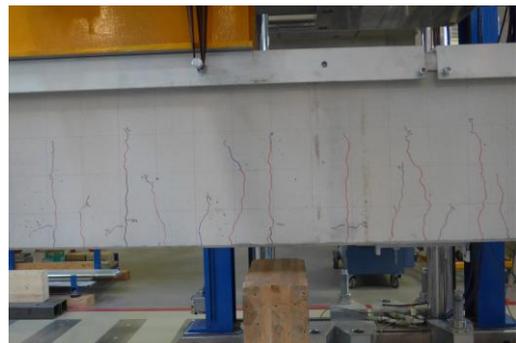
Last 90 kN - Ansicht Vorderseite Auflager Mitte



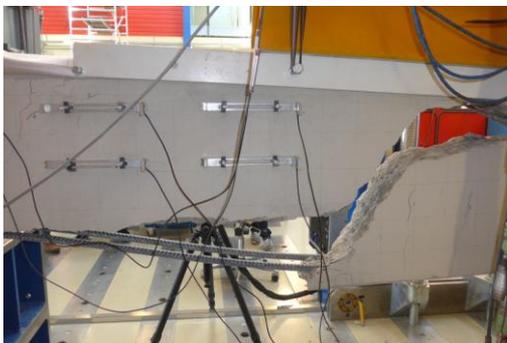
Last 90 kN - Ansicht Vorderseite Feldmitte



Last 130 kN - Ansicht Vorderseite Auflager Mitte



Last 130 kN - Ansicht Vorderseite Feldmitte



Bruchzustand - Ansicht Rückseite



Bruchzustand - Ansicht Vorderseite