Effiziente konstruktive Durchbildung von Rahmenecken in Stahlbeton

Hochschule Luzern
Technik & Architektur

Prof. Dr. Daniel Heinzmann
Prof. Dr. Karel Thoma
Andreas Jäger
Heinz Stalder

cemsuisse-Projekt 201601 - Januar 2019

Diese Forschungsarbeit wurde durch **cemsuisse**,Verband der Schweizerischen Cementindustrie mitfinanziert

Vorwort cemsuisse Forschungsförderung

Die cemsuisse Forschungsförderung unterstützt Forschungsprojekte im Bereich der Betonanwendung, welche von kompetenten Forschergruppen an cemsuisse herangetragen werden. Mit der proaktiven Forschungsförderung definiert cemsuisse zudem Forschungsprojekte von spezifischem Interesse und trägt diese an kompetente Forschergruppen heran oder schreibt sie öffentlich aus. Die Projektnehmer werden jeweils von einer Begleitgruppe aus cemsuisse-Vertretern fachlich unterstützt.

Dr. Martin Tschan, Leiter Umwelt, Technik, Wissenschaft, cemsuisse

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**

1.1 Hintergrund 1

1.2 Problemstellung 2

1.3 Stand der Forschung 3

1.3.1 Effiziente konstruktive Durchbildung von Rahmenecken 5

1.4 Zielsetzung 7

2 Versuchskörper **9**

2.1 Geometrie 9

2.2 Bewehrung 12

2.2.1 Versuch 1 14

2.2.2 Versuch 2 16

2.2.3 Versuch 3 18

2.2.4 Versuch 4 20

2.2.5 Versuch 5 22

2.2.6 Versuch 6 24

2.3 Herstellung 26

2.4 Baustoffe 27

2.4.1 Beton 27

2.4.2 Stahl 30

3 Versuchsdurchführung **43**

3.1 Versuchsanlage 43

3.2 Messungen 48

3.2.1 Dehnungsmesser 48

3.2.2 Deformetermessungen 50

3.2.3 Digital Image Correlation (DIC-Messungen) 52

3.3 Versuchsablauf 54

4 Versuchsresultate **59**

4.1 Versuch 1 59

4.2 Versuch 2 70

4.3 Versuch 3 81

4.4 Versuch 4 86

4.5 Versuch 5 90

4.6 Versuch 6 95

5 Zusammenfassung und Interpretation **105**

5.1 Ausblick 107

Anhang A Prüfprotokolle Stahl Gerlafingen AG **109**

Literaturverzeichnis **117**

Bezeichnungen **119**

1 Einleitung

Im Rahmen des Forschungsprojektes „effiziente Durchbildung von Rahmenecken in Stahlbeton“ wurden sechs Versuche an Rahmenecken durchgeführt werden. Das Projekt ist finanziert vom Verband der schweizerischen Cementindustrie CemSuisse mit einer Co-Finanzierung der RUWA Drahtschweisswerke AG in Sumiswald.

1.1 Hintergrund

Eine grundlegende Charakteristik der Stahlbetonbauweise ist die Möglichkeit, flächige Bauteile wie Scheiben und Platten praktisch beliebig zu Tragwerken zusammenzufügen. Die daraus resultierenden Übergänge oder Schnittstellen werden als Rahmenecken bezeichnet. Bild 1.1 zeigt beispielhaft das mannigfaltige Vorkommen von Rahmenecken im Hoch-, Tief- und Brückenbau.

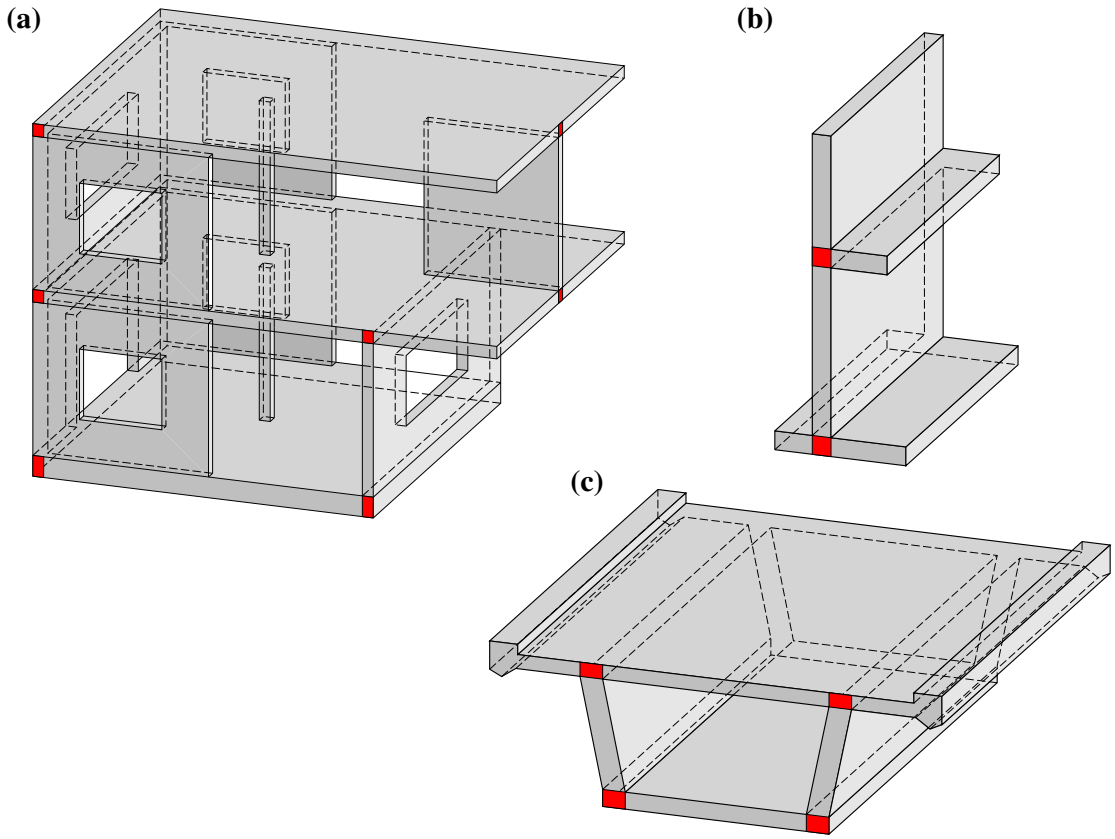


Bild 1.1: Beispiele von Rahmenecken (rot markiert) in Stahlbeton: (a) Typischer Hochbau; (b) Stützmauer; (c) Brückenträger.

Die Rahmenecken sind häufig stark beansprucht, müssen sorgsam bemessen und aufgrund der beschränkten Platzverhältnisse detailliert konstruktiv durchgebildet werden. Neben Normalkraft- und

Querkraftbeanspruchung erfahren Rahmenecken primär Beanspruchungen in Form von Biegung als schliessendes und öffnendes Moment, Bild 1.2(b).

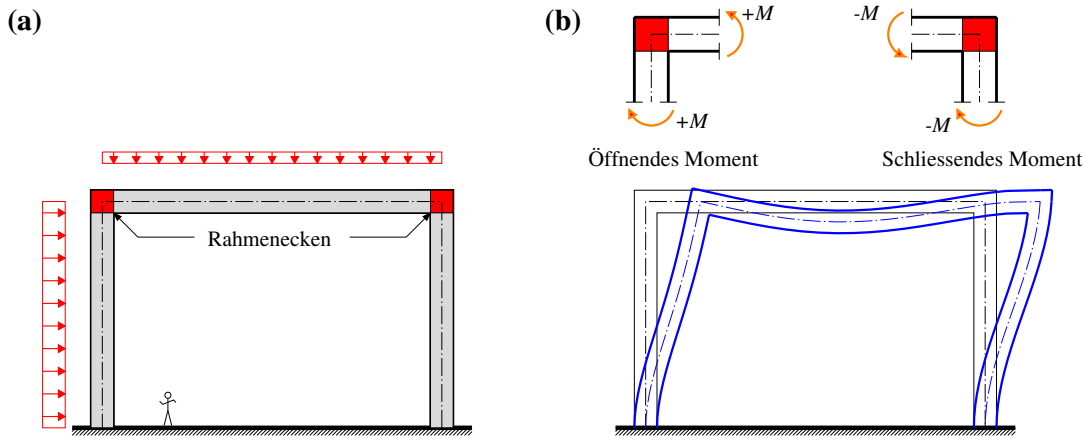


Bild 1.2: Beanspruchung Rahmenecken: (a) Rahmenkonstruktion mit Einwirkungen; (b) zugehörige Verformungsfigur und Beanspruchung der Rahmenecken.

1.2 Problemstellung

Bild 1.3(a) stellt eine Rahmenecke als Wand-Deckenanschluss dar mit der üblichen Anordnung der Arbeitsfuge sowie der Wandschalung. Für eine kraftschlüssige Verbindung bezüglich öffnender Momentenbeanspruchung sind in Bild 1.3(b) resp. (c) mögliche konstruktive Durchbildungen der Bewehrung dargestellt. Für schliessende Momentenbeanspruchung sind diese in Bild 1.3(d) bis (f) aufgezeigt.

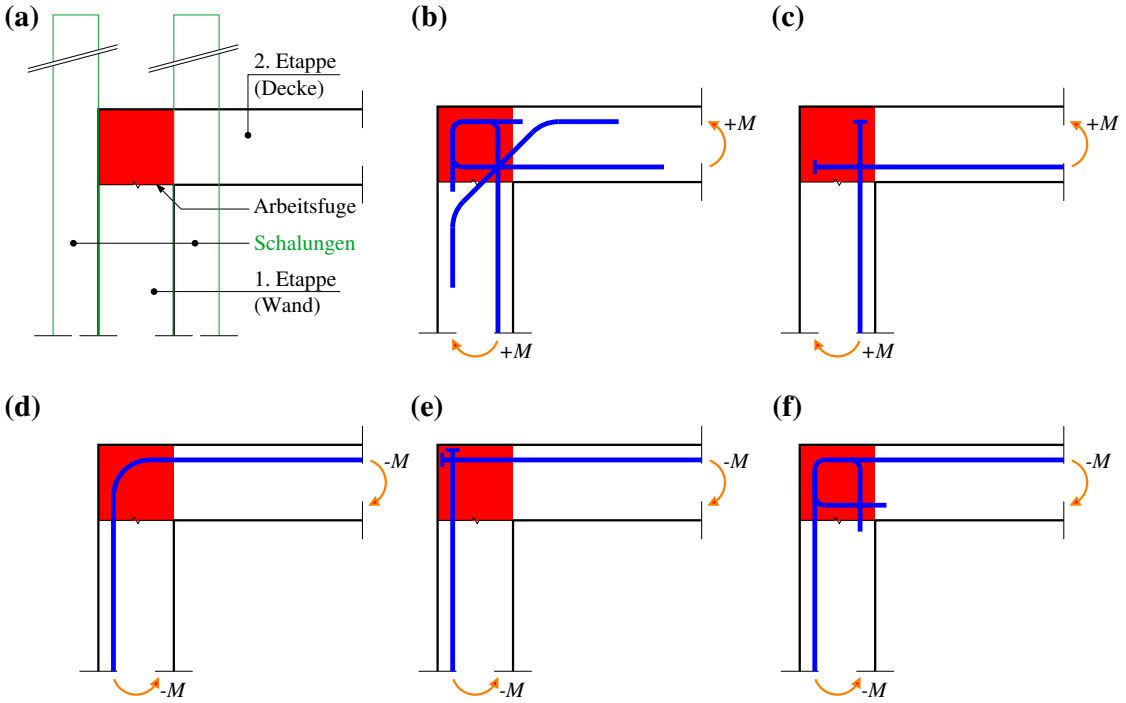


Bild 1.3: Beispiel Rahmenecke als Wand-Deckenanschluss: (a) Etappierung und Schalung; (b). (c) mögliche konstruktive Durchbildung für öffnendes Moment; (d) bis (f) mögliche konstruktive Durchbildung für schliessendes Moment.

Wände werden häufig mit Hilfe von grossflächigen Systemschalungen betoniert, 1.3(a). Diese Schalungen stehen in Konflikt mit der Bewehrungsführung gemäss Bild 1.3(b) resp. (d). Als Alternative stehen Bewehrungen mit Endverankerungsplatten zur Verfügung, welche im Vergleich zu konventioneller Bewehrung höhere Kosten verursachen, Bild 1.3(c) und (e). Eine einfache und günstige Bewehrungsführung ist in Bild 1.3(f) veranschaulicht. Diese Bewehrung ist aufgrund der Abbiegeradien auf kleine Durchmesser der Bewehrungseisen und dementsprechend auf mässig beanspruchte Rahmenecken beschränkt.

Treten in den Rahmenecken Wechselbeanspruchungen zwischen öffnendem und schliessendem Moment auf, sind die Bewehrungen in Bild 1.3 zu überlagern, was die Platzverhältnisse zusätzlich einschränkt und mit den Längsbewehrungen in Konflikt stehen.

Vergleichbare Problemstellungen wie am Beispiel des Wand- und Deckenanschlusses treten auch in anderen Rahmenecken der Stahlbetonbauweise auf, Bild 1.1. Im nachfolgenden Kapitel 1.3 wird auf die Tragwiderstände der verschiedenen Bewehrungslayouts eingegangen.

1.3 Stand der Forschung

In verschiedenen Forschungsgruppen wurden bereits Versuche zu Rahmenecken mit öffnender und/oder schliessender Momentenbeanspruchung durchgeführt, Skettrup et al [9], Stucki und Thürlimann [11], Luo et al [5], Johannsson [3]. Eine umfassende Datenbank von Versuchen ist in Campana et al. [1] enthalten.

Nilsson und Losberg [8] zeigen mit ihren Versuchsresultaten (Bild 1.4) anschaulich die wesentlichen Einflussparameter und Zielgrössen am Beispiel für öffnende Momentenbeanspruchung. Bei einer effizienten konstruktiven Durchbildung der Rahmenecke übertrifft der Biegetragwiderstand M_{RU} der Rahmenecke den rechnerischen Biegewiderstand M_U der angeschlossenen Bauteile, $M_{RU}/M_U \geq$

100% in Bild 1.4. Dieses Ziel wurde in den Versuchen von Nilsson und Losberg (1976) ausschliesslich mit zusätzlichen diagonalen Bewehrungseisen erreicht, Bild 1.3(b). Sämtliche anderen Bewehrungslayouts konnten den Tragwiderstand der angeschlossenen Bauteile nicht vollumfänglich ausnutzen. In Bild 1.4 ist zudem der Einfluss der abnehmenden Effizienz bei zunehmendem mechanischem Bewehrungsgehalt $\omega = (a_s \cdot f_s)/(d \cdot f_c)$ ersichtlich.

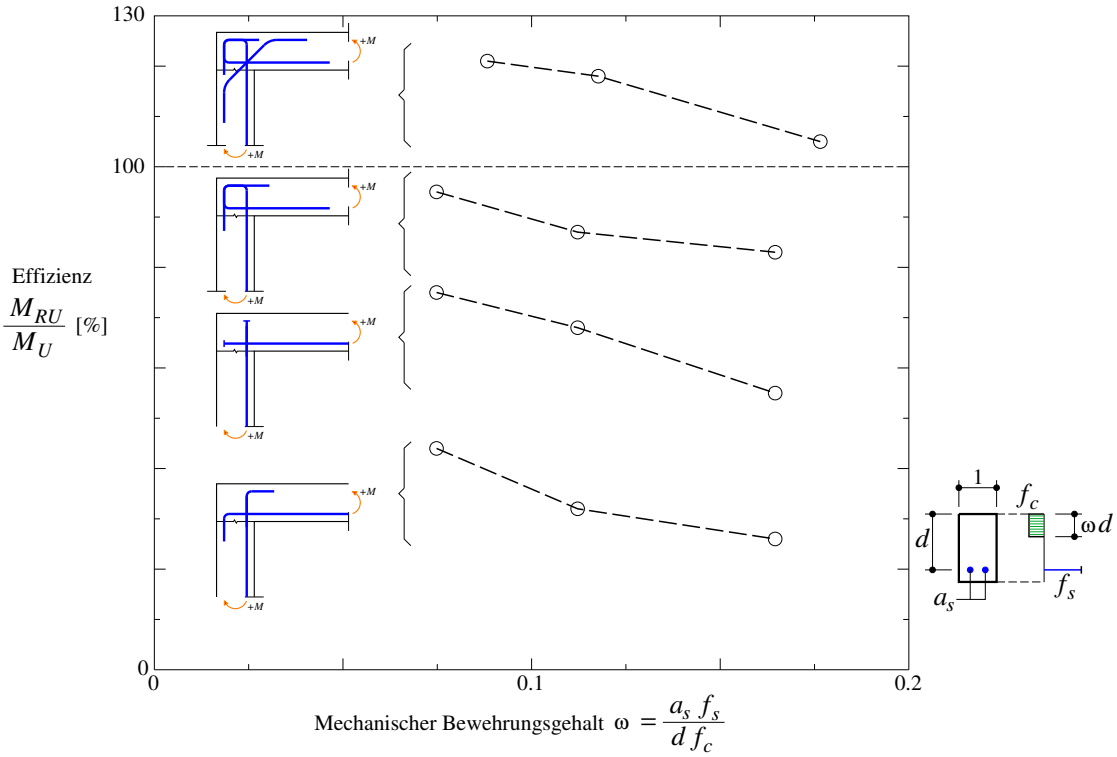


Bild 1.4: Versuche an Rahmenecken mit öffnender Momentenbeanspruchung [Nilsson und Losberg [8]].

Bild 1.5 zeigt dasselbe Verhalten für T-förmige Rahmenecken unter Momentenbeanspruchung mit baupraktischem Bezug auf den Stützmauerfuss in Bild 1.1(b).

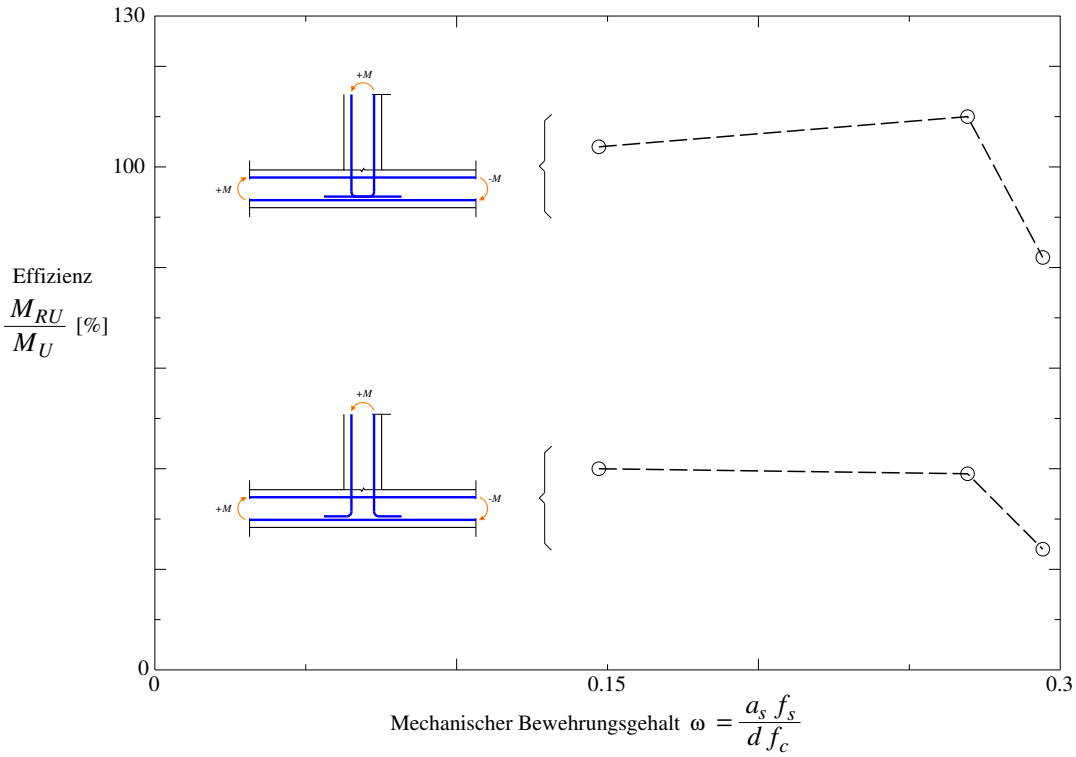


Bild 1.5: Versuche an T-förmigen Rahmenecken mit vorwiegend Momentenbeanspruchung [Nilsson und Losberg [8]].

Eine umfassende Übersicht von Versuchen inkl. Nachrechnung für schliessende Momentenbeanspruchung ist in Minder [6] als Teil einer Masterarbeit an der Hochschule Luzern, Technik & Architektur aufgeführt.

1.3.1 Effiziente konstruktive Durchbildung von Rahmenecken

Ein effizientes Bewehrungslayout für Rahmenecken nach Muttoni et al. [7] ist in Bild 1.6(a) aufgezeigt. Die Biegezugbewehrung bedarf dabei keiner Umlenkung in der Rahmenecke und muss darüber hinaus nicht verankert werden. Innerhalb der Rahmenecke wird eine kreuzweise verteilte Bügelbewehrung verlegt. Aufbauend auf den Überlegungen von Muttoni et al. [7] wurden an der Technischen Universität in Graz zwei Diplomarbeiten [Serban [9], Luiki [4]] durchgeführt mit entsprechenden Bewehrungslayouts gemäss Bild 1.6(b). Die beiden Diplomarbeiten sind leider wissenschaftlich wenig aussagekräftig, da die Messresultate grösstenteils nicht ausgewertet und auch nicht publiziert wurden. Dennoch erlauben die insgesamt zehn Versuche mit effizientem Bewehrungslayout unter öffnender und schliessender Momentenbeanspruchung folgende Rückschlüsse:

- bei den üblicherweise konstruktiv komplexeren Rahmenecken mit öffnender Momentenbeanspruchung konnte der Biegewiderstand der angeschlossenen Bauteile vollständig über die Rahmenecke übertragen werden
- bei Rahmenecken mit schliessender Momentenbeanspruchung wurde teilweise ein Verbundversagen der verankerten Biegezugbewehrung beobachtet.

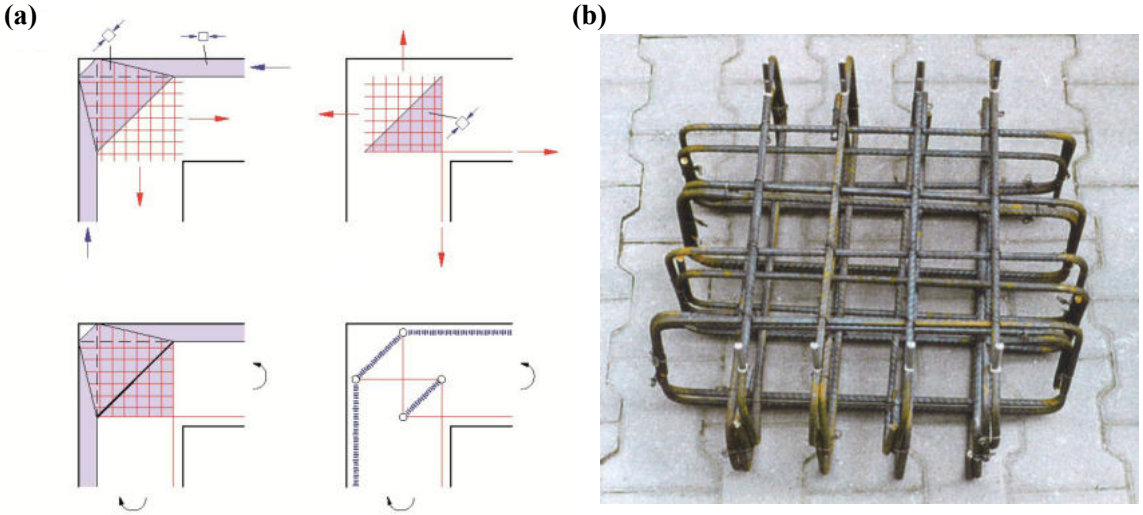


Bild 1.6: Effiziente konstruktive Durchbildung: (a) Muttoni et al. [7]; (b) Bewehrungskorb für Rahmenecke TU Graz [Serban [9]].

Die Bemessung des effizienten Bewehrungslayouts kann auf Grundlage des Stringer-Tafelmodells [Heinzmann [2]] erfolgen. An der Hochschule Luzern, Technik & Architektur sind im Sommer 2015 zwei Versuche an Rahmenecken in Stahl resp. Stahlbeton mit schliessender Momentenbeanspruchung durchgeführt worden, [Minder et al. [6]]. Diese Versuche wurden im Rahmen von Studierendenversuche für die Vorlesungen Stahlbau und Stahlbetonbau konzipiert und finanziert.

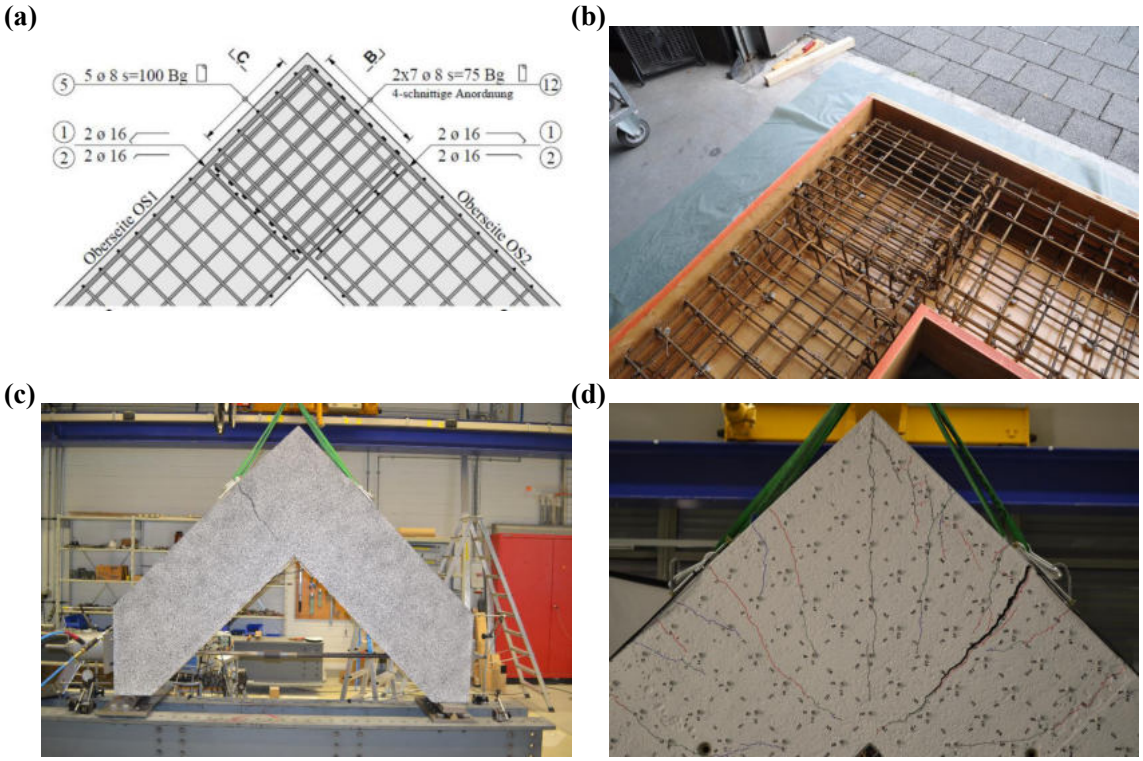


Bild 1.7: Studierendenversuch HSLU [Minder et al. [6]]: (a) Bewehrungsskizze; (b) konstruktive Durchbildung; (c) Versuchsstand; (d) Bruchbild.

Das Bruchbild in Bild 1.7(d) zeigt ein Versagen der Verankerung der Biegezugbewehrung und bestätigt die Beobachtungen an den Versuchen der TU in Graz.

Mit einer verfeinerten konstruktiven Durchbildung des effizienten Bewehrungslayouts sollte ein Versagen der Verankerung der Biegezugbewehrung verhindert werden können. Für das effiziente Bewehrungslayout besteht demnach ein ausgewiesener Forschungsbedarf, der die Möglichkeiten und Grenzen dieser wirtschaftlich interessanten, konstruktiven Durchbildung aufzeigt.

1.4 Zielsetzung

Zielsetzung für das Forschungsprojekt

Mit Bauteilversuchen soll das Trag- und Verformungsverhalten, die Bemessung und die konstruktive Durchbildung des effizienten Bewehrungslayouts gemäss Bild 1.8 für Rahmenecken mit folgenden Randbedingungen verifiziert werden:

- Rahmenecken mit vorwiegend Biegebeanspruchung
- sowohl öffnende als auch schliessende Momentenbeanspruchung mit demselben Bewehrungslayout
- kostengünstiges und einfach zu verlegendes Bewehrungslayout
- für Grossflächenschalungen optimiertes Bewehrungslayout
- Erreichen des Tragwiderstands der angrenzenden Bauteile (Effizienz $M_{RU}/M_U \geq 100\%$)
- normaler ($\omega \approx 0.10$) und hoher ($\omega \approx 0.20$) Bewehrungsgehalt der Biegezugbewehrung

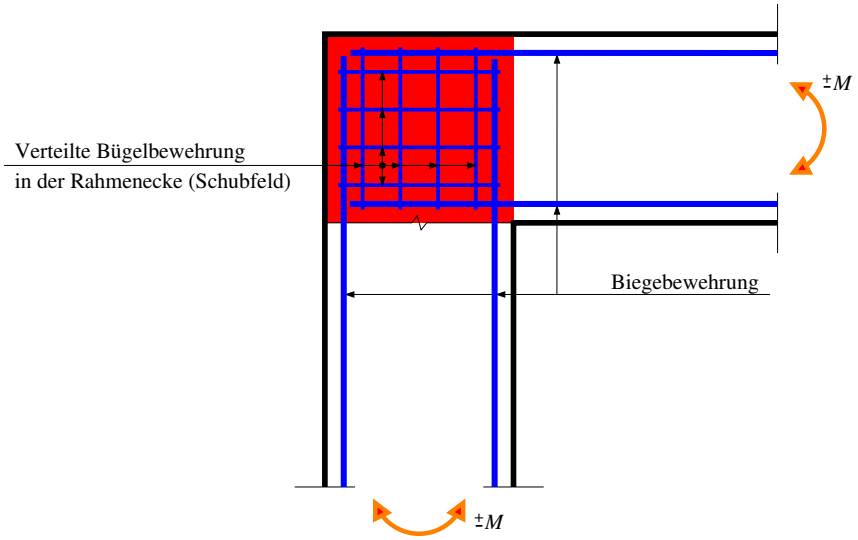


Bild 1.8: Effizientes Bewehrungslayout für Rahmenecken unter öffnender und schliessender Momentenbeanspruchung.

2 Versuchskörper

2.1 Geometrie

Die Abmessungen der Versuchskörper können den Bilder 2.1 und 2.3 entnommen werden. Der Querschnitt von h = 600 mm und b = 300 mm wird von Minder [6] übernommen. So kann die vorhandene Schalung wiederverwendet werden. Aufgrund der geplanten Versuche mit einem Bewehrungsgehalt ω von rund 0.2 und der maximalen Kraft F der eingesetzten Presse von 700kN, müssen die Schenkel des Versuchskörpers verlängert werden, um die benötigte Momentenbelastung der Rahmenecke zu erreichen. Ein limitierendes Element stellt der Prüfrahmen des CCKI der Hochschule Luzern Technik & Architektur dar, dessen lichte Höhe 2.6 m beträgt.

Der Hohlkolbenzylinder wird jeweils an eine in den Versuchskörper einbetonierte, um 90° abgewinkelte Stahlplatte aus Baustahl S235 angeschraubt (Bilder 2.2 und 2.4). An die Stahlplatte werden Stahlbaumuttern angeschweisst und vor dem Betonieren abgeklebt, sodass das Gewinde nach dem Betonieren von aussen verwendet werden kann. Die Stahlplatte fungiert somit einerseits als Befestigung für den Hohlkolbenzylinder und andererseits als Auflager für die Eigenlasten des Probekörpers auf dem Rollenlager. Für die Lasteinleitung der Versuche mit einer öffnenden Momentenbeanspruchung werden die Probekörper leicht angepasst (Bild 2.3).

Für die Durchführung der Zugstange werden rechteckige Kunststoffhüllrohre eingelegt. Diese gewährleisten einen genügend grossen Spielraum, sodass die Zugstange auch beim vollständig ausgefahrenen Zylinder nicht verklemmt wird. Die Innenabmessungen des Hüllrohres betragen 54 x 111 mm.

Für den Transport und das Aufheben der Versuchskörper werden Transportanker der Firma ancotech AG eingesetzt. Die Anordnung und die Typenbezeichnung können Bilder 2.1 und 2.3 entnommen werden.

	Einwirkung	Biegebewehrung	mechanischer Bewehrungsgehalt	angestrebter Versagensmechanismus
Versuch 1	schliessendes Moment	4 ø16	~0.08	Fliessen der
Versuch 2	schliessendes Moment	4 ø16	~0.08	Biegebewehrung
Versuch 3	schliessendes Momen	4 ø26	~0.2	vor Versagen der
Versuch 4	öffnendes Moment	2 ø30	~0.13	Betondruckzone,
Versuch 5	schliessendes Moment	2 ø30	~0.13	duktiler
Versuch 6	schliessendes Moment	2 ø30	~0.13	Bruch

Tabelle 2.1: Versuchsprogramm

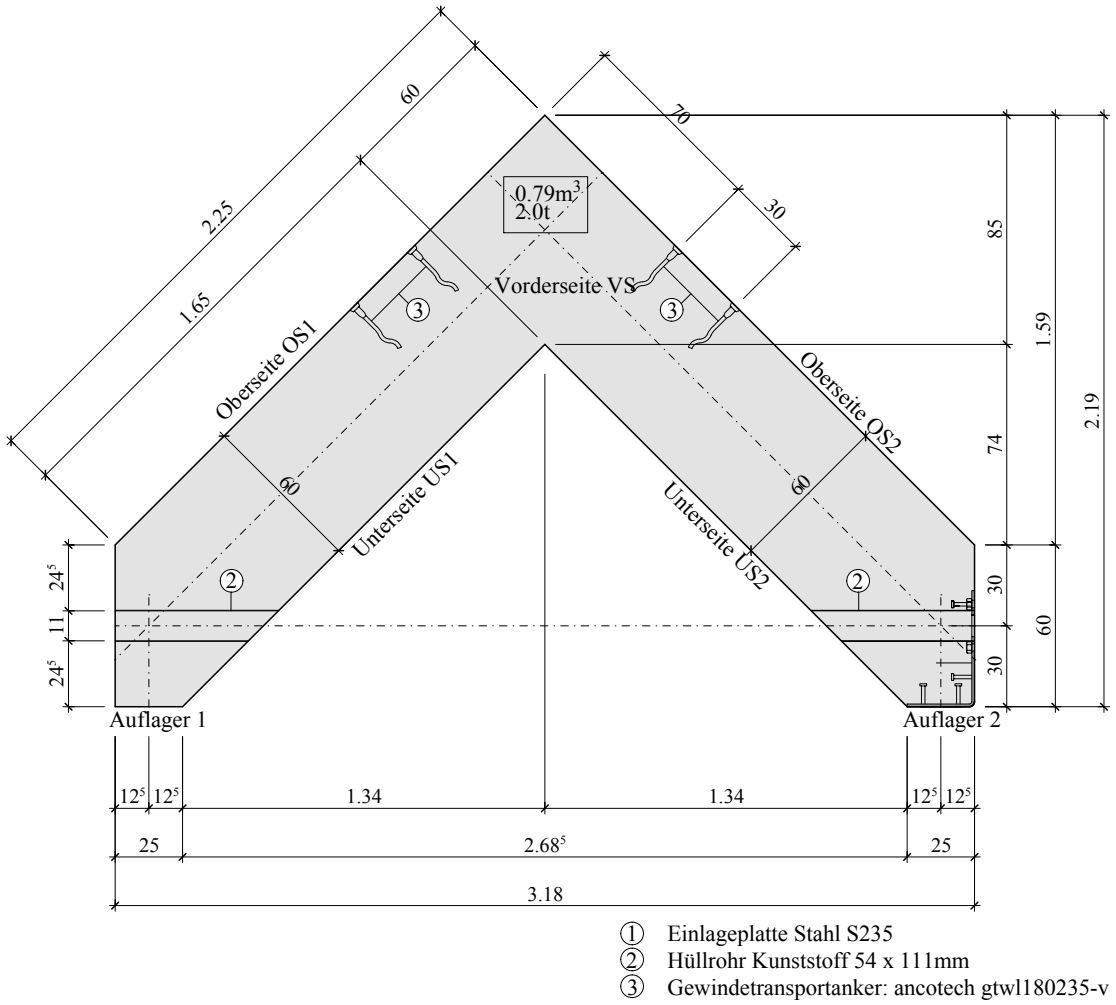


Bild 2.1: Geometrie Versuchskörper schliessendes Moment

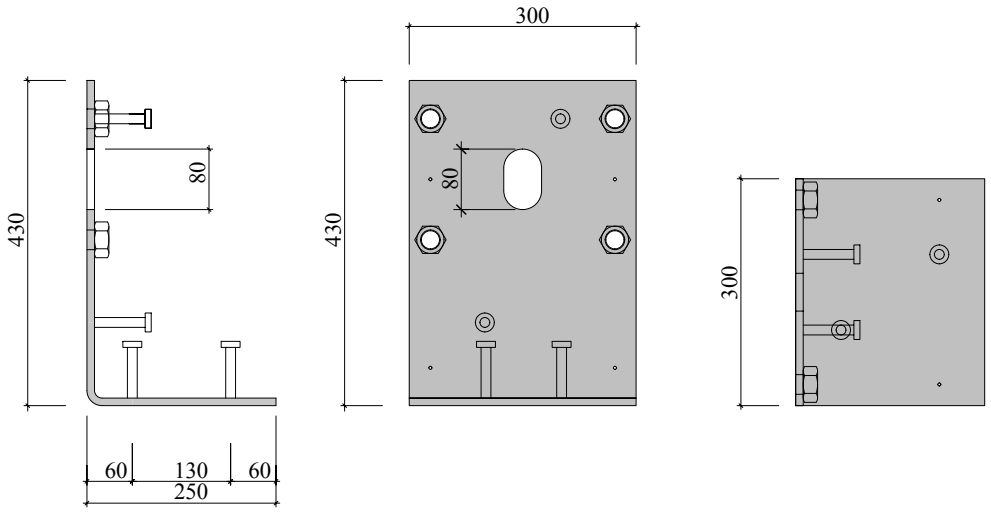


Bild 2.2: Einlageplatte schliessendes Moment

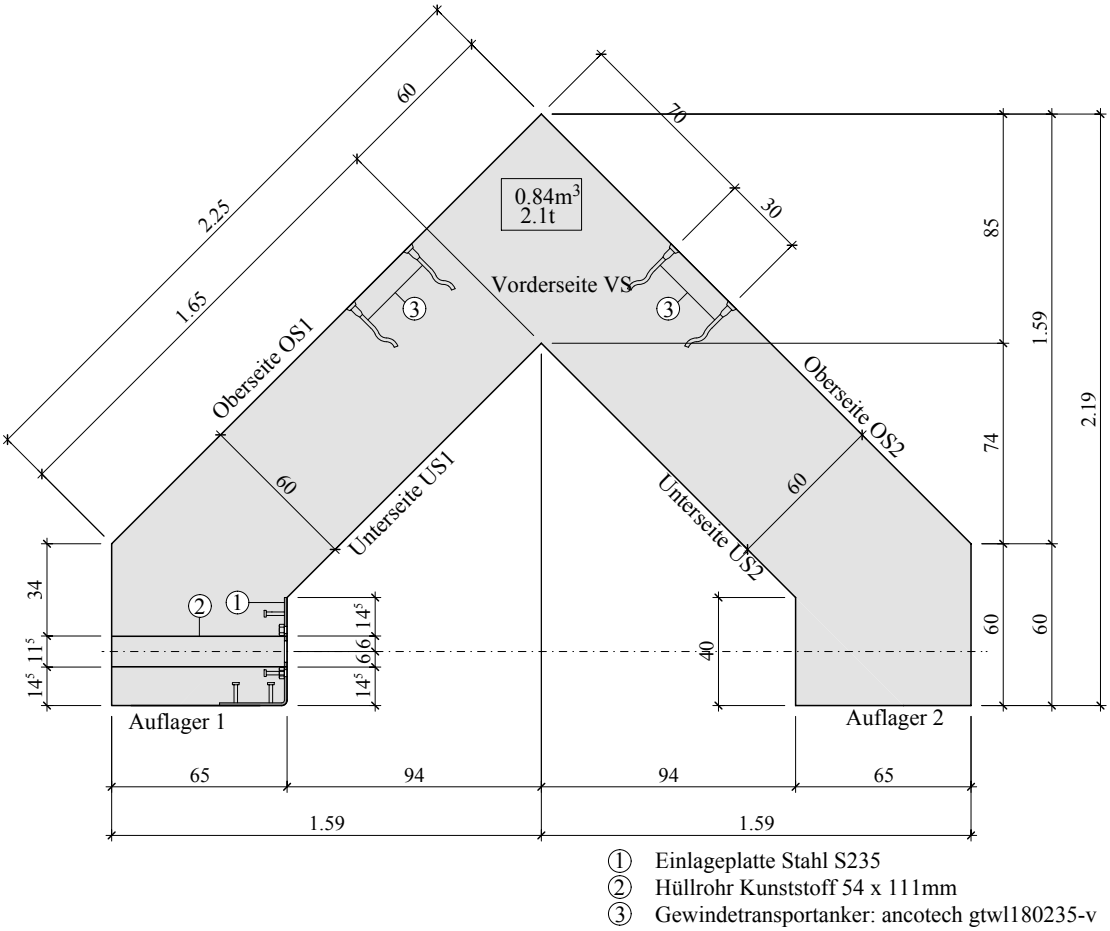


Bild 2.3: Geometrie Versuchskörper öffnendes Moment

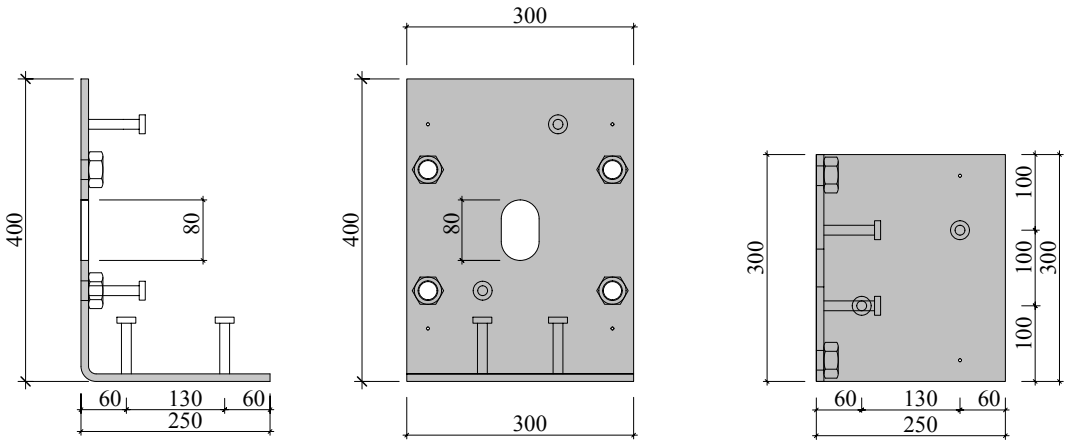


Bild 2.4: Einlageplatte öffnendes Moment

2.2 Bewehrung

Die Bemessung der einzelnen Probekörper wird mit einer Kombination aus Fachwerk-, Spannungsfeld- und Tafel-Stringermodellen durchgeführt. Die Kraftverläufe sind in den Bilder 2.5 und 2.6 zu entnehmen. Aus der Vorgabe der Bewehrungsgehalte von ω = 0.1 und ω = 0.2 (2.1) folgt eine Biegebewehrung von 4 ø16 mm, resp. 4 ø26 mm. Aufgrund dieser berechneten Bewehrungsquerschnitte werden die Bügel- und Schubfeldbewehrungen bemessen.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{su}}{b \cdot d \cdot f_{cc}} \tag{2.1}$$

	A_s $[mm^2]$	f_{cc} $[N/mm^2]$	f_{su} $[N/mm^2]$	b $[mm]$	d $[mm]$	ω
4 ø16 mm	804	40	620	300	550	0.08
4 ø26 mm	2124	40	620	300	550	0.20
2 ø30 mm	1410	40	620	300	550	0.13

Tabelle 2.2: Annahmen für die Berechnung des mechanischen Bewehrungsgehaltes ω

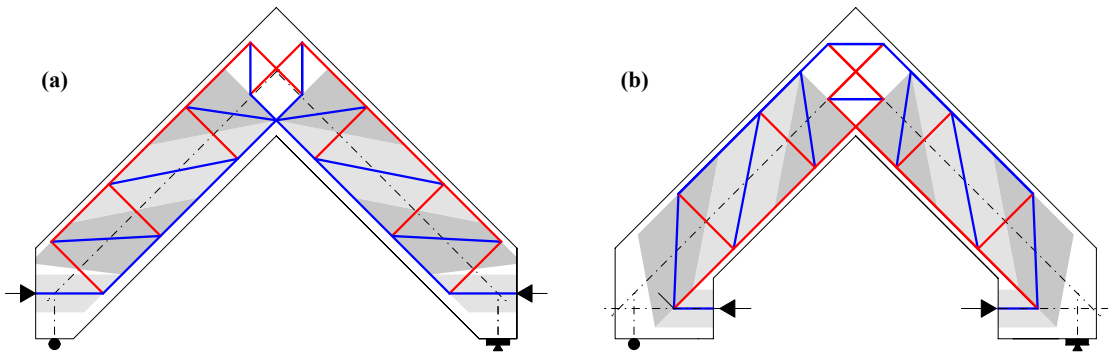


Bild 2.5: Fachwerkmodell (zugehörige Spannungsfelder grau hinterlegt): (a) schliessendes Moment; (b) öffnendes Moment

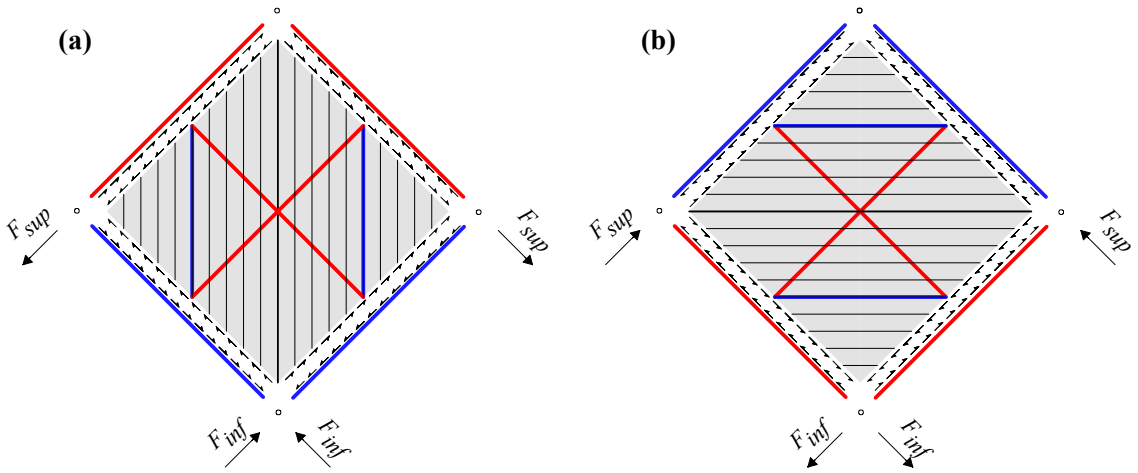


Bild 2.6: Kraftverlauf im Schubfeld: (a) schliessendes Moment; (b) öffnendes Moment

Die Längsbewehrung der Versuche mit $\omega = 0.1$ (Bilder 2.9 und 2.12) wird im Schubfeld nicht verankert, sondern wird jeweils stumpf gestossen. Der Kraftaufbau in der Längsbewehrung muss über Verbund erreicht werden. Bei den Versuchen mit $\omega = 0.2$ (V3), bzw. $\omega = 0.13$ (V4, V5) wird der Anteil der Längsbewehrung, der über die Länge von rund 50cm (innerer Hebelarm Balken) nicht über Verbund verankert werden kann, mit Bügeln abgedeckt, bzw. verankert (Bilder 2.15, 2.18 und 2.21). Das Schubfeld wird beim Versuch 1 (Referenzversuch schliessendes Moment) mit Netzen bewehrt, wobei pro Längsstab eine Lage Bewehrungsnetz (insgesamt 4 Lagen) eingesetzt wird (Bilder 2.7 bis 2.9). Ab dem Versuch 2 (Wiederholung Referenzversuch schliessendes Moment) werden ineinandergeschobene Bügel verwendet, sodass im Schubfeld in beide Richtungen eine Vierschnittigkeit erreicht werden kann und die Biegebewehrung gegenüber der Variante mit den Netzen des Versuch 1 steifer gehalten wird (Bilder 2.10 bis 2.12). Dabei wird beachtet, dass die Endhaken der Bügel immer auf der Seite des Balkens eingebaut werden, wo der Balken infolge Biegung auf Druck beansprucht wird.

Das Layout mit den Bügeln vom Versuch 2 wird für die folgenden Versuche V3 (2.13 bis 2.15), V4 (2.16 bis 2.18) und V5 (2.19 bis 2.21) beibehalten. Aufgrund des Ausreissen der Bewehrung bei V3, wird bei den Versuchen V4 und V5 auf eine Biegebewehrung von je 2 ø30 mm umgestellt. Es soll geprüft werden, ob sich dies vorteilhaft auf die Verankerung der Biegebewehrung auswirkt. Die Verankerungslänge wird wie folgt bestimmt:

$$F = 2 f_{ct} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l_{bd} \tag{2.2}$$

Die Bewehrungsüberdeckung beträgt bei allen Versuchen 2 cm.

2.2.1 Versuch 1

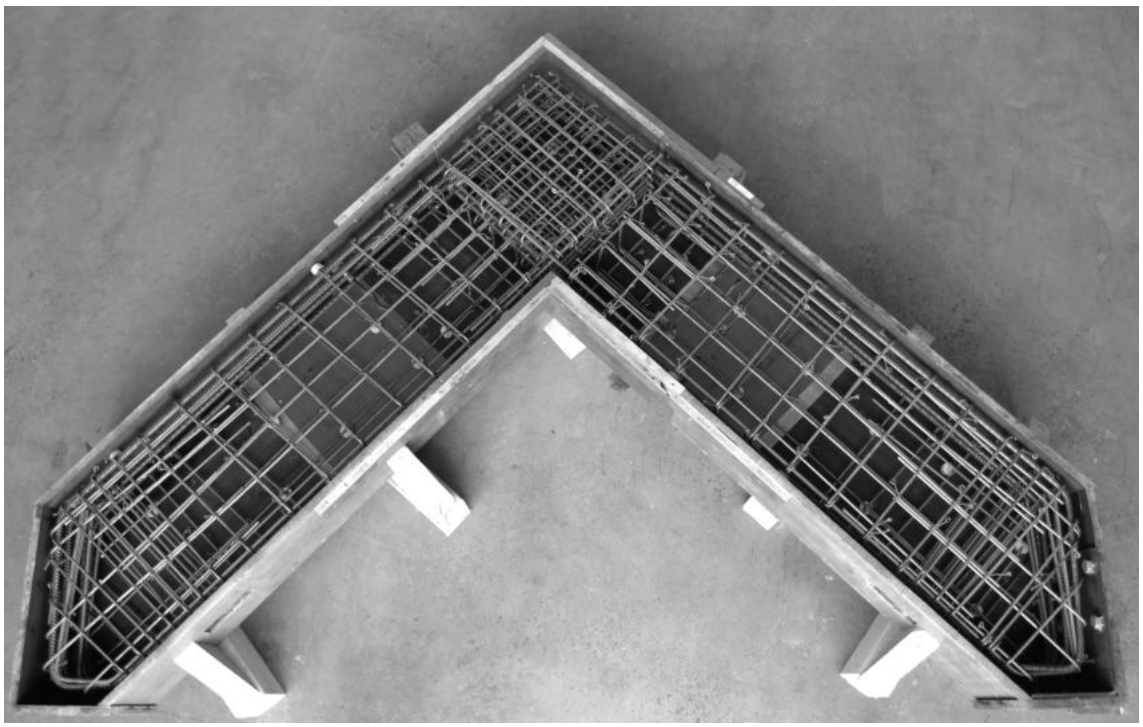
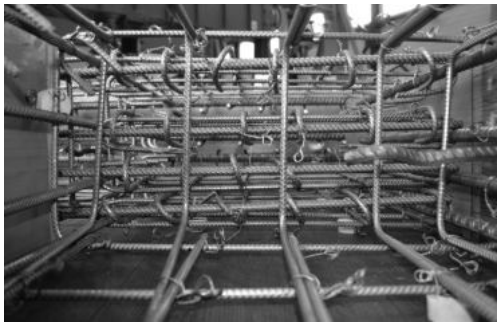
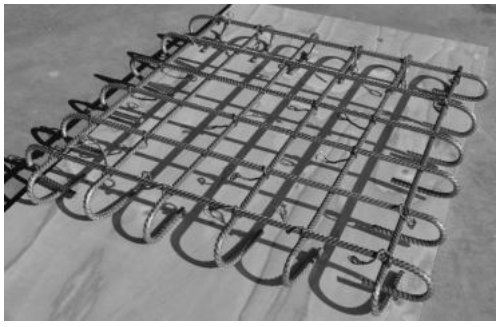


Bild 2.7: Übersicht Bewehrung Versuch 1

a)



b)



c)

d)

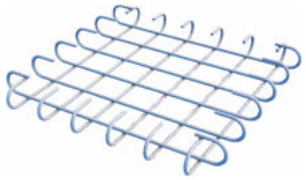


Bild 2.8: (a) Detail Lagen Netz Schubfeld, (b) Detail einer Lage, (c) Detail Schubfeld Rahmenecke, (d) Visualisierung einer Lage Bewehrungsnetz

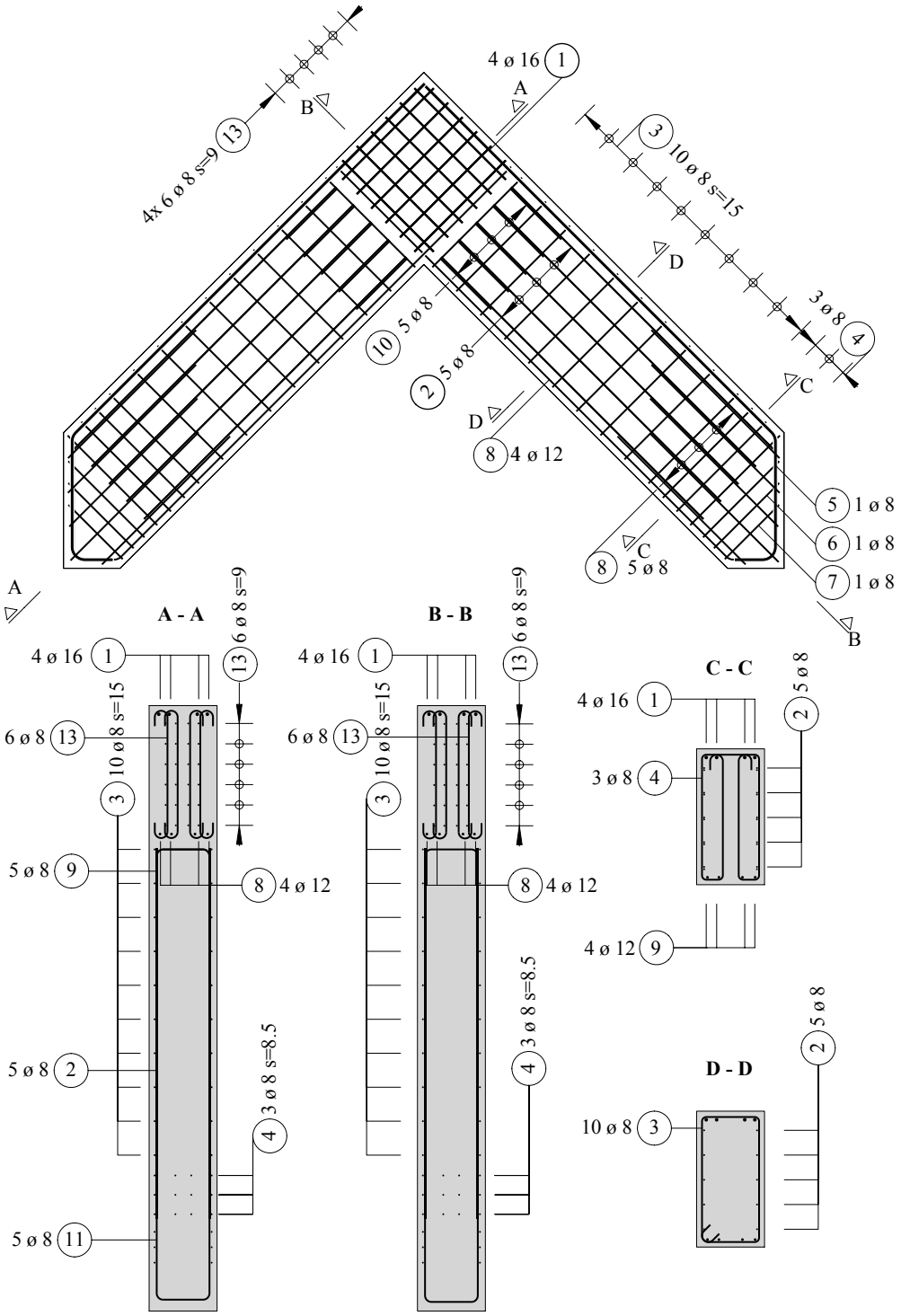


Bild 2.9: Bewehrungsplan Versuch 1

2.2.2 Versuch 2

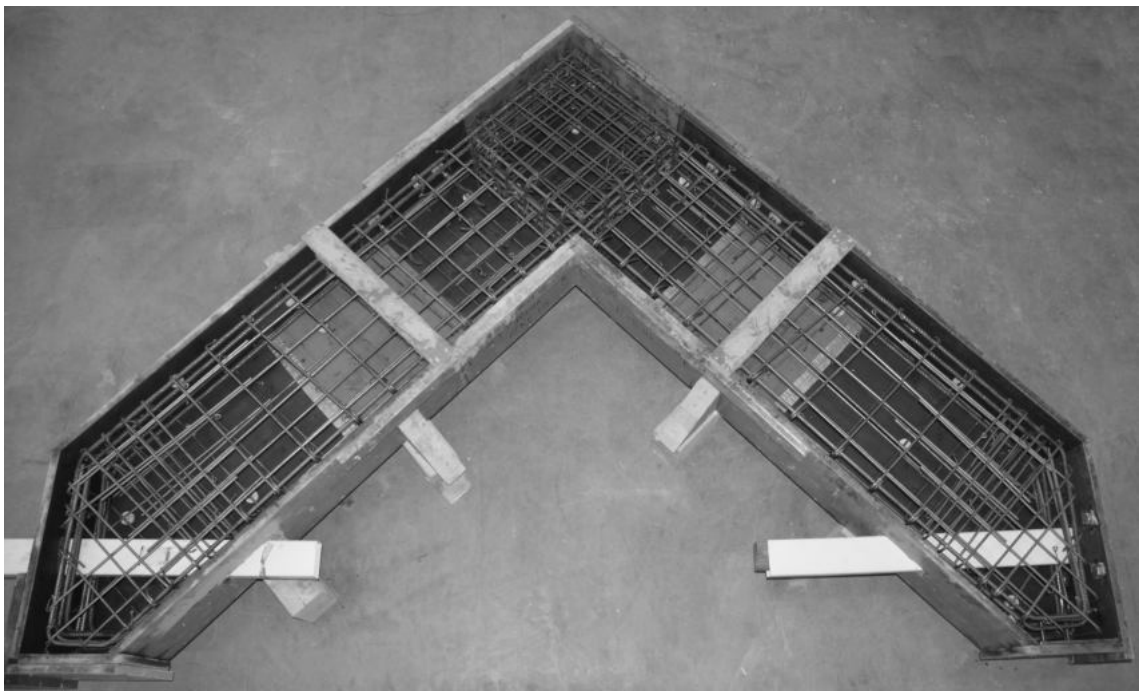
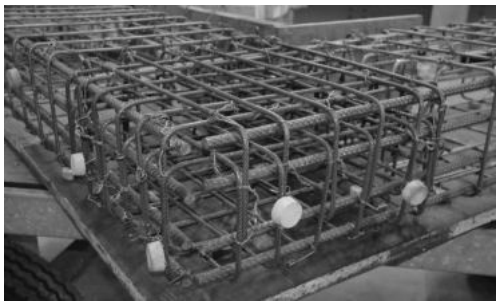


Bild 2.10: Übersicht Bewehrung Versuch 2

a)



b)

c)

d)

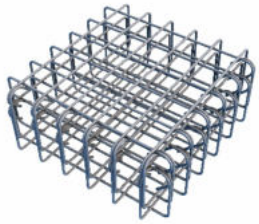


Bild 2.11: (a) Detail Biegebewehrung stumpf gestossen, (b) Detail Bügel Schubfeld, (c) Übersicht Bewehrung Schubfeld, (d) Visualisierung Bewehrung Schubfeld

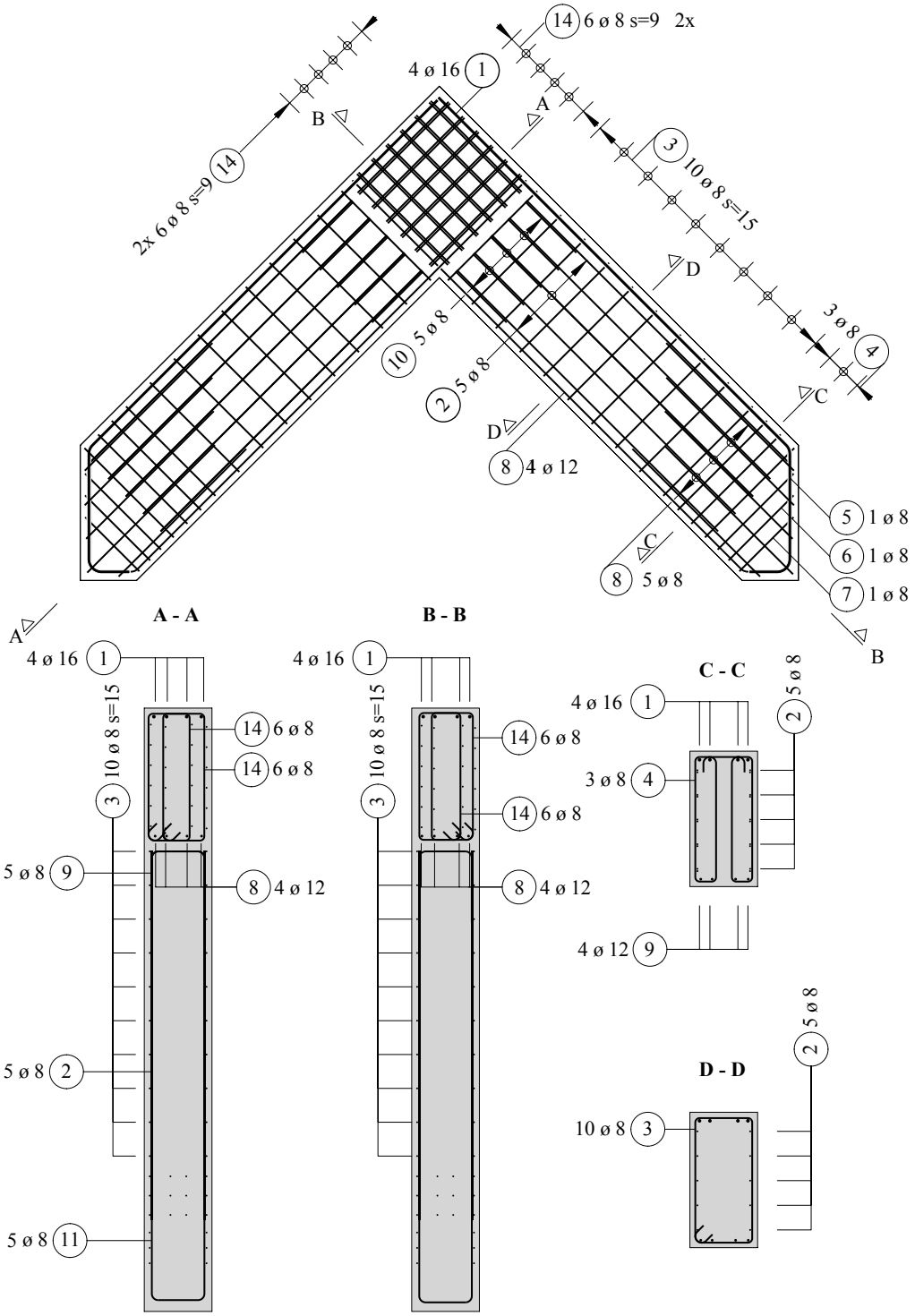


Bild 2.12: Bewehrungsplan Versuch 2

2.2.3 Versuch 3

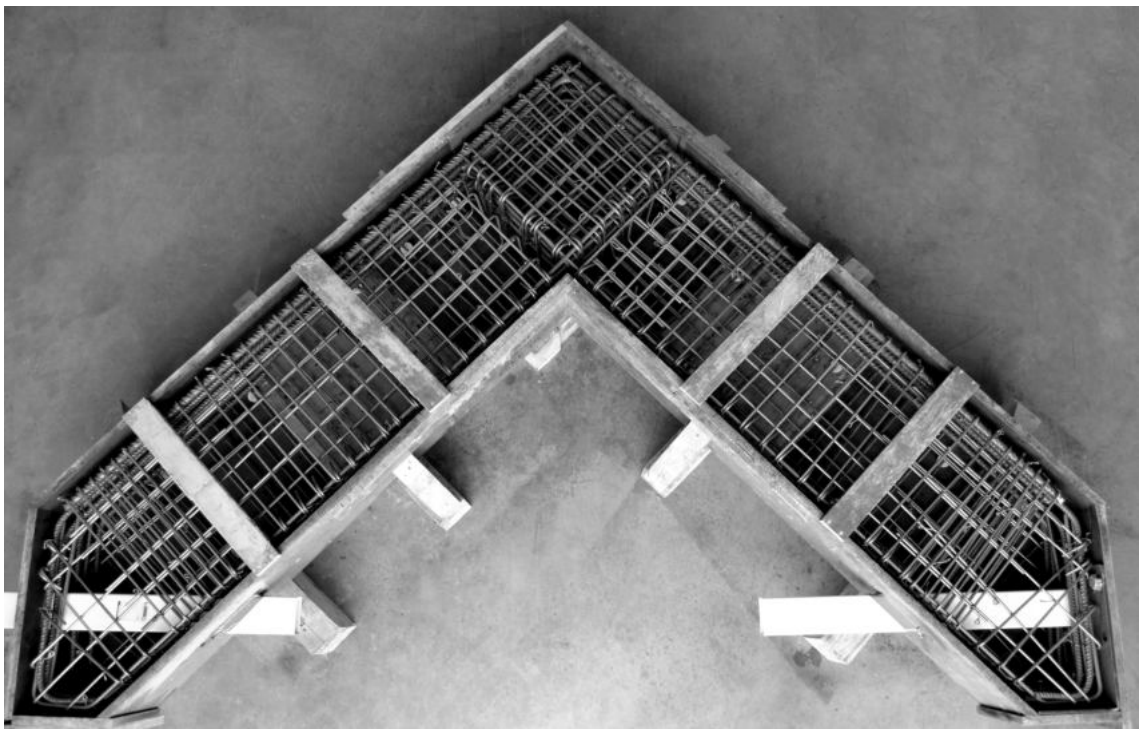
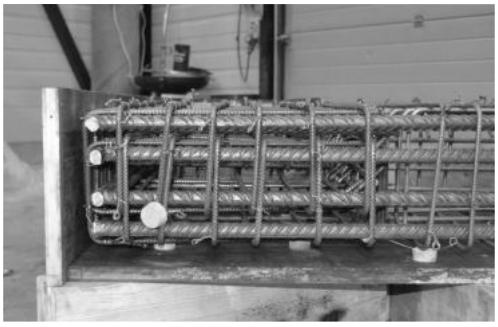
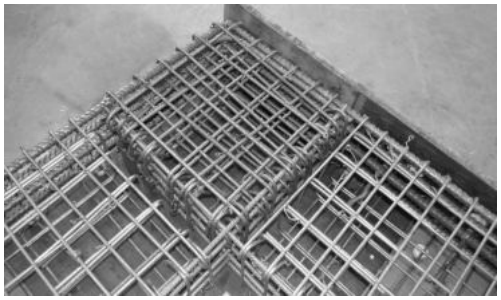


Bild 2.13: Übersicht Bewehrung Versuch 3

a)



b)



c)

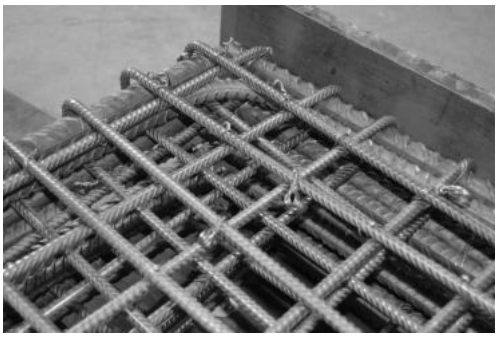


Bild 2.14: (a) Detail Bewehrung ø26 mm, (b) Bewehrung Schubfeld, (c) Detail Bewehrung Schubfeld mit Eckbügel

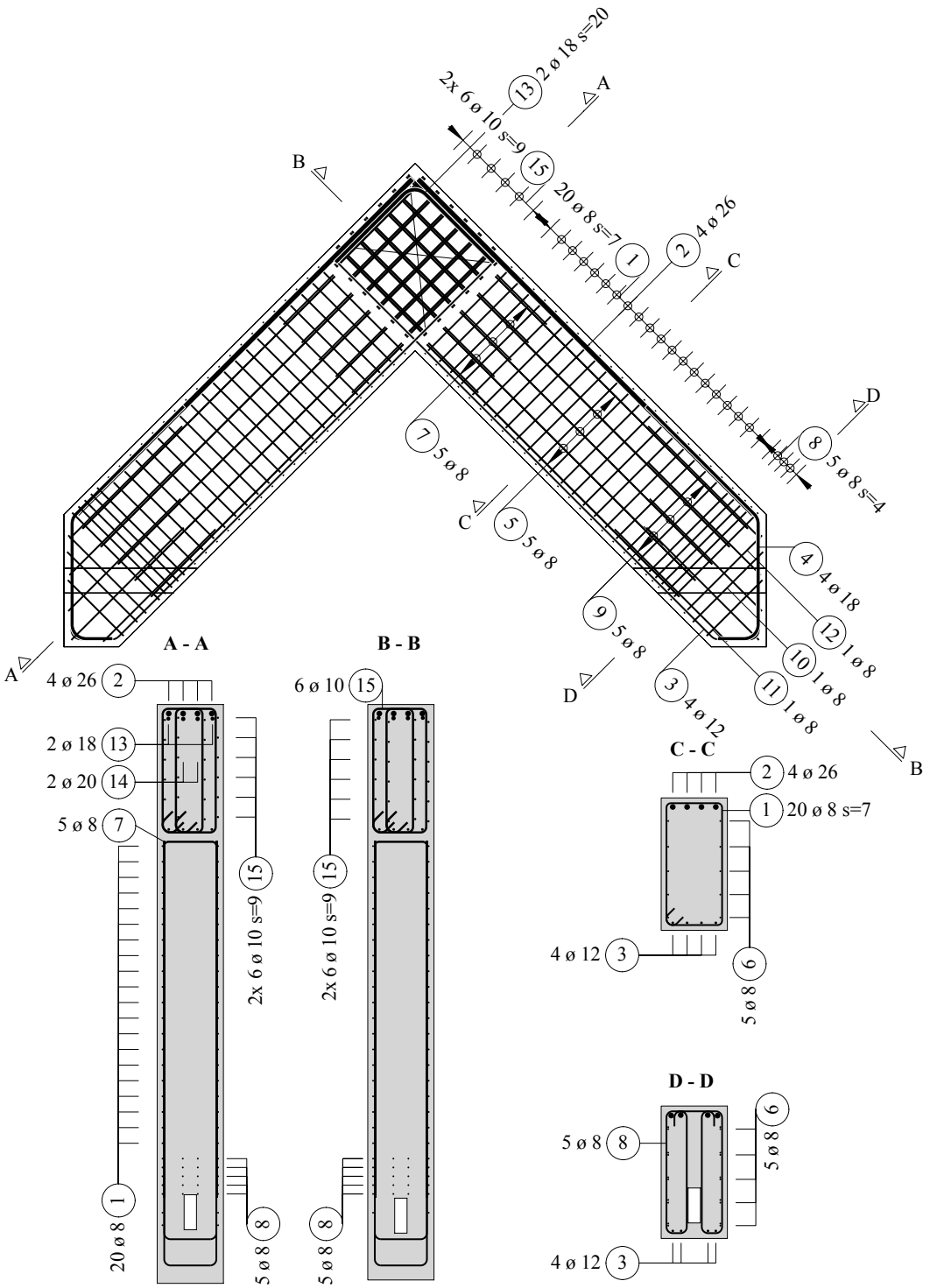


Bild 2.15: Bewehrungsplan Versuch 3

2.2.4 Versuch 4

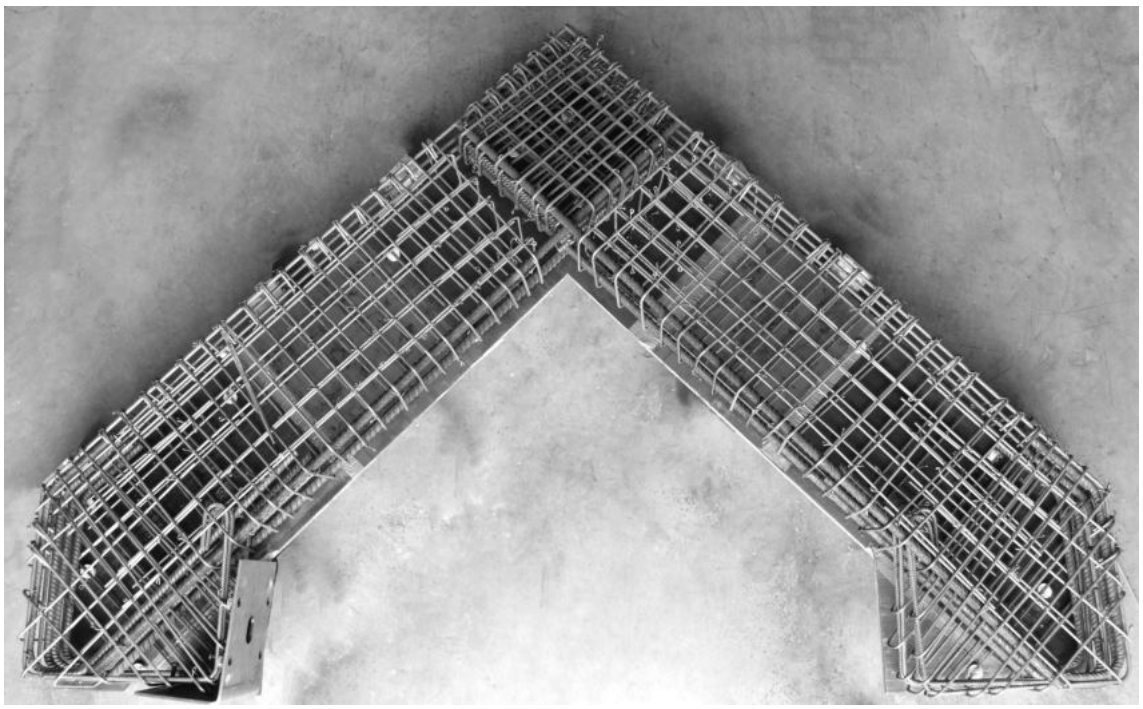
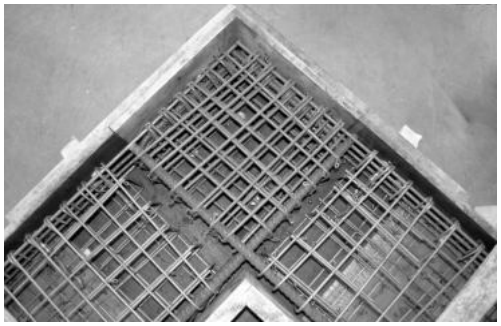


Bild 2.16: Übersicht Bewehrung Versuch 4

a)



b)

c)

Bild 2.17: (a) Detail Bewehrung Schubfeld, (b) Detail Bewehrung Schubfeld - Biegebewehrung, (c) Detail Bügel Schubfeld

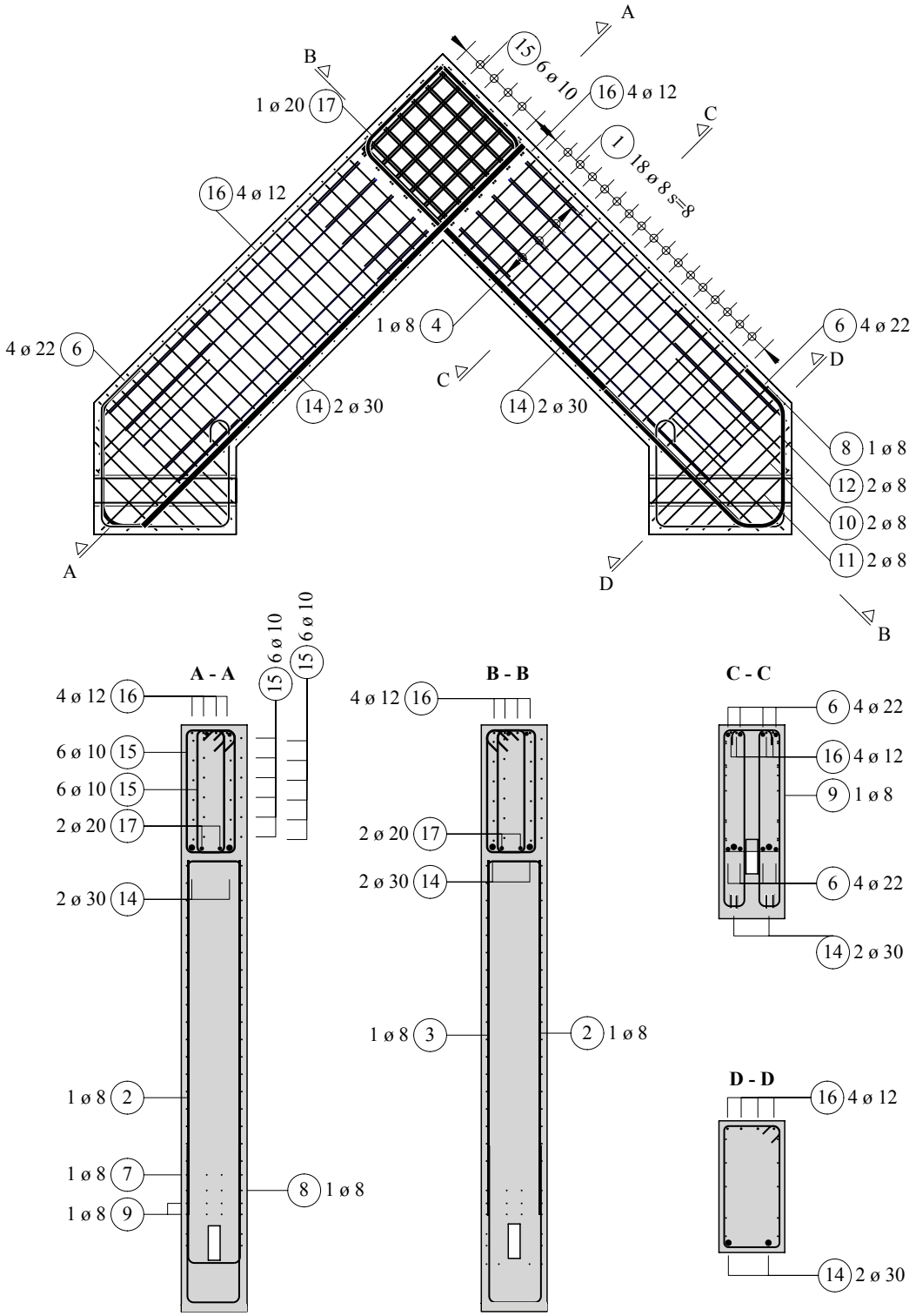


Bild 2.18: Bewehrungsplan Versuch 4

2.2.5 Versuch 5

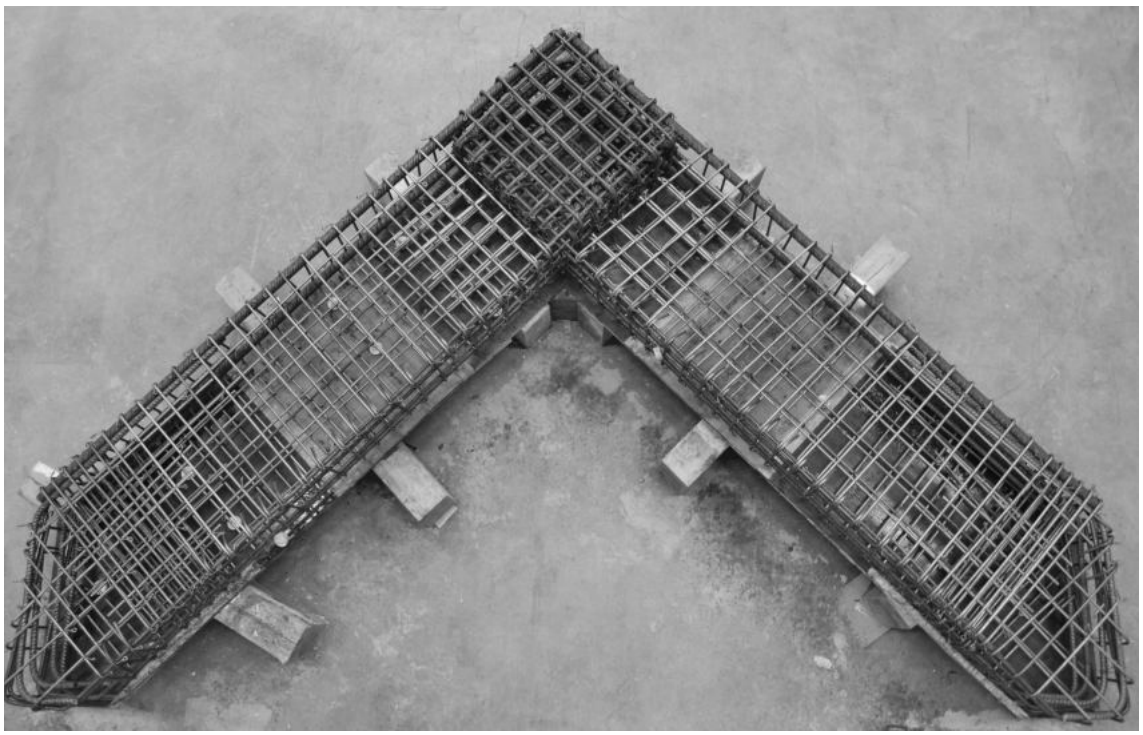
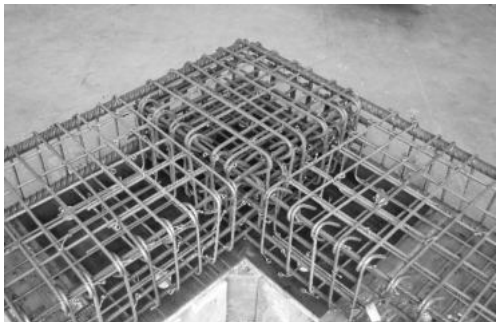


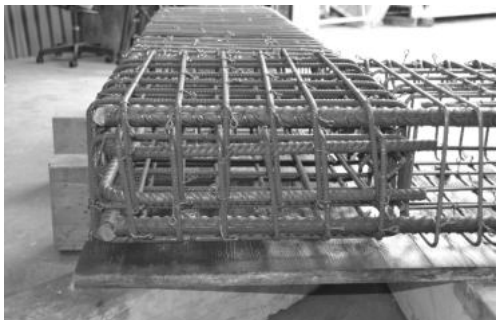
Bild 2.19: Übersicht Bewehrung Versuch 5

a)



b)

c)



d)

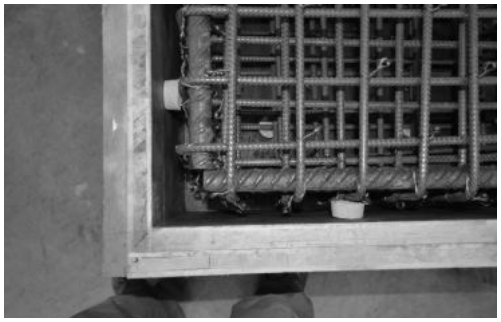


Bild 2.20: (a) Detail Bewehrung Schubfeld, (b) Detail Bewehrung Schubfeld - Biegebewehrung, (c) Detail Bewehrung Schubfeld - Biegebewehrung, (d) Detail Schalung - Bewehrung

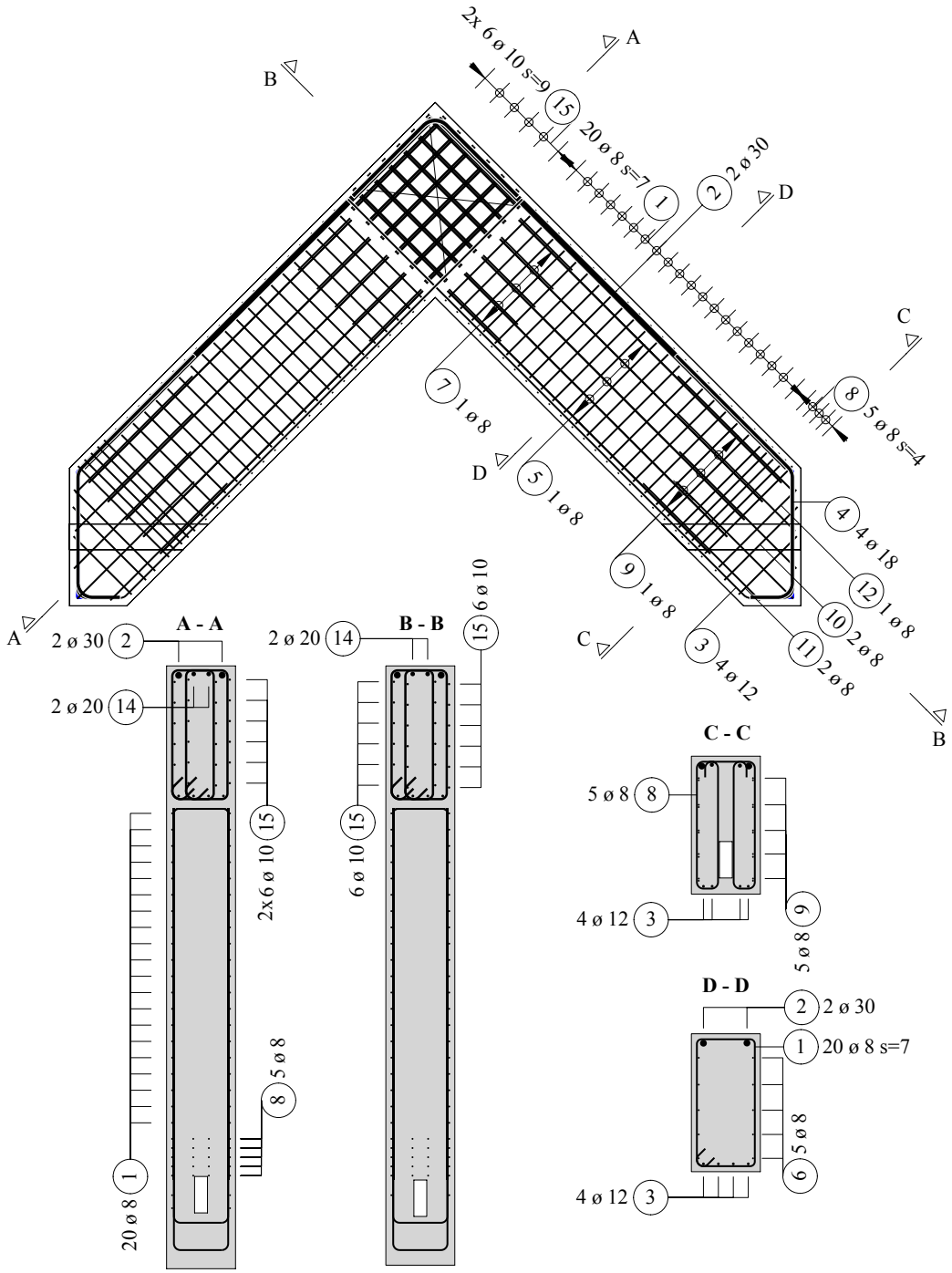


Bild 2.21: Bewehrungsplan Versuch 5

2.2.6 Versuch 6

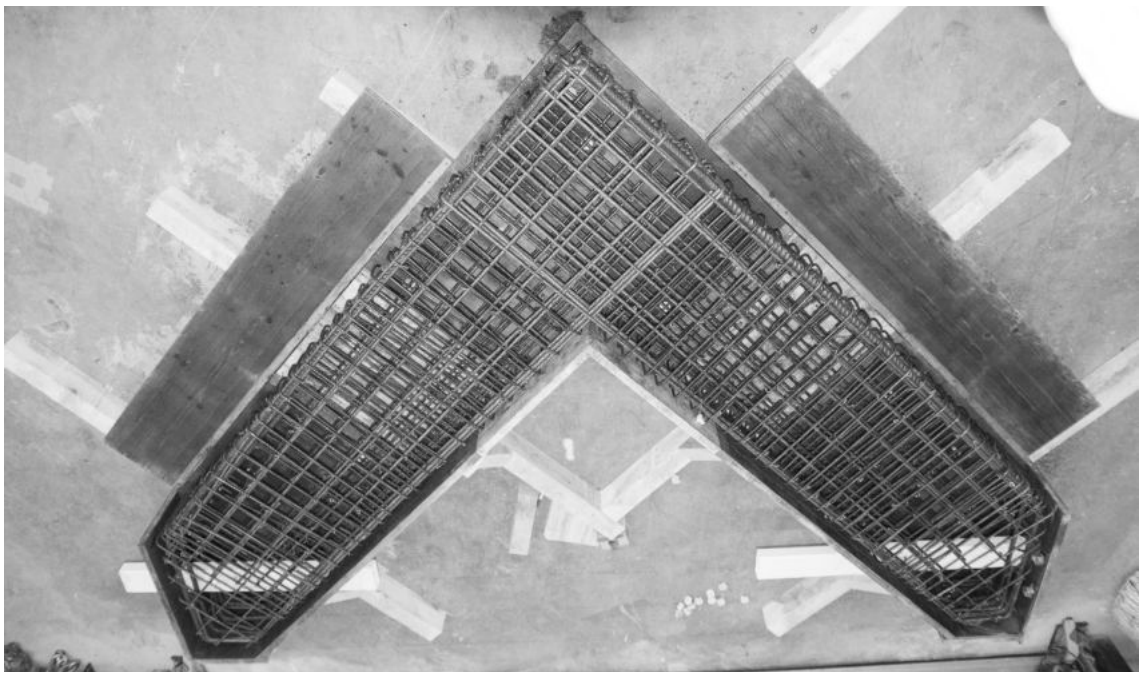


Bild 2.22: Übersicht Bewehrung Versuch 6

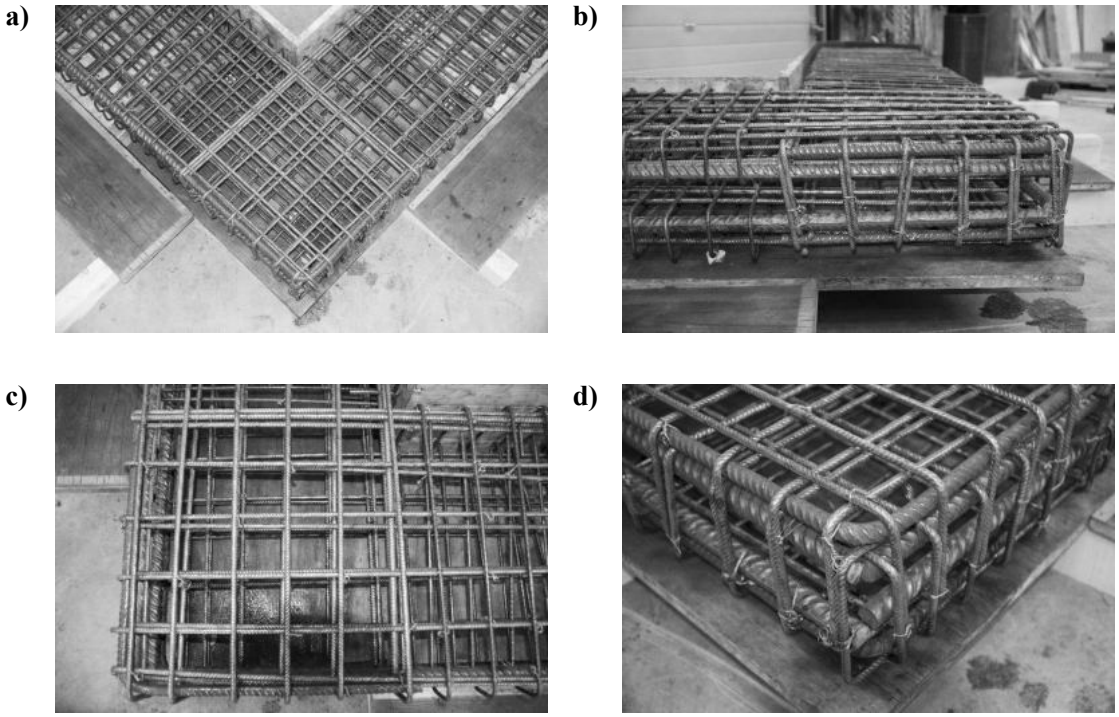


Bild 2.23: (a) Bewehrung Schubfeld, (b) Detail Bewehrung Schubfeld und Biegebewehrung, (c) Detail Bewehrung Schubfeld, (d) Bewehrung Schubfeld

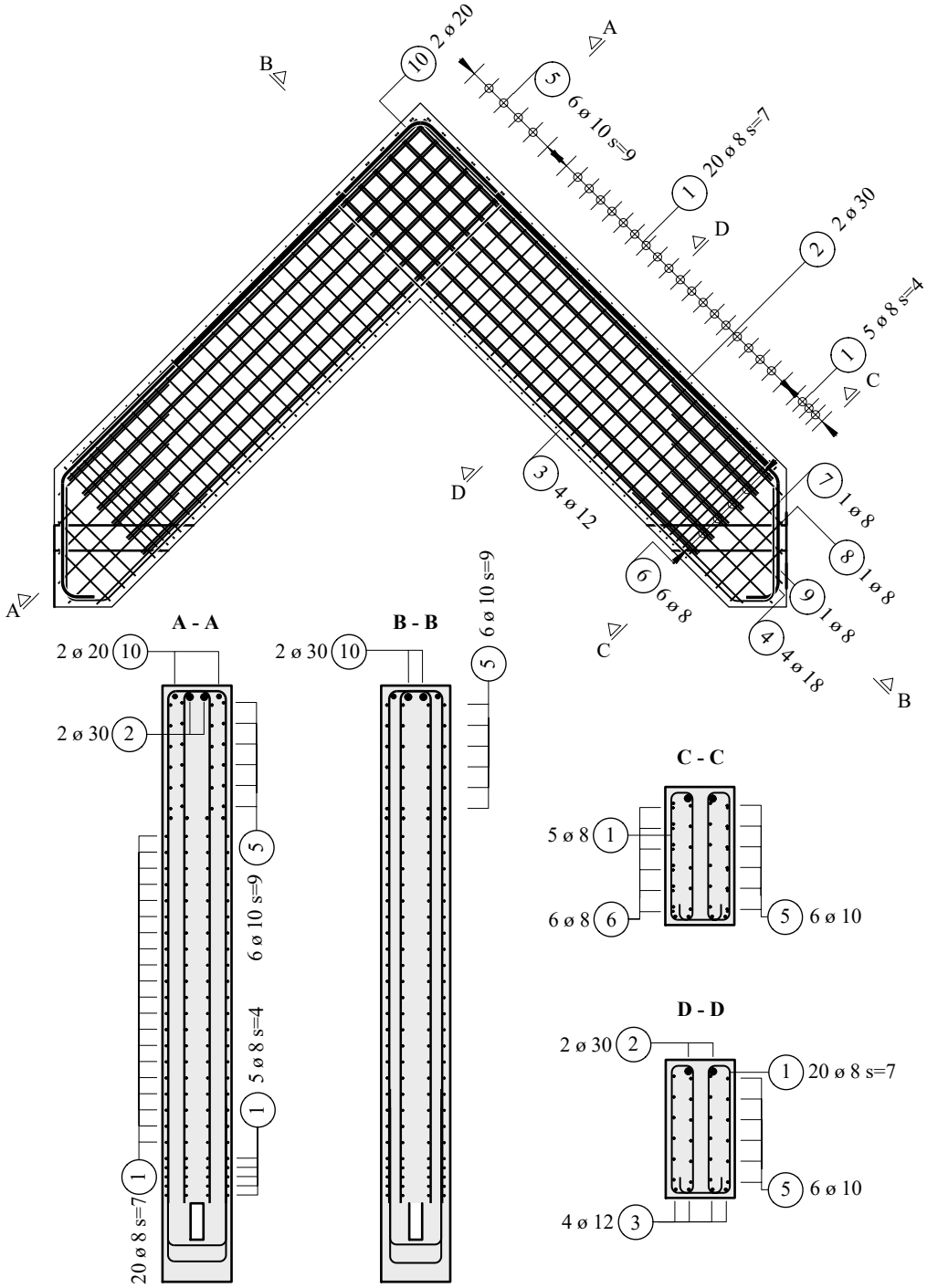


Bild 2.24: Bewehrungsplan Versuch 6

2.3 Herstellung

Alle Versuchskörper wurden in der Versuchshalle des Kompetenzzentrum konstruktiver Ingenieurbau (CCKI) der Hochschule Luzern – Technik & Architektur in Horw hergestellt. Die Schalung konnte vom Versuch von Minder [6] mit leichten Anpassungen übernommen werden. Die Bewehrung wurde ebenfalls vor Ort teils als Korb vorgefertigt und teils in der Schalung zusammengebunden. Alle Versuchskörper wurden in einem Guss betoniert und der Beton mit einer feinen Vibriernadel ø30 mm verdichtet. Nach dem Betonieren werden sie bis zum Ausschalen mit Plastik abgedeckt, so feucht gehalten, bzw. nachbehandelt. Wenige Stunden nach dem Betonieren werden sie jeweils mit einer Holztalosche abtaloschiert. Nach dem Ausschalen wird die Plastikabdeckung jeweils entfernt und nicht mehr darüber gelegt. Der Ablauf der Durchführung der Versuche ist in der Tabelle 2.3 festgehalten.

Arbeiten	Zeitperiode	Betonalter
Betonieren V1	25.04.2017	
Ausschalen V1	28.04.2017	
Prüfen V1	03.05.2017 - 04.05.2017	8 Tage
Betonieren V2	15.05.2017	
Ausschalen V2	19.05.2017	
Prüfen V2	23.05.2017 - 24.05.2017	8 Tage
Betonieren V3	14.06.2017	
Ausschalen V3	19.06.2017	
Prüfen V3	03.07.2017	19 Tage
Betonieren V4	17.07.2017	
Ausschalen V4	19.07.2017	
Prüfen V4	26.07.2017	9 Tage
Betonieren V5	21.07.2017	
Ausschalen V5	24.07.2017	
Prüfen V5	15.08.2017	25 Tage
Betonieren V6	01.05.2018	
Ausschalen V6	07.05.2018	
Prüfen V6	05.06.2018 & 07.06.2018	35 Tage

Tabelle 2.3: Daten der Herstellung und Prüfung der Versuchskörper

2.4 Baustoffe

2.4.1 Beton

Für alle Versuchskörper wird jeweils ein Beton nach Eigenschaften gem. SIA 262:2013 [10] bestellt. Die Betone sind in der folgenden Tabelle 2.4 aufgelistet. Die Betone werden vom in der Nähe gelegenen Betonwerk Sand & Kies AG Horw geliefert.
Zur Ermittlung der Festigkeitswerte und des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Betons wurden

	Festigkeits-klasse	Grösst-korn	Expositions-klasse	Konsistenz-klasse	Chlorid-gehalt	W/Z-Wert	NPK
V1	C25/30	16	XC1, XC2	C3	0.10	0.65	NPK A
V2	C30/37	32	XC4, XD3, XF2	C3	0.10	0.65	NPK A
V3	C30/37	16	XC4, XD3, XF4	C3	0.10	0.45	NPK F, T3
V4	C30/37	16	XC4, XD3, XF4	C3	0.10	0.45	NPK G, T4
V5	C30/37	16	XC4, XD3, XF4	C3	0.10	0.45	NPK G, T4
V6	C30/37	16	XC4, XD3, XF4	C3	0.10	0.45	NPK G, T4

Tabelle 2.4: Eigenschaften Beton gem. Lieferschein / Rezept

gleichzeitig mit dem Versuchskörper fünf Prüfkörper in Form von Zylindern in Kartonschalungen betoniert, vier Prüfkörper in Form von Würfeln in Plastikschalungen betoniert und unmittelbar nach der Versuchsdurchführung geprüft. Die Stempeldruckversuche werden mit Würfeln und auch an halben Zylindern durchgeführt.

Alle Versuche an den Prüfkörpern wurden gesteuert durchgeführt. Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit betrug die Belastungsgeschwindigkeit 0.6 $N/(mm^2 s)$, bei den Versuchen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls $0.6 \pm 0.2\ N/(mm^2 s)$ und bei den Stempeldruckversuchen 0.4 $N/(mm^2 s)$ (Zylinder) bzw. 0.5 $N/(mm^2 s)$ (Würfel). Die in Tabelle 2.6 angegebene Spaltzugfestigkeit f_{cts} wurde mit der in Gleichung 2.3 beschriebenen Beziehung bestimmt; wobei F_u die Stempelkraft beim Bruch des Prüfkörpers bezeichnet. Als Elastizitätsmodul E_c wird der Sekantenmodul zwischen einer Unterspannung von 0.75 N/mm^2 und einer Oberspannung von ca. 14.2 N/mm^2, welche einem Drittel der Zylinderdruckfestigkeit entspricht. Die Stauchung des Betons zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls wurde in der Mitte des Zylinders mit zwei Feindehnaufnehmern, mit der in der Tabelle 2.5 angegebenen Messlänge l_0 , bestimmt. In der Tabelle 2.5 sind die Resultate der Festigkeitsprüfungen sowie des Elastizitätsmoduls zusammengefasst.

$$f_{cts} = \frac{F_u}{\pi(1.2 \cdot bh - a^2)} \tag{2.3}$$

		V 1	V2	V3
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	3
Alter Beton	[d]	8	8	19
Durchmesser Zylinder	[mm]	159.4 ± 0.1 %	159.8 ± 0.0 %	159.5 ± 0.1 %
Höhe der Zylinder	[mm]	314.6 ± 0.8 %	315.4 ± 0.3 %	317.7 ± 0.5 %
Rohdichte	$[m^3]$	2298 ± 0.2 %	2389 ± 0.3 %	2202 ± 0.3 %
Messlänge Feindehnungsaufnehmer	[mm]	150	150	150
Elastizitätsmodul E_c	$[kg/mm^2]$	22.73 ± 1.5 %	33.73 ± 2.1 %	24.73 ± 3.8 %
Druckfestigkeit	$[N/mm^2]$	24.1 ± 1.0 %	48.0 ± 2.2 %	33.5 ± 0.9 %
		V 4	V5	V6
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	3
Alter Beton	[d]	9	26	36
Durchmesser Zylinder	[mm]	159.8 ± 0.0 %	159.8 ± 0.0 %	159.8 ± 0.0 %
Höhe der Zylinder	[mm]	316.1 ± 0.2 %	319.4 ± 0.2 %	316.6 ± 0.23 %
Rohdichte	$[m^3]$	2306 ± 0.4 %	2223 ± 1.2 %	2318 ± 0.21 %
Messlänge Feindehnungsaufnehmer	[mm]	150	150	150
Elastizitätsmodul E_c	$[kN/mm^2]$	26.60 ± 1.3 %	26.03 ± 5.6 %	30.4 ± 0.2 %
Druckfestigkeit	$[N/mm^2]$	40.4 ± 2.5 %	40.2 ± 1.1 %	48.6 ± 0.8 %

Tabelle 2.5: Ergebnisse Prüfung Beton

		V1	V2	
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	3
Durchmesser der Zylinder	$[mm]$			159.8 ± 0.0 %
Breite Würfel	$[mm]$	149.4 ± 0.5 %	149.5 ± 0.0 %	
Länge Würfel	$[mm]$	149.0 ± 0.4 %	149.6 ± 0.1 %	
Höhe Würfel/Zylinder	$[mm]$	149.9 ± 0.1 %	149.6 ± 0.0 %	155.9 ± 2.3 %
Rohdichte ρ_c	$[kg/m^3]$	2293 ± 0.4 %	2412 ± 0.4 %	2386 ± 0.3 %
Durchmesser des Stempels 2a	$[mm]$	37.5	37.5	40
Spaltzugfestigkeit f_{cts}	$[N/mm^2]$	1.94 ± 4.0 %	3.85 ± 6.2 %	3.49 ± 9.4 %
Mittelwert Spaltzugfest. f_{cts}	$[N/mm^2]$	1.9	3.7	
		V3	V4	
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	4	4
Durchmesser der Zylinder	$[mm]$			159.8 ± 0.0 %
Breite Würfel	$[mm]$	149.0 ± 0.3 %	149.8 ± 0.0 %	
Länge Würfel	$[mm]$	149.0 ± 0.1 %	148.3 ± 0.2 %	
Höhe Würfel/Zylinder	$[mm]$	149.4 ± 0.4 %	149.8 ± 0.5 %	154.2 ± 0.8 %
Rohdichte ρ_c	$[kg/m^3]$	2209 ± 0.2 %	2319 ± 0.3 %	2318 ± 0.3 %
Durchmesser des Stempels 2a	$[mm]$	37.5	37.5	40
Spaltzugfestigkeit f_{cts}	$[N/mm^2]$	2.89 ± 0.57 %	3.08 ± 2.88 %	3.33 ± 4.36 %
Mittelwert Spaltzugfest. f_{cts}	$[N/mm^2]$	2.9	3.2	
		V5		
Anzahl Prüfkörper	[St.]	4	4	
Durchmesser der Zylinder	$[mm]$		159.8 ± 0.0 %	
Breite Würfel	$[mm]$	149.5 ± 0.1 %		
Länge Würfel	$[mm]$	149.9 ± 0.1 %		
Höhe Würfel/Zylinder	$[mm]$	150.0 ± 0.1 %	156.4 ± 0.9 %	
Rohdichte ρ_c	$[kg/m^3]$	2269 ± 0.6 %	2222 ± 0.6	
Durchmesser des Stempels 2a	$[mm]$	37.5	40	
Spaltzugfestigkeit f_{cts}	$[N/mm^2]$	3.36 ± 4.5 %	3.46 ± 3.1 %	
Mittelwert Spaltzugfest. f_{cts}	$[N/mm^2]$	3.4		
		V6		
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	
Durchmesser der Zylinder	$[mm]$		159.8 ± 0.0 %	
Breite Würfel	$[mm]$	149.8 ± 0.1 %		
Länge Würfel	$[mm]$	149.6 ± 0.1 %		
Höhe Würfel/Zylinder	$[mm]$	149.6 ± 0.1 %	156.0 ± 0.65 %	
Rohdichte ρ_c	$[kg/m^3]$	2318.2 ± 0.36 %	2325.7 ± 0.65 %	
Durchmesser des Stempels 2a	$[mm]$	37.5	40	
Spaltzugfestigkeit f_{cts}	$[N/mm^2]$	3.69 ± 2.8 %	3.97 ± 3.8 %	
Mittelwert Spaltzugfest. f_{cts}	$[N/mm^2]$	3.8		

Tabelle 2.6: Ergebnisse Prüfung Zugfestigkeit Beton

2.4.2 Stahl

Der Betonstahl wird in mehreren Etappen bestellt. Zuerst wird die Regelbewehrung aller Versuchskörper bestellt und geprüft. Aufgrund dieser Resultate wird für den ersten Versuch die Bewehrung für die Netze im Schubfeld bemessen, bestellt und wiederum geprüft. Nach der Durchführung des ersten Versuches wird aufgrund des Ergebnisses das Bewehrungslayout im Schubfeld auf ineinander geschobene Bügel in beide Richtungen umgestellt, jedoch nochmal ein Versuch mit 4 ø16 mm durchgeführt, bzw. den Versuch 1 wiederholt. Für den Versuch 3 mit 4 ø26 mm (Biegebewehrung) wird wiederum eine neue Lieferung Bügel für das Schubfeld bestellt und geprüft. Nach dem Versuch 3 wird entschieden, die Versuche 4 und 5 mit je einer Biegebewehrung von 2 ø30 mm durchzuführen, wobei der Versuch 4 als Versuch mit einer öffnenden – und der Versuch 5 als Versuch mit einer schliessenden Momentenbeanspruchung geprüft wird. Die Schubbewehrung der Versuche 4 und 5 wurde vor diesem Entscheid bestellt. Daher erfolgte eine zusätzliche, letzte Bestellung für die Biege- und Bügelbewehrung der Versuche 4 und 5. Eine Zusammenstellung der Lieferungen und des jeweiligen Lieferanten ist in Tabelle 2.7 aufgelistet.

Bewehrung	Lieferant	Lieferdatum	Geprüft von
Regelbewehrung V1 - V5	Debrunner Acifer	04.04.2017	RUWA Drahtschweisswerke AG
Bewehrung Schubfeld V1	Debrunner Acifer	21.04.2017	RUWA Drahtschweisswerke AG
Bewehrung Schubfeld und Biegebewehrung ø16 V2	Spaeter AG Sins / Ruwa Drahtschweisswerke AG	10.05.2017	RUWA Drahtschweisswerke AG
Bewehrung Schubfeld V3	Spaeter AG Sins / Ruwa Drahtschweisswerke AG	09.06.2017	RUWA Drahtschweisswerke AG
Bewehrung Schubfeld V4, V5	Spaeter AG Sins / Ruwa Drahtschweisswerke AG	10.07.2017	RUWA Drahtschweisswerke AG
Bewehrung Rest V4, V5	Debrunner Acifer	13.07.2017	Stahl Gerlafingen AG, HSLU
Bewehrung V6	Spaeter AG Sins	13.04.2018	HSLU

Tabelle 2.7: Übersicht Lieferungen Bewehrungsstahl

Die Prüfergebnisse sind in den Tabellen 2.8 bis 2.14 getrennt nach Lieferung und Prüfstelle aufgeführt. Die Spannungs-Dehnungsdiagramme sind in den Bilder 2.25 bis 2.35 dargestellt.

Nomineller Durchmesser	[mm]	22	26
Anzahl Prüfkörper	[St.]	6	6
Effektiver Durchmesser	[mm]	21.9 ± 0.1 %	25.6 ± 0.9 %
Freie Prüflänge	[mm]	741	741
Dynamische Fliessgrenze $f_{sy,dyn}$	$[N/mm^2]$	565 ± 0.3%	562 ± 1.3 %
Statische Fliessgrenze $f_{sy,stat}$	$[N/mm^2]$	544 ± 0.4 %	542 1.3 % ±
Dynamische Zugfestigkeit $f_{su,dyn}$	$[N/mm^2]$	666 ± 0.2 %	661 0.7 % ±
Statische Zugfestigkeit $f_{su,stat}$	$[N/mm^2]$	623 ± 1.5 %	622 ± 0.8 %
Dehnung bei Verfestigungsbeginn ε_{sv}	[‰]	10.7 ± 8.1 %	10.6 ± 6.9 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	59.0 ± 3.4 %	56.6 ± 6.4 %
Bruchdehnung ε_{su}	[‰]	60.1 ± 45.0 %	72.7 ± 10.0 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	199.6 ± 2.8 %	194.1 ± 2.8 %

Tabelle 2.8: Übersicht Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl ETHZ mit ø22 mm und ø26 mm

Nomineller Durchmesser	[mm]	8	12	14	16	18	20
Anzahl Prüfkörper	[St.]	12	12	12	12	14	13
Länge Probe	[cm]	50	50	50	50	50	50
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	649 ± 1.7 %	633 ± 1.2 %	607 ± 0.5 %	594 ± 0.4 %	666 ± 0.2 %	689 ± 1.6 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	61.1 ±	59.3 ± 6.5 %	72.6 ± 5.7 %	59.7 ± 4.0 %	90.8 ± 8.0 %	81.8 ± 14.1 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	591 ± 1.7 %	580 ± 1.1 %	533 ± 0.6 %	542 ± 0.2 %	567 ± 0.2 %	595 ± 1.6 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	171.8 ± 5.6 %	199.7 ± 3.1 %	200.0 ± 4.8 %	198.1 ± 2.8 %	196.6 ± 6.2 %	200.0 ± 8.8 %

Tabelle 2.9: Übersicht Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl RUWA: Regelbewehrung mit ø8 mm bis ø20 mm

Nomineller Durchmesser	[mm]	10
Anzahl Prüfkörper	[St.]	6
Länge Probe	[cm]	50
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	598 ± 1.9 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	71.9 ± 13.5 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	517 ± 2.4 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	160.5 ± 3.7 %

Tabelle 2.10: Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl RUWA: Schubfeld V3

Nomineller Durchmesser	[mm]	10
Anzahl Prüfkörper	[St.]	6
Länge Probe	[cm]	50
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	634 ± 1.0 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	55.3 ± 4.5 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	578 ± 1.1 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	201.3 ± 5.1 %

Tabelle 2.11: Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl RUWA: Schubfeld V4 - V5

Nomineller Durchmesser	[mm]	8	8	16	8	12	20
Bemerkung		Schubfeld V1	Schubfeld V2	Biegebewehrung V2	V4 - V5	V4 - V5	V4 - V5
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	3	3	3	3
Länge Probe	[cm]	50	50	50	50	50	50
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	619 ± 0.5 %	661 ± 9.5 %	657 ± 0.6 %	603 ± 0.8 %	593 ± 1.8 %	668 ± 0.0 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	33.9 ± 13.0 %	54.6 ± 20.2 %	85.3 ± 7.3 %	32.3 ± 11.2 %	53.9 ± 2.0 %	84.3 ± 3.1 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	583 ± 2.2 %	566 ± 0.4 %	538 ± 1.0 %	562 ± 0.5 %	546 ± 2.5 %	584 ± 0.2 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	-	-	-	-	-	-

Tabelle 2.12: Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl HSLU

Nomineller Durchmesser	[mm]	30
Anzahl Prüfkörper	[St.]	6
Länge Probe	[cm]	100
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	685 ± 0.4 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	118 ± 6.0 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	577 ± 0.3 %

Tabelle 2.13: Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl Stahl Gerlafingen AG

Nomineller Durchmesser	[mm]	8	10	12	18	20	30
Bemerkung		Bügel	Schubfeld	Druckbewehrung	Krafteinleitung	Schubfeld	Biegebewehrung
Anzahl Prüfkörper	[St.]	3	3	3	3	3	3
Länge Probe	[cm]	100	100	100	100	100	100
Zugfestigkeit f_{su}	$[N/mm^2]$	618 ± 0.3 %	626 ± 0.2 %	626 ± 1.0 %	674 ± 0.5 %	639 ± 0.4 %	679 ± 0.2 %
Dehnung bei Höchstlast	[‰]	53.5 ± 15.4 %	50.3 ± 11.7 %	50.4 ± 5.5 %	88.1 ± 5.7 %	101.9 ± 2.1 %	93.7 ± 5.0 %
Fliessgrenze $R_{p0.2}$	$[N/mm^2]$	527 ± 4.9 %	533.7 ± 2.8 %	516 ± 3.6 %	512 ± 1.6 %	479 ± 2.0 %	562 ± 0.1 %
Elastizitätsmodul E_s	$[kN/mm^2]$	-	-	-	-	-	-

Tabelle 2.14: Ergebnisse Prüfung Bewehrungsstahl V6 HSLU

Spannungsdehnungs-Diagramme

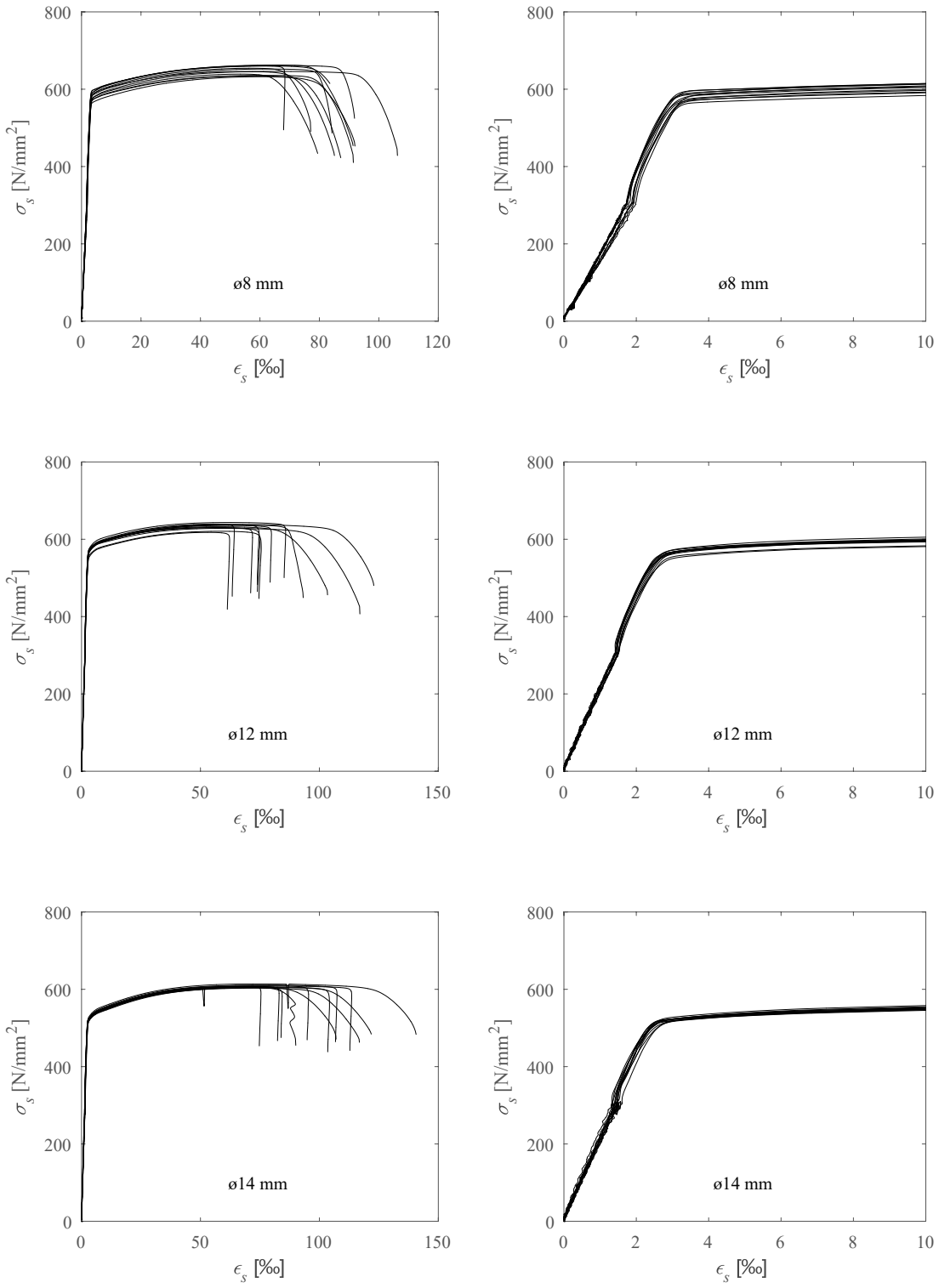


Bild 2.25: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Regelbewehrung Versuch 1 - Versuch 5

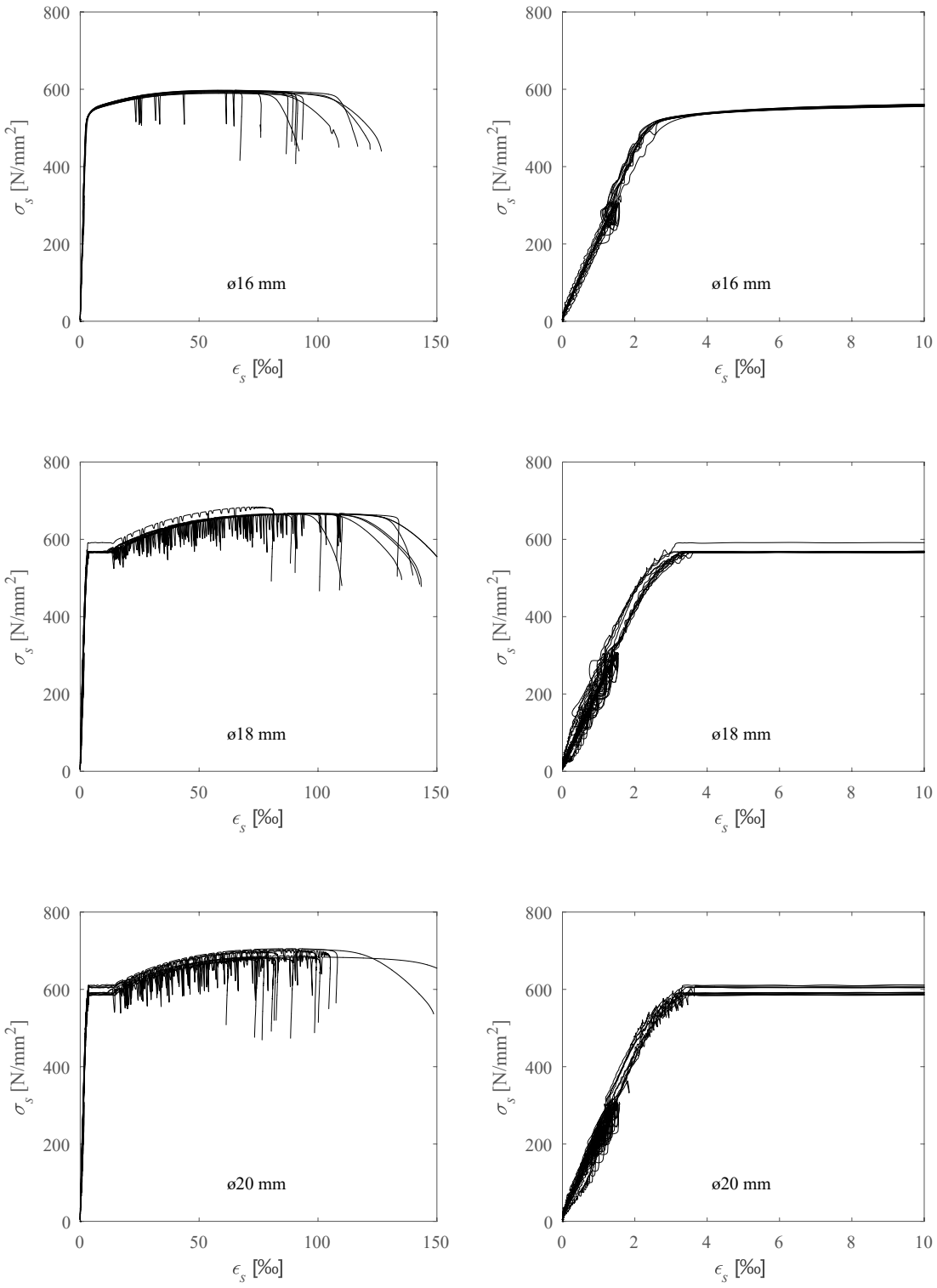


Bild 2.26: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Regelbewehrung Versuch 1 - Versuch 5

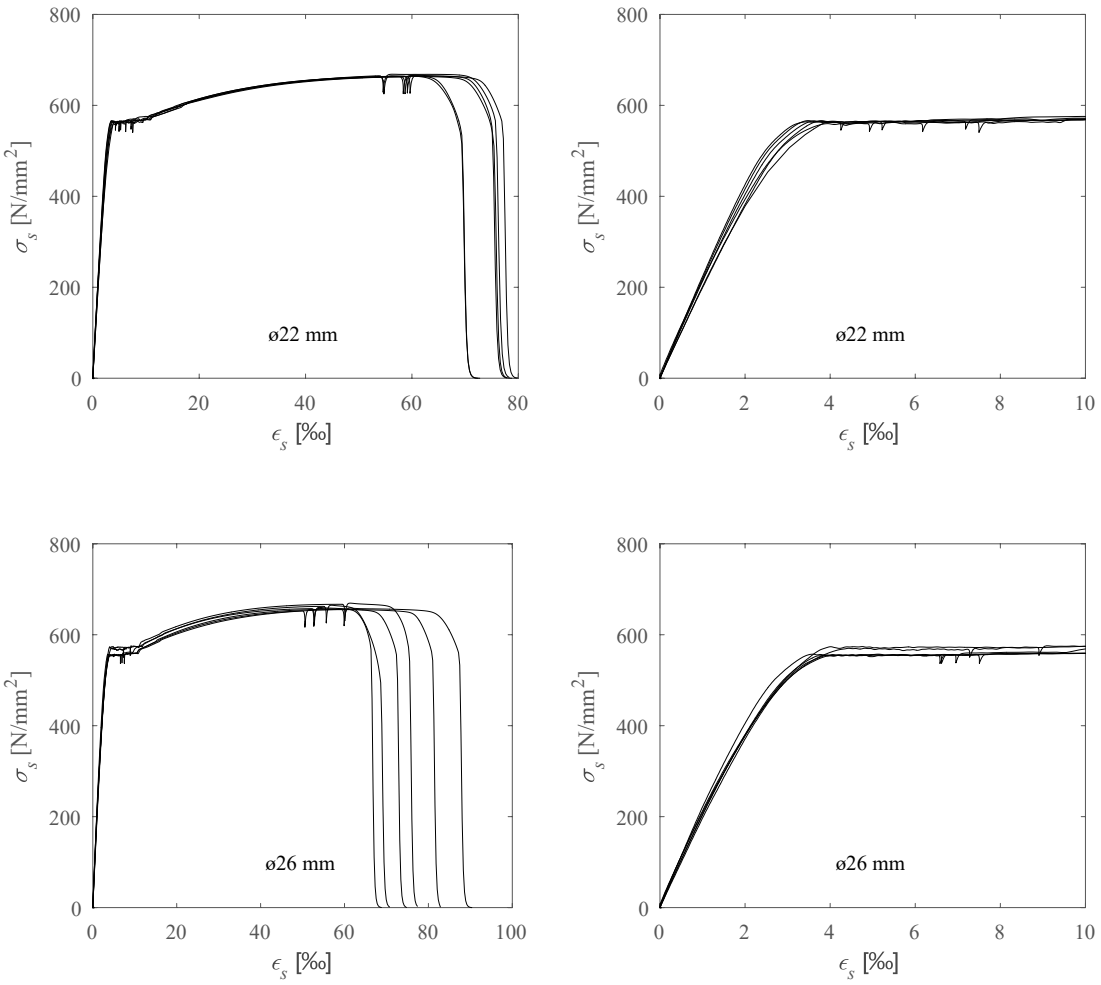


Bild 2.27: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Regelbewehrung Versuch 1 - Versuch 5

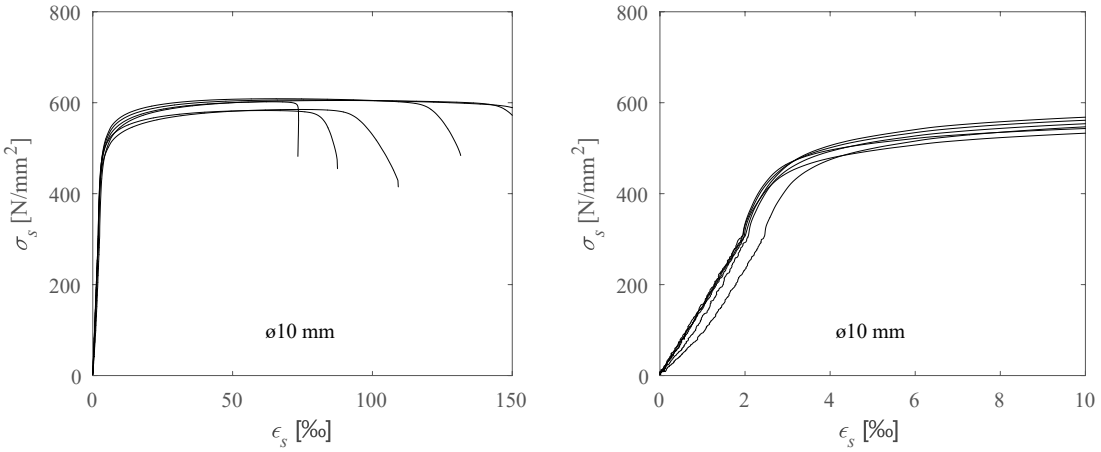


Bild 2.28: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Bewehrung Schubfeld Versuch 3

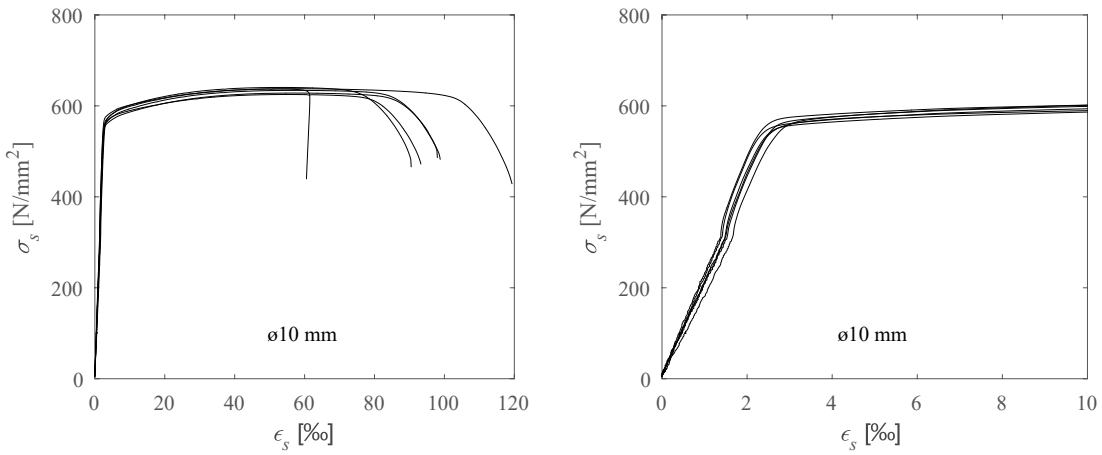


Bild 2.29: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Bewehrung Schubfeld Versuch 4 und Versuch 5

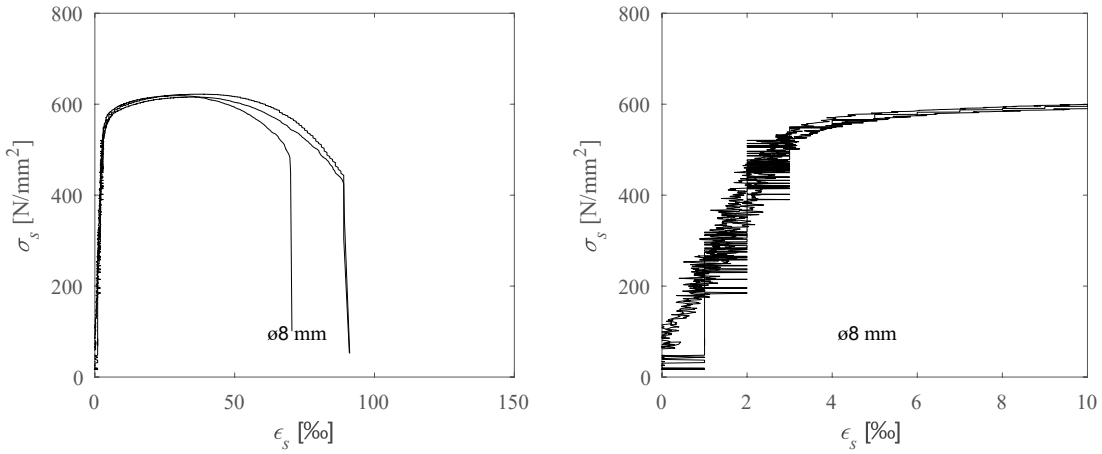


Bild 2.30: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Bewehrung Schubfeld Versuch 1

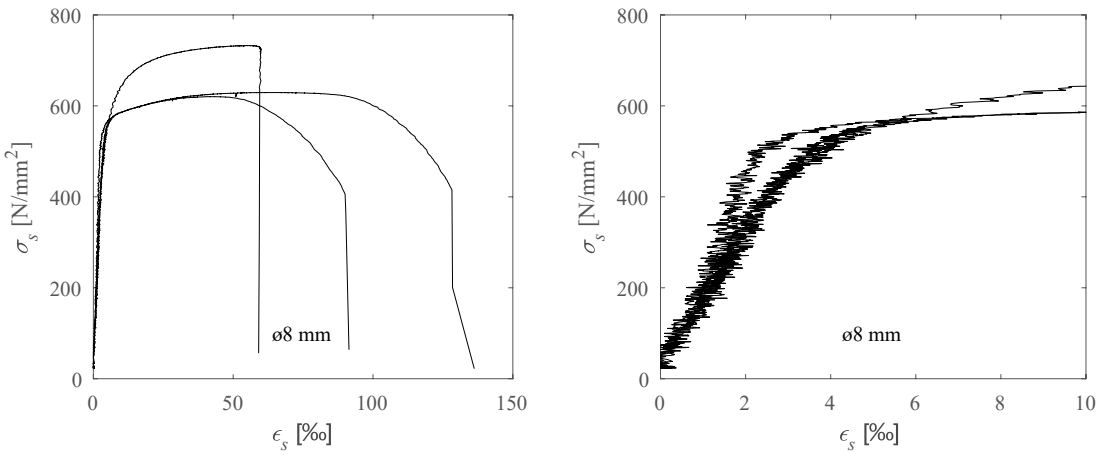


Bild 2.31: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Bewehrung Schubfeld Versuch 2

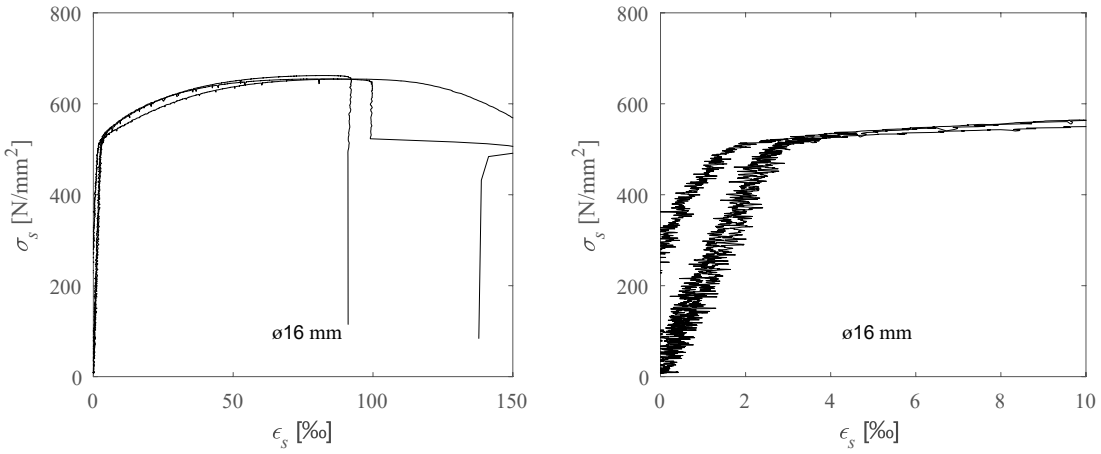


Bild 2.32: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Biegebewehrung Versuch 2

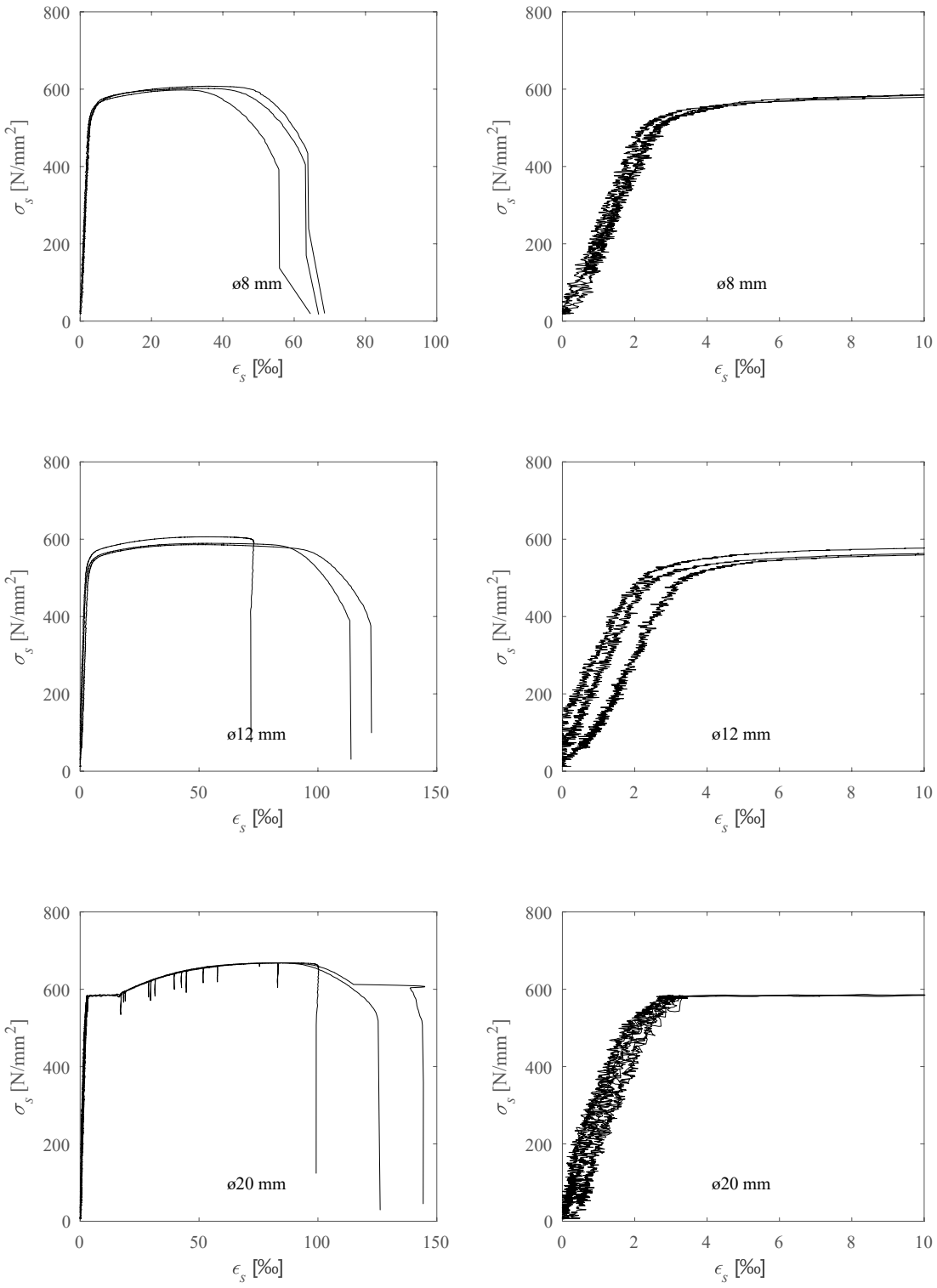


Bild 2.33: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Versuch 4 und Versuch 5

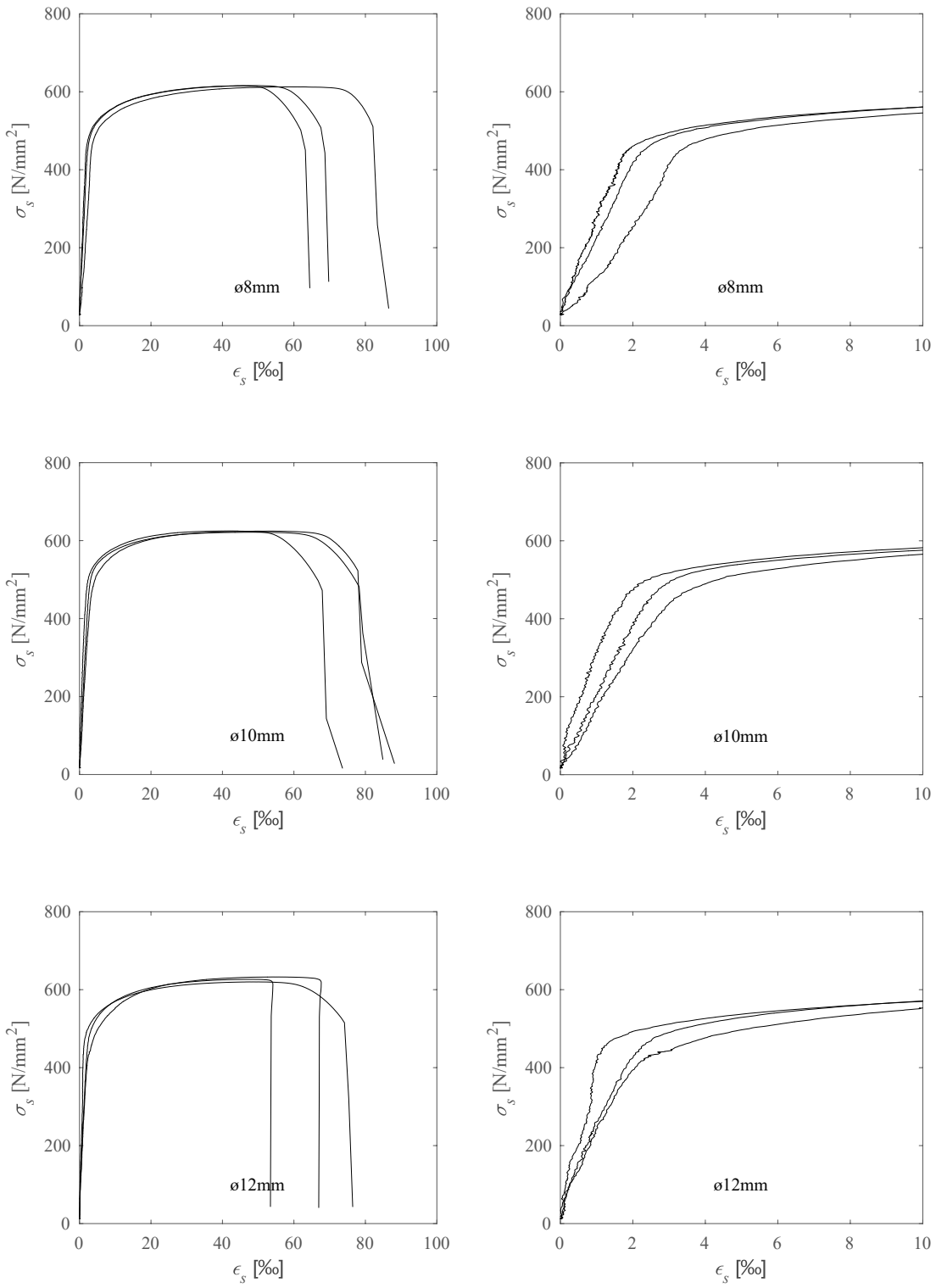


Bild 2.34: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Regelbewehrung Versuch 6

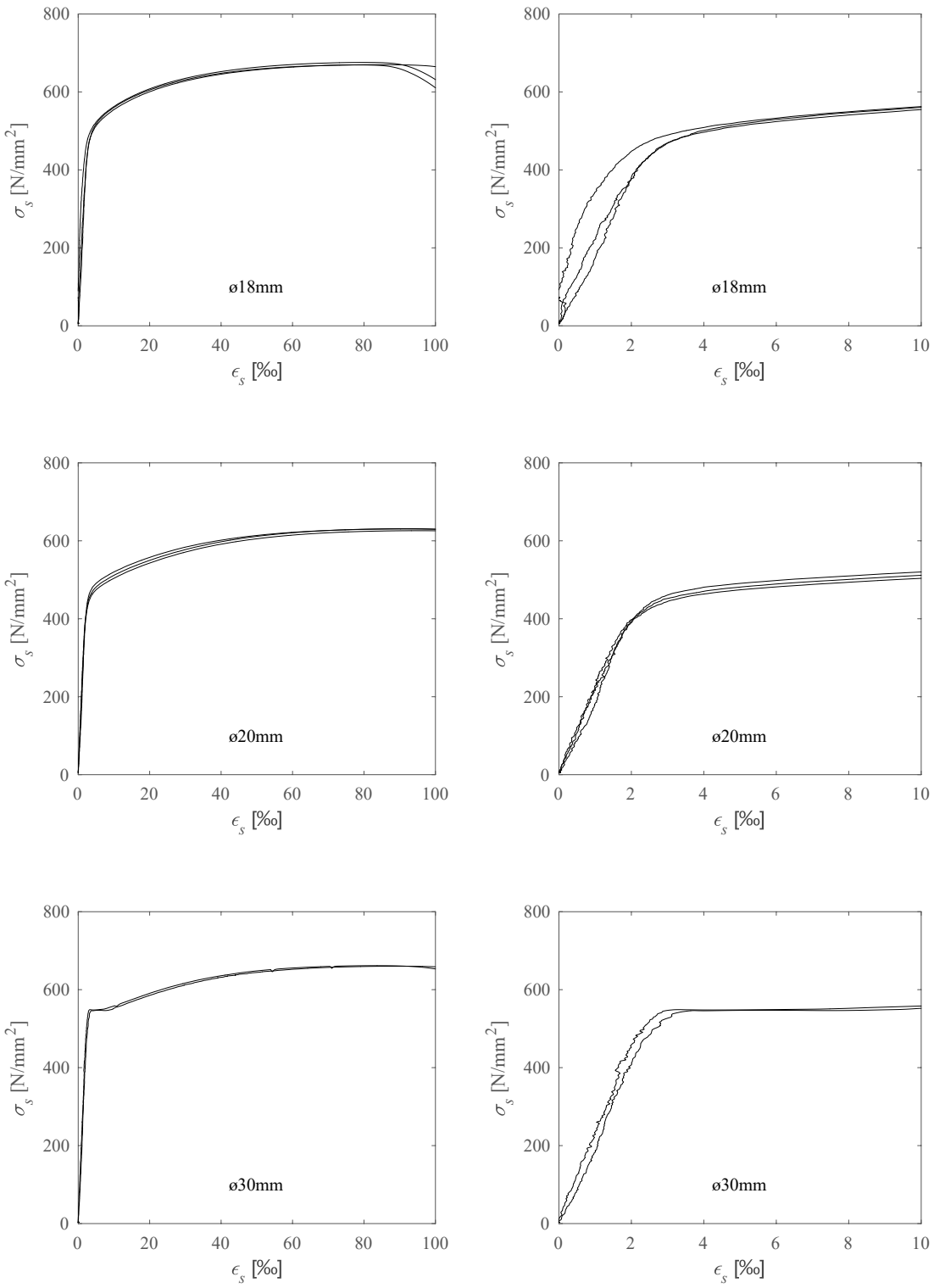


Bild 2.35: Spannungs-Dehnungsdiagramme Betonstahl: Regelbewehrung Versuch 6

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsanlage

Die gesamte Versuchsanlage für die Versuche mit einer schliessenden Momentenbeanspruchung der Rahmenecke wird von Minder [6] übernommen.

Die Versuchsanlage wurde auf dem Aufspannboden der Versuchshalle des Kompetenzzentrums konstruktiver Ingenieurbau (CCKI) der Hochschule Luzern - Technik & Architektur in Horw aufgebaut und ist in den Bildern 3.1 und 3.2 dargestellt.

Die Lagerung des Versuchskörpers erfolge über ein Rollenlager (Auflager 1) und ein Linienkipplager (Auflager 2). Das Linienkipplager wurde mit 3 Verbundankerschrauben fest mit dem Betonkörper verbunden. Die Grundplatten der beiden Auflager wurden auf zwei U-Träger montiert, welche auf Bodenplatten aus Stahl auf dem Aufspannboden fixiert waren.

Die Krafteinleitung erfolge über eine 800 kN Hydraulikpresse, welche durch ein 600 bar Hydraulikaggregat betrieben wurde. Die Presse bestand aus einem Hohlkolbenzylinder Typ Hagenbuch, welcher über eine Grundplatte und 4 Schrauben M24 an der Einlageplatte des Versuchskörpers befestigt war. Auf der Stirnseite SS2 erfolge die Krafteinleitung über eine 30 mm starke Verteilplatte aus Stahl der Qualitätsklasse CK45, welche mit 4 Verbundankerschrauben M16 auf dem Versuchskörper fixiert war. Durch die Verbindung der beiden Krafteinleitungen auf den Stirnseiten mit einer Zugstange ø32 mm der Qualitätsklasse St 835/1030, wurde ein geschlossenes System gebildet, welches sich auf den Auflagern ungehindert verformen konnte. Die Zugstange wurde auf beiden Stirnseiten mit einer Kugelmutter in einer Kalottenankerplatte fixiert, um eine ungehinderte Verdrehung des Versuchskörpers gegenüber der Zugstange sicherzustellen.

Zur seitlichen Sicherung wurde der Versuchskörper mit dem Lasthaken des Hallenkrans verbunden. Dies erfolgte über die auf den Oberseiten eingelegten Transportanker und einem Traggurt, welcher am Lasthaken befestigt wurde, wie in Bild 3.3 ersichtlich ist.

Für die Versuche mit der öffnenden Momentenbeanspruchung wird die Versuchsanlage gegenüber jener für die Versuche mit der schlienden Momentenbeanspruchung verändert. Der Versuch wird im Prüfrahmen des CCKI an der Hochschule Luzern - Technick & Architektur durchgeführt (Bild 3.2). Die Auflagerplatten und -rollen werden übernommen, ebenso die Stahlteile für die Einleitung der Kraft in den Versuchskörper. Mit Zugstangen werden jeweils zwei UNP 300 zusammengeschraubt, sodass die Zugstange durchgeführt und mit einer Kalottenlagerung verankert werden kann. Es werden Zugstangen mit ø26 mm und ø32 mm eingesetzt. (Bild 3.5)

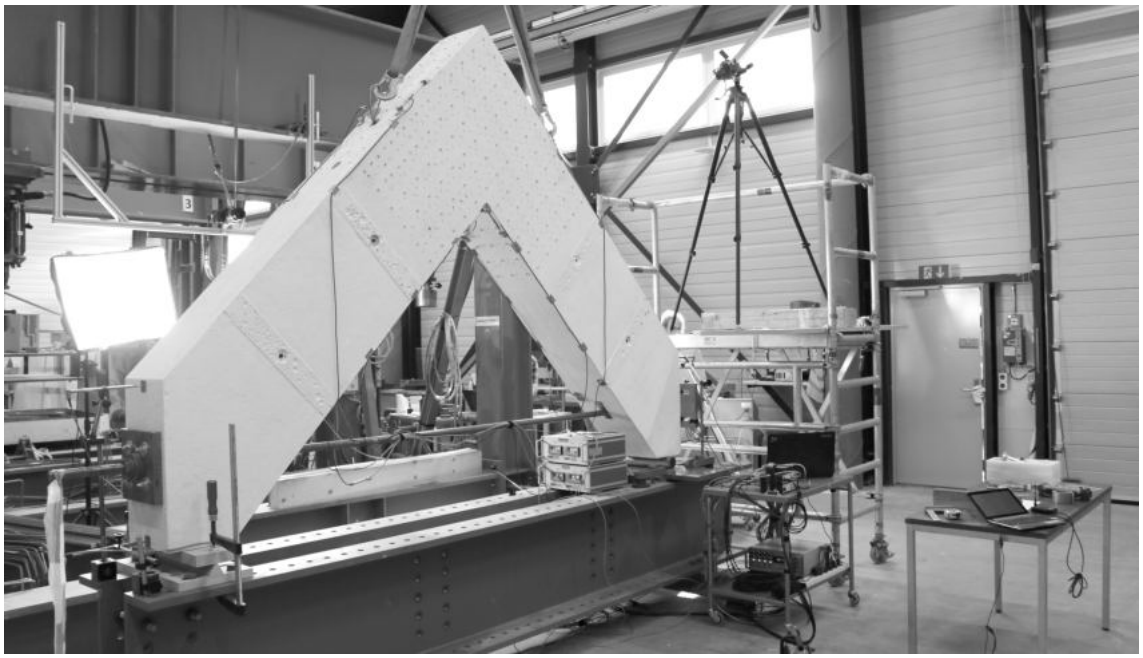


Bild 3.1: Aufbau Versuch schliessendes Moment

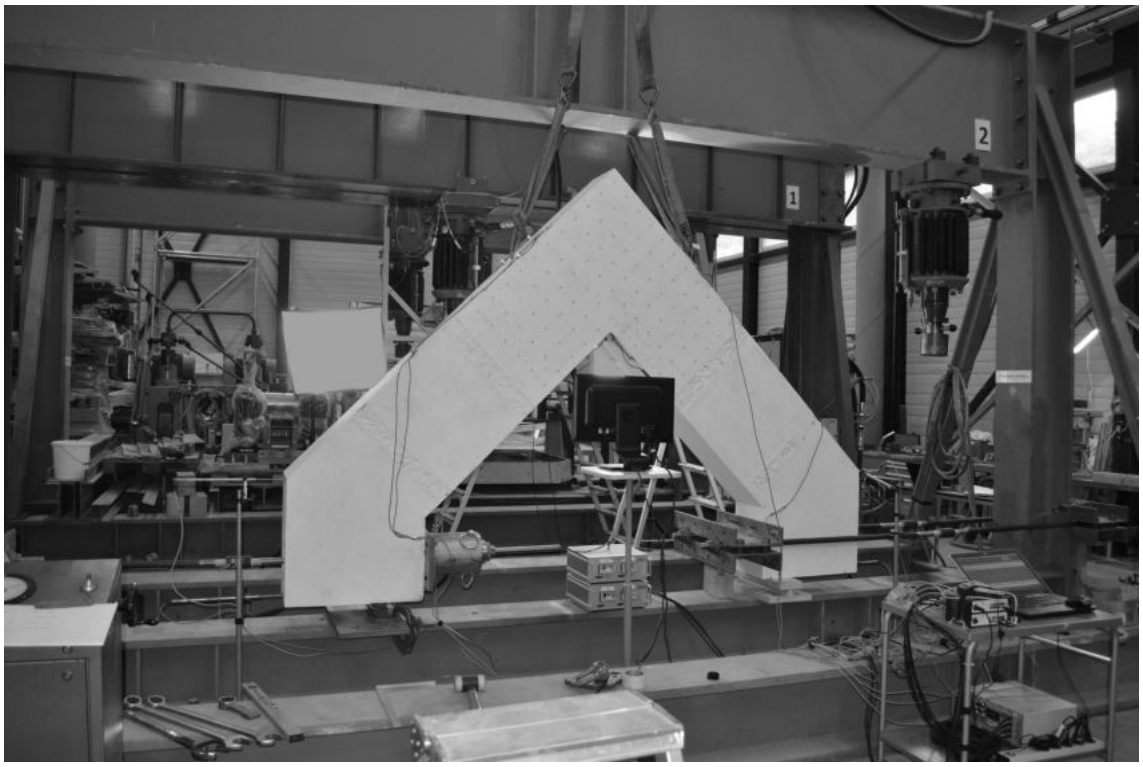
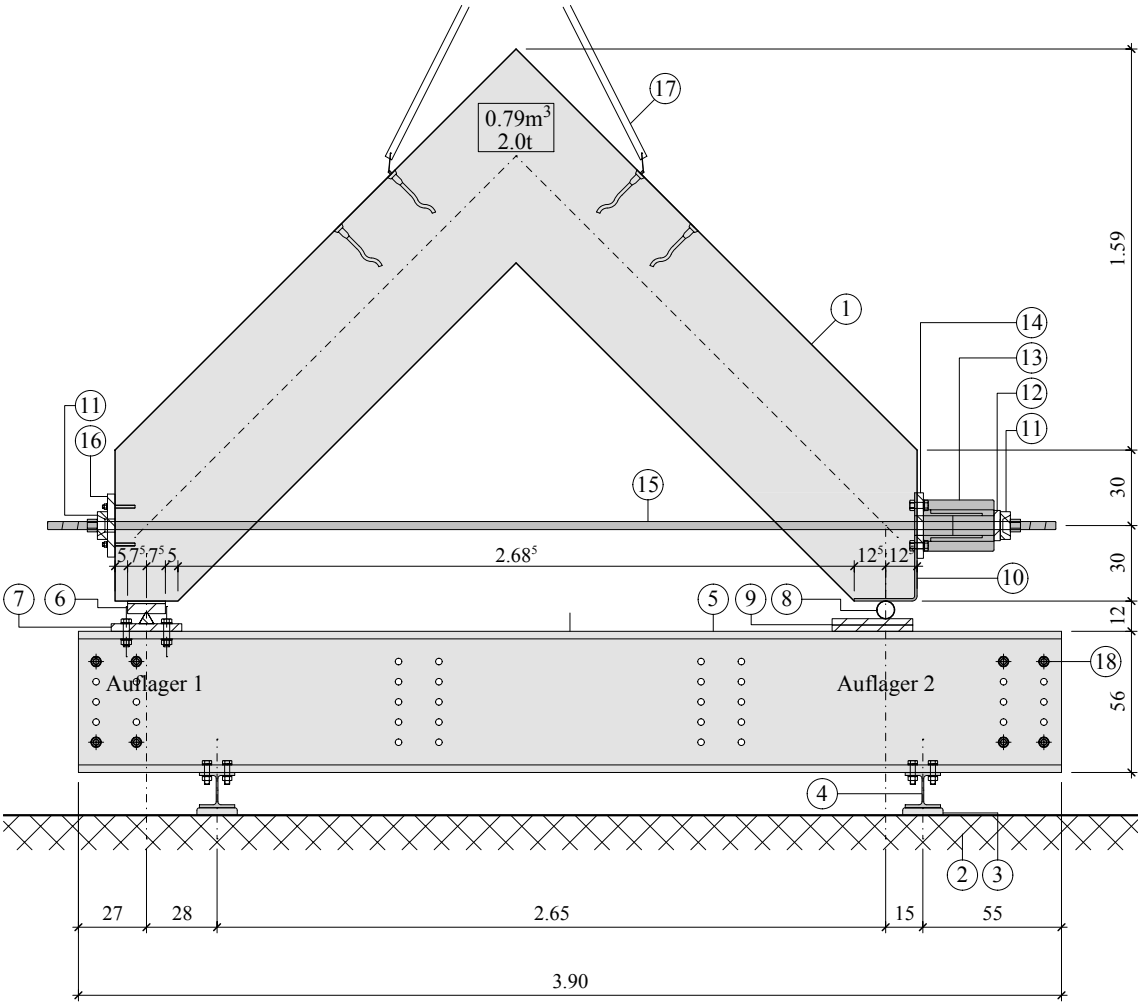
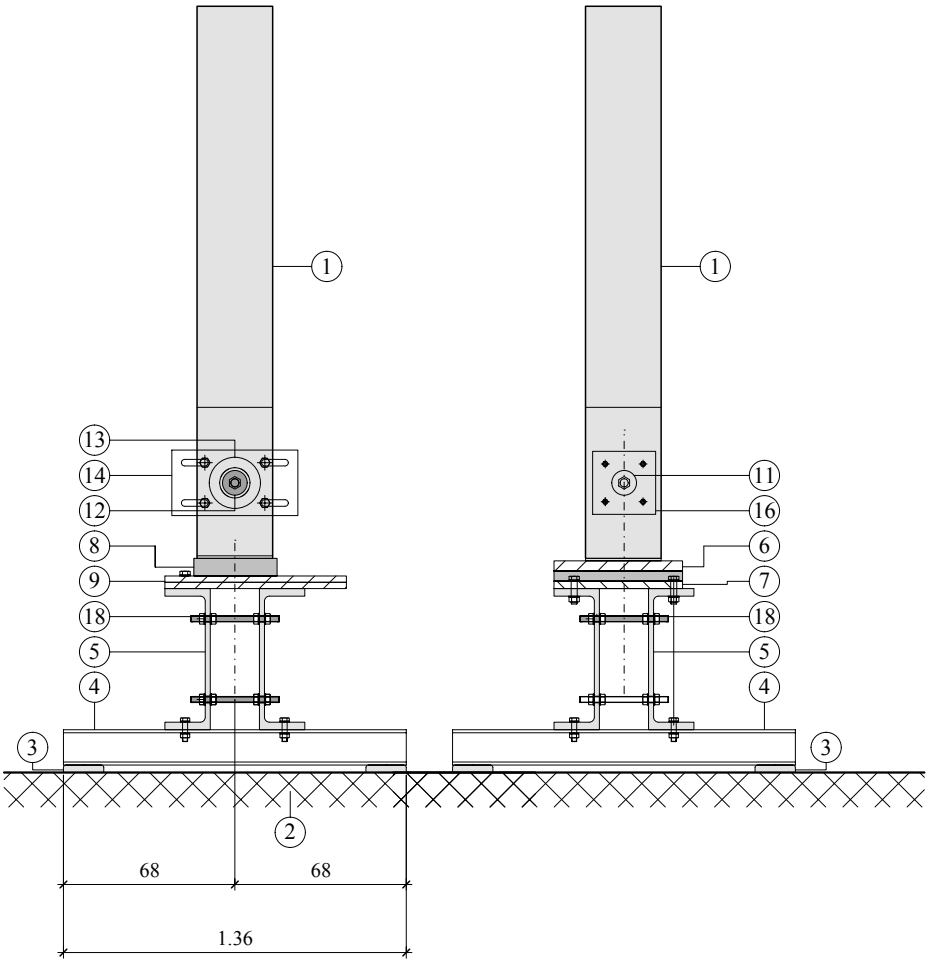


Bild 3.2: Aufbau Versuch öffnendes Moment



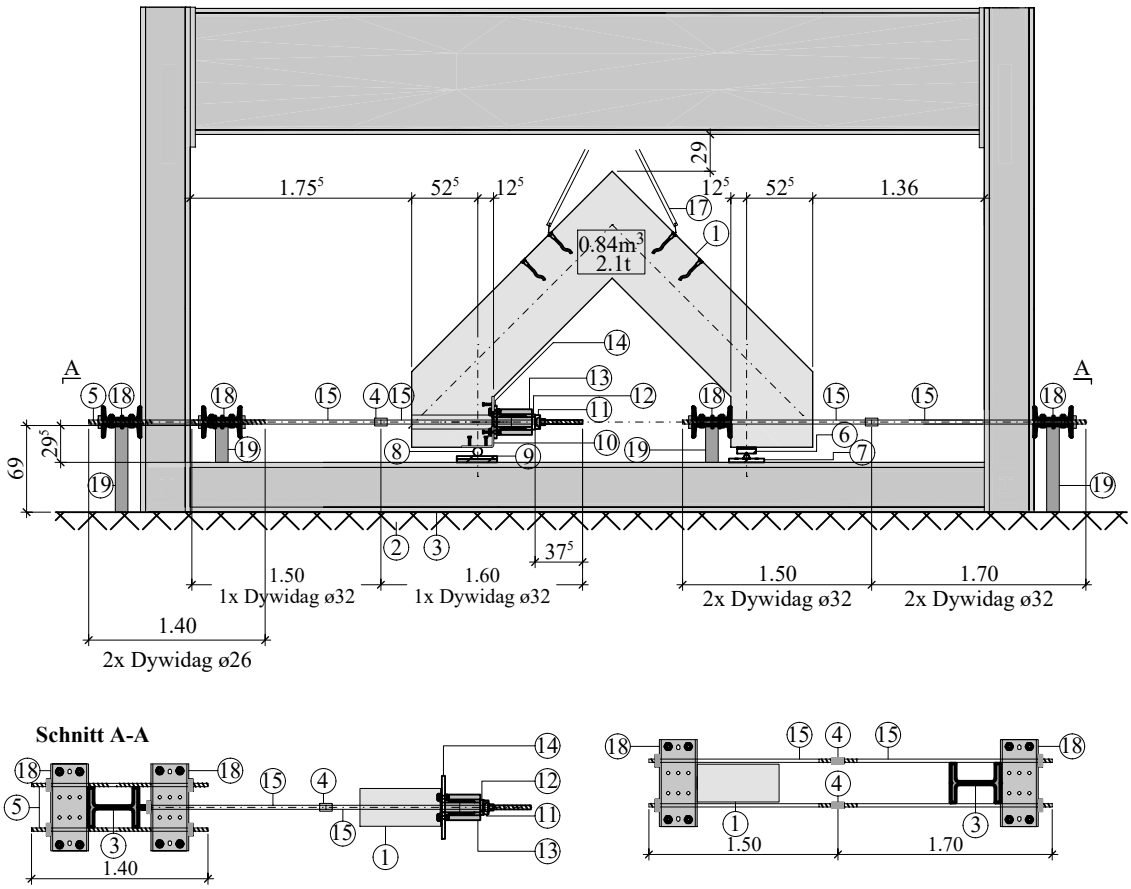
1. Versuchskörper
2. Laborboden
3. Nivellement Schuhe
4. Stahlträger HEB 140
5. U-Profil 3900 x 560 mm
6. Linienkipplager 150 x 510 x 40 mm
7. Grundplatte Linienkipplager 280 x 510 x 30 (75) mm
8. Rollenlager ø 70 x 330 mm
9. Lagerplatte 320 x 720 x 25 mm
10. Einlage Platte
11. Ankerplatte mit Kugelmutter (Kalottenlagerung)
12. Krafteinleitplatte Hohlkolbenzylinder ø 120 x 40 mm
13. Hohlkolbenzylinder Hagenbuch F_{max} = 800 kN
14. Grundplatte Hohlkolbenzylinder 260 x 500 x 25 mm
15. Zugstange Dywidag ø 32 mm x 4000 mm F_{pRd} = 665 kN
16. Kraftverteilplatte 250 x 250 x 30 mm
17. Seitliche Sicherung über Hallenkran/Transportanker
18. Gewindestange ø24 mm l = 33 cm

Bild 3.3: Versuchsaufbau schliessendes Moment: Ansicht Vorderseite mit Abmessungen



1	Versuchskörper	10	Einlage Platte
2	Laborboden	11	Ankerplatte mit Kugelmutter (Kalottenlagerung)
3	Nivellement Schuhe	12	Krafteinleitplatte Hohlkolbenzylinder ø 120 x 40 mm
4	Stahlträger HEB 140	13	Hohlkolbenzylinder Hagenbuch F_{max} = 800 kN
5	U-Profil 3900 x 560 mm	14	Grundplatte Hohlkolbenzylinder 260 x 500 x 25 mm
6	Linienkipplager 150 x 510 x 40 mm	15	Zugstange Dywidag ø 32 mm x 4000 mm F_{pRd} = 665 kN
7	Grundplatte Linienkipplager 280 x 510 x 30 (75) mm	16	Kraftverteilplatte 250 x 250 x 30 mm
8	Rollenlager ø 70 x 330 mm	17	Seitliche Sicherung über Hallenkran/Transportanker
9	Lagerplatte 320 x 720 x 25 mm	18	Gewindestange ø24 mm l = 33 cm

Bild 3.4: Versuchsaufbau schliessendes Moment: Ansicht seitlich mit Abmessungen



1. Versuchskörper
2. Laborboden
3. Prüframen Vegasinhalle grau
4. Koppelstück Dywidag ø32 mm
5. Zugstange Dywidag ø 26 mm F_{pRd} = 456 kN
6. Linienkipplager 150 x 510 x 40 mm
7. Grundplatte Linienkipplager 280 x 510 x 30 (75) mm
8. Rollenlager ø 70 x 330 mm
9. Lagerplatte 320 x 720 x 25 mm
10. Einlage Platte
11. Ankerplatte mit Kugelmutter (Kalottenlagerung)
12. Krafteinleitplatte Hohlkolbenzylinder ø 120 x 40 mm
13. Hohlkolbenzylinder Hagenbuch F_{max} = 800 kN
14. Grundplatte Hohlkolbenzylinder 260 x 500 x 25 mm
15. Zugstange Dywidag ø 32 mm F_{pRd} = 665 kN
16. Kraftverteilplatte 250 x 250 x 30 mm
17. Seitliche Sicherung über Hallenkran/Transportanker
18. UNP 300
19. Holz

Bild 3.5: Versuchsaufbau öffnendes Moment: Vorderseite mit Abmessungen

3.2 Messungen

3.2.1 Dehnungsmesser

Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Verformungen, der Kraft sowie der Dehnungen an ausgewählten Stellen wurden insgesamt 12 fest verdrahtete Messstellen eingerichtet, welche in Tabelle 3.1 dargestellt sind. Die Messungen wurden von einem Messcomputer mit einer Frequenz von 0.5 Hz ausgelöst und gespeichert. Zur Steuerung und Überwachung des Versuchs wurden die Messungen in Echtzeit am Bildschirm des Messcomputers visualisiert.

Um die Verformung des Versuchskörpers zu messen, wurden an den Stirnseiten SS1 und SS2 induktive Wegaufnehmer (w_1 bis w_4) montiert, welche mittels Magnetständer auf den U-Profilen der Versuchsanlage fixiert waren. Durch die übereinanderliegende Anordnung dieser Wegaufnehmer konnte dadurch auch die Verdrehung des Versuchskörpers an den beiden Stirnseiten gemessen werden. An den Übergängen der Riegelquerschnitte zur Rahmenecke wurden die Längenänderungen und die daraus abgeleiteten Dehnungen an der Betonoberfläche mit induktiven Wegaufnehmern (u_1 bis u_7), welche mit Invarstäben verlängert wurden, gemessen. Aus konstruktiven Gründen betrug der Abstand zwischen der Betonoberfläche und den Messgeräten 25 mm. Die Basislängen und Messbereiche der eingesetzten Messinstrumente können aus Tabelle 3.1 entnommen werden.

Die Kraft der 800 kN Hydraulikpresse wurde über die Messstelle des Öldrucks bestimmt. Die Messungenauigkeit des Hohlkolbenzylinders wurde vor der Versuchsdurchführung über die Ermittlung von dessen Kennlinie bestimmt und beträgt im Mittel 0.65%.

Die Anordnung der Messstellen wird für den Versuch mit öffnendem Moment übernommen.

Bezeichnung	Messgrösse	Ort	Basislänge	Messlänge
u_1	Längenänderung	Oberseite OS 1	200 mm	± 25 mm
u_2	Längenänderung	Oberseite OS 1	200 mm	± 25 mm
u_3	Längenänderung	Oberseite OS 2	200 mm	± 25 mm
u_4	Längenänderung	Oberseite OS 2	200 mm	± 25 mm
u_5	Längenänderung	Unterseite	140 mm	± 10 mm
u_6	Längenänderung	Unterseite	140 mm	± 10 mm
u_7	Längenänderung	Unterseite	140 mm	± 10 mm
u_8	Längenänderung	Unterseite	140 mm	± 10 mm
w_1	Längenänderung	Stirnseite	-	± 100 mm
w_2	Längenänderung	Stirnseite	-	± 100 mm
w_3	Längenänderung	Stirnseite	-	± 50 mm
w_4	Längenänderung	Stirnseite	-	± 50 mm
p	Öldruck	Hohlkolbenzylinder		600 bar

Tabelle 3.1: Übersicht der kontinuierlichen Messungen (Minder, 2015)

Die Verformung w wird wie folgt berechnet:

$$w = \frac{|w_3 + w_4|}{2} - \frac{|w_1 + w_2|}{2} \tag{3.1}$$

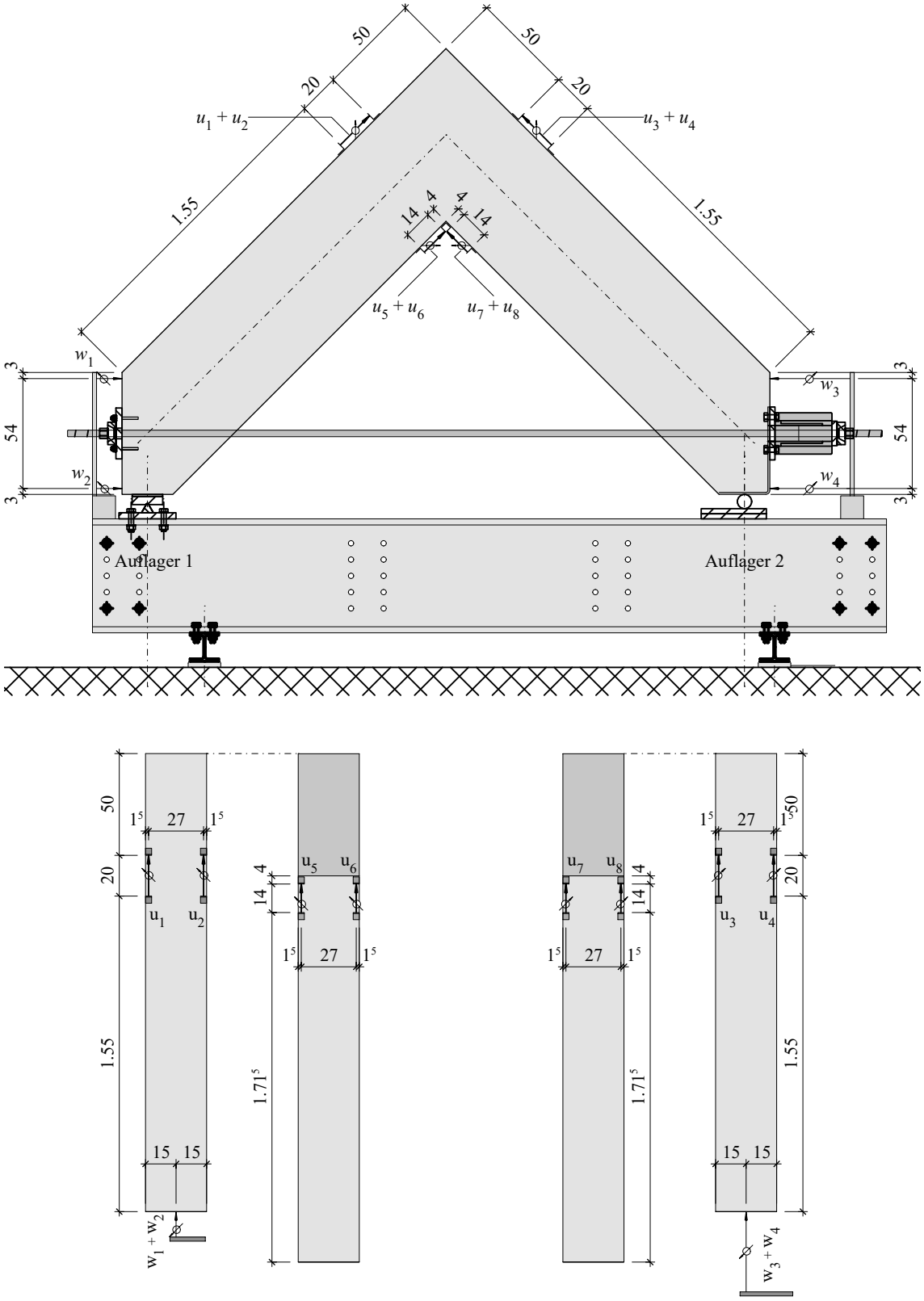


Bild 3.6: Anordnung und Bezeichnungen der kontinuierlichen Messungen

3.2.2 Deformetermessungen

Zur Bestimmung der mittleren Verzerrungen auf den Betonoberflächen wurden flächige Deformetermessungen auf der Rückseite sowie auf allen Ober- und Unterseiten (OS1, OS2, US1, US2) durchgeführt. Dazu wurden auf die Oberflächen Aluminiumbolzen in einem orthogonalen Raster mit Abständen von je 10 cm mittels Zweikomponentenkleber auf die Betonoberfläche aufgeklebt. Die Messung der Abstandsänderungen zwischen den Messmarken erfolgte mit einem Deformeter, welcher mit einer digitalen Messuhr ausgerüstet war und die Daten per Funksteuerung auf einen Messcomputer übertrug. Das Messgerät wurde dafür auf die Zentrierbohrungen der aufgeklebten Aluminiumbolzen gesetzt, die als Messmarken dienten. Aufgrund der Höhe der Aluminiumbolzen wurde so die Abstandsänderung etwa 3 mm oberhalb der Betonoberfläche gemessen. Die Anordnung der Messmarken und die Nummerierung der Messstrecken für die Deformetermessungen sind in Bild 3.7 (orthogonal) und in Bild 3.8 (diagonal) ersichtlich. Die Lage und Anzahl der Messstrecken kann Tabelle 3.1 entnommen werden. Für die Nummerierung wurde zwischen orthogonalen und diagonalen Messstrecken unterschieden.
Für die Deformetermessungen wurde ein Messgerät mit folgenden Kennwerten eingesetzt:

- Deformeter mit einer Basislänge von 100 mm und 141 mm
- Messbereich $\pm$ 5 mm
- Messgenauigkeit $\pm$ 0.001 mm

Die Deformetermessungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, mit Ausnahme der letzten Laststufe, welche zum Versagen des Versuchskörpers führte. Vor dem Versuchsbeginn wurden zwei Messungen zur Bestimmung des initialen, verzerrungsfreien Zustands durchgeführt, wobei der Versuchskörper bereits in die endgültige Position gebracht wurde und unter Eigenlast stand. Für die Auswertung wurde der Mittelwert der beiden Messungen verwendet. Bei Messdifferenzen von mehr als 0.005 mm bei orthogonalen Messungen, beziehungsweise 0.007 mm bei diagonalen Messungen, wurden diese Strecken erneut gemessen. Um Messfehler infolge Temperaturschwankungen erfassen und ausgleichen zu können, wurden periodisch Referenzmessungen an einem Inverstab durchgeführt. Das Intervall der Referenzmessungen betrug im Mittel 15 Messstrecken.

Messungen	Basislänge	Richtung	Ort	Anzahl
1 - 170	100 mm	orthogonal	Vorderseite	170
201 - 252	100 mm	orthogonal	Oberseite OS 1	52
301 - 352	100 mm	orthogonal	Oberseite OS 1	52
401 - 422	100 mm	orthogonal	Unterseite US 1	22
501 - 522	100 mm	orthogonal	Unterseite US 2	22
1 - 150	100 mm	diagonal	Vorderseite	150
201 - 240	100 mm	diagonal	Oberseite OS 1	40
301 - 340	100 mm	diagonal	Oberseite OS 1	40
401 - 416	100 mm	diagonal	Unterseite US 1	16
501 - 516	100 mm	diagonal	Unterseite US 2	16

Tabelle 3.2: Übersicht der Deformetermessungen

Auswertung

Die Auswertung der Derformetermessungen wird in Matlab durchgeführt und in Ansys gerechnet. Dabei wird pro Messnetz ein statisch bestimmtes System angelegt, bei welchem jeder Messstrecke

ein elastischer Pendelstab zugeordnet wird. Die gemessenen Verformungen werden dem System als Verformungszustand vorgegeben und daraus die Spannungen berechnet. Beim Anlegen des statischen Systemes ist darauf zu achten, dass für die Stäbe an den Auflagern bis zur letzten Laststufe Werte vorhanden sind. Diese Strecken dürfen nicht ausfallen.

In den Grafiken der Auswertung der Deformetermessungen (z.B. Bild 4.4 ff) wird Druck jeweils blau und Zug rot dargestellt.

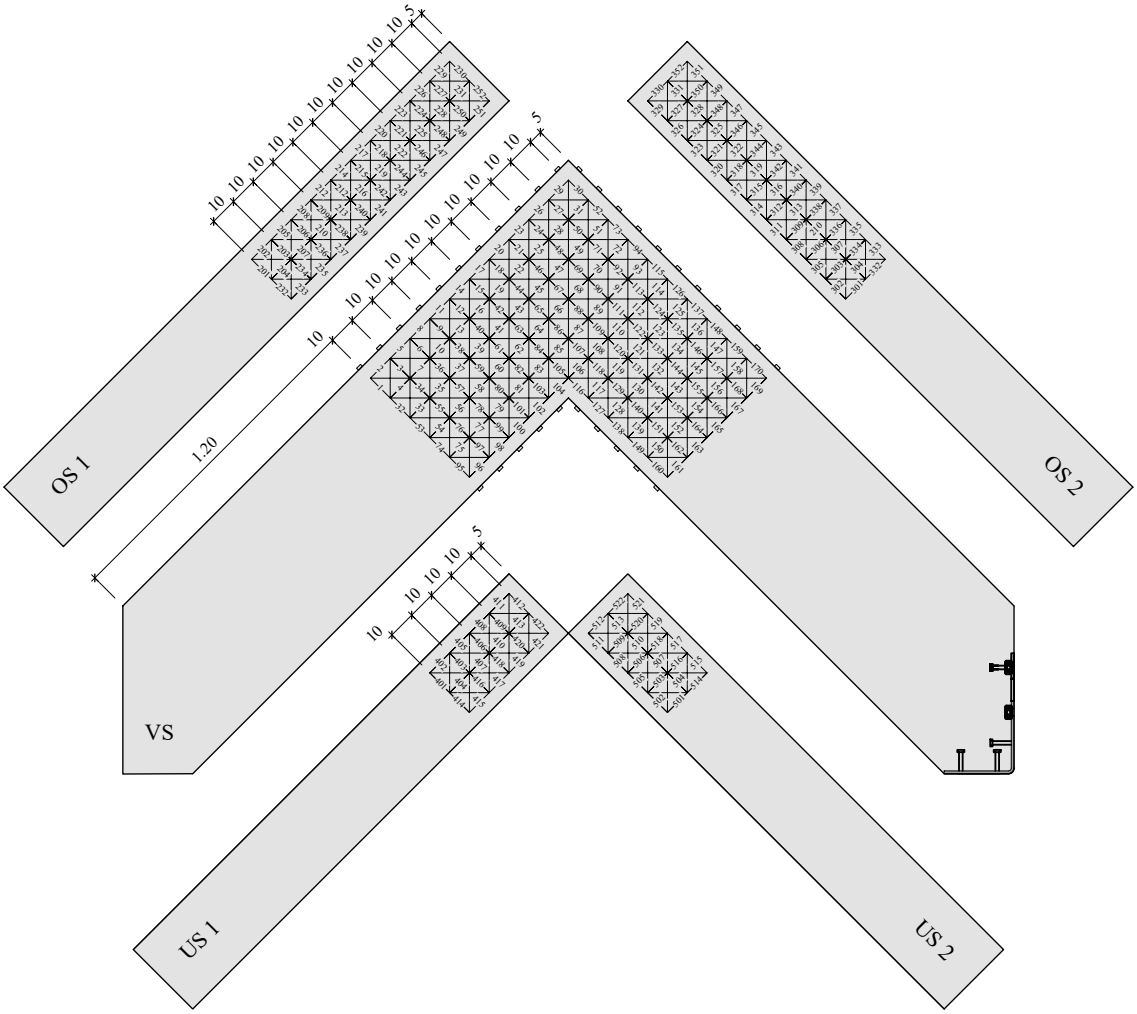


Bild 3.7: Deformeternetz orthogonal, Abmessungen in mm

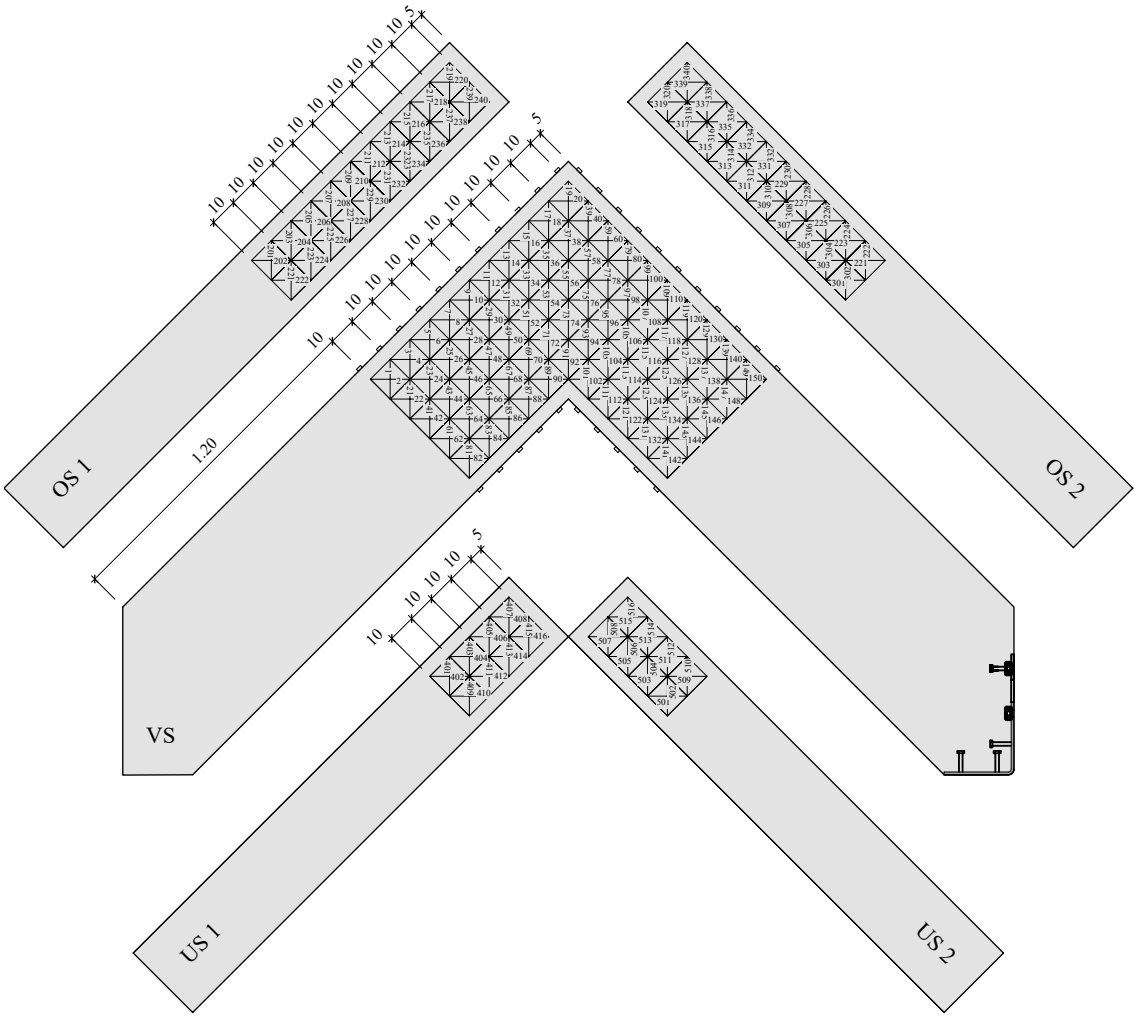


Bild 3.8: Deformeternetz diagonal, Abmessungen in mm

3.2.3 Digital Image Correlation (DIC-Messungen)

Zur Aufnahme und Auswertung der Dehnungen und Verformungen wurde zusätzlich zu den mechanischen Messungen die Technik der digitalen Bildkorrelation (Digital Image Correlation DIC) eingesetzt. Mit diesem optischen Verfahren werden die Aufnahmen von digitalen Bildern im unbelasteten und belasteten Zustand miteinander verglichen. Dabei werden die Verschiebungen des Oberflächenmusters innerhalb kleiner diskreter Fenster analysiert und anhand einer zweidimensionalen Kreuzkorrelationsberechnung können daraus die lokalen Dehnungen ε_x, ε_y und die Schiebungen ε_{xy} berechnet werden können.

Damit die digitalen Bilder mit Hilfe einer DIC Software analysiert werden konnten, musste ein zufälliges und dichtes Punktemuster möglichst gleichmässig auf die Oberfläche aufgebracht werden. Dazu wurde die Oberfläche zuerst weiss eingefärbt und anschliessend das schwarze Muster mit einer konventionellen Spraydose aufgebracht, welche eine manuell vergrösserte Düsenkopföffnung aufwies. Das schwarz/weiss Verhältnis der Oberflächenstruktur sollte bei ca. 1 liegen, dies wurde beim Aufbringen periodisch mithilfe von Farbhistogrammen in Adobe Photoshop CC2017 kalibriert.

Bild 3.9: Beispiel Muster DIC

Für die Auswertung wird das Programm OpteCal 1.0.6.0 verwendet. Mit dieser Software werden alle Bilder erst entzerrt um die Einflüsse von Kamera und Objektiv zu eliminieren. Die eingesetzten Kameras, Objektive und die jeweilige Brennweite sind in Tabelle 3.3 aufgelistet.

	Kamera	Sensorgrösse	Objektiv	Brennweite
Versuch 1	Canon 5D	Vollformat	Canon EF 24 - 70 mm 1:2.8 L USM	38 mm
Versuch 2	Canon 70d	APS-C	Canon 18-55 EFS	26 mm
Versuch 3	Canon 5D	Vollformat	Canon EF 24 - 70 mm 1:2.8 L USM OS 1	42 mm
Versuch 4	Canon 5D	Vollformat	Canon EF 24 - 70 mm 1:2.8 L USM US 1	40 mm
Versuch 5	Canon 5D	Vollformat	Canon EF 24 - 70 mm 1:2.8 L USM US 2	38 mm
Versuch 6	keine DIC-Messungen			

Tabelle 3.3: Eingesetzte Kameras für die DIC-Messung, Objektive und Brennweite

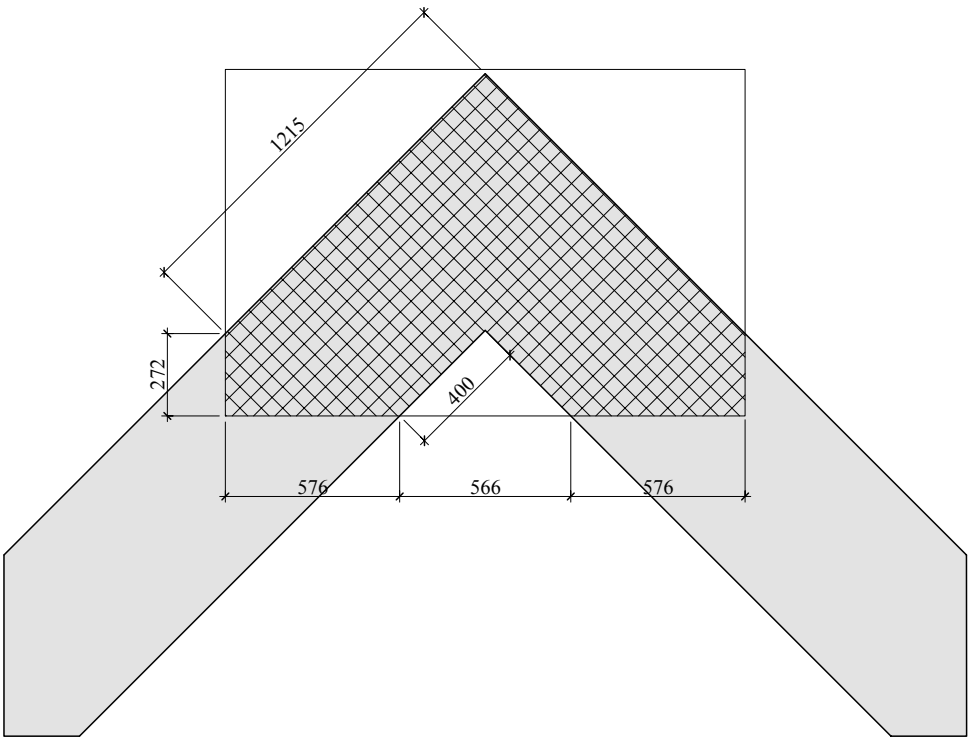


Bild 3.10: Ausschnitt für DIC-Messung

3.3 Versuchsablauf

Die Prüfung der Versuchskörper wird jeweils auf zwei Tage verteilt und pro Prüfung vier Laststufen (Tabelle 3.4) durchgeführt. Dabei wird die Kraft gesteigert, bis eine Laststufe erreicht wird und anschliessend durch Entlasten der Weg konstant gehalten. Hat sich die Verformung, resp. der Weg stabilisiert, wird mit der Deformetermessung begonnen. Während der Deformetermessung, die pro Laststufe ungefähr zwei Stunden dauert, wird die Kraft immer wieder nachjustiert, sodass der Weg - gemessen beim Wegmesser w4 - konstant bleibt. Diese Nachjustierungen sind an den kleinen Treppenstufen in den Bilder 3.11 bis 3.15 für die Versuche V1 bis V5 zu erkennen. Nach zwei Laststufen wird der Versuchskörper jeweils bis zu einer Kraft von 10 kN entlastet. Diese Kraft von 10 kN wird über Nacht konstant gehalten bis am zweiten Tag die Laststufe 3 geprüft wird.

Gleichzeitig mit der Deformetermessung werden die Risse pro Laststufe mit einer anderen Farbe nachgezeichnet, um nach der Prüfung die Risse, die pro Laststufe neu aufgetreten sind, nachvollziehen und fotografisch festhalten zu können.

Nach der Prüfung wird die Bewehrung auf der Oberseite (OS) freigelegt und allfällige Verschiebungen (Ausziehen der Bewehrung) oder plastische Verformungen zu dokumentieren.

	LS 1	LS 2	LS 3	LS 4
4 ø16 mm (schliessend)	100 kN	200 kN	225 kN	240 kN
4 ø26 mm (schliessend)	240 kN	480 kN	500 kN	520 kN
2 ø30 mm (öffnend)	125 kN	250 kN	280 kN	300 kN
2 ø30 mm (schliessend)	160 kN	320 kN	360 kN	380 kN
2 ø30 mm (schliessend)	100 kN	300 kN	400 kN	500 kN

Tabelle 3.4: Übersicht der geplanten Laststufen

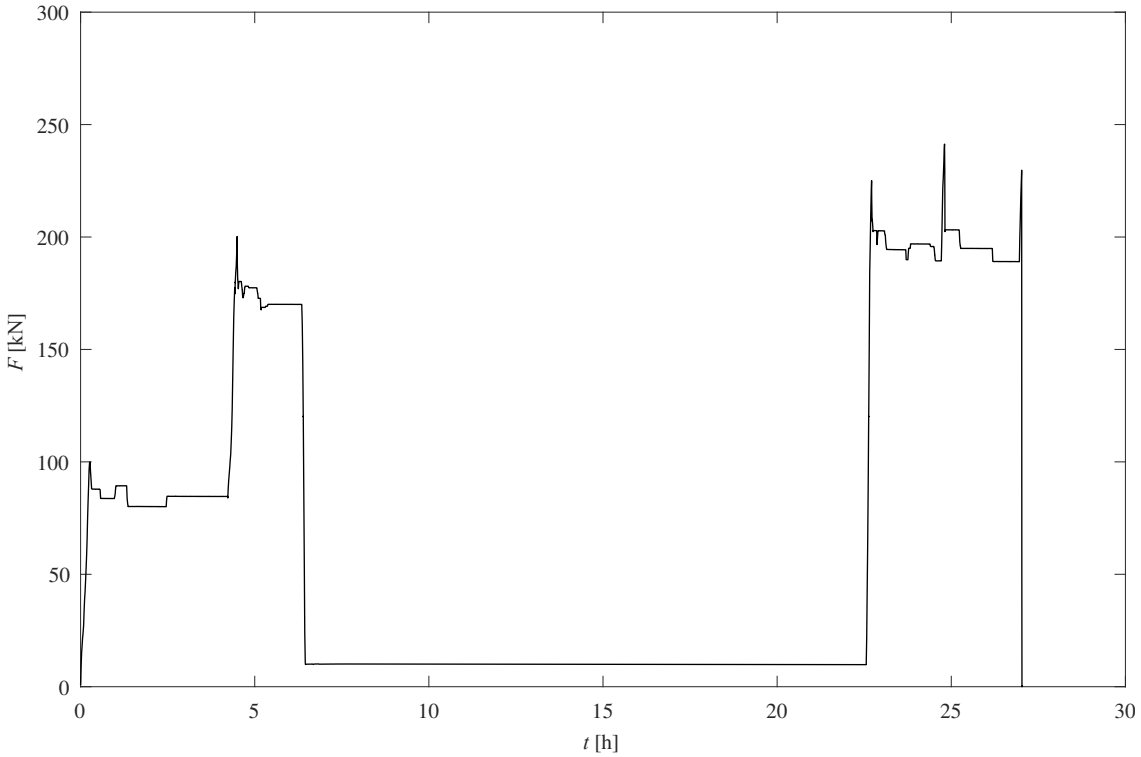


Bild 3.11: Last-Zeitdiagramm Versuch 1

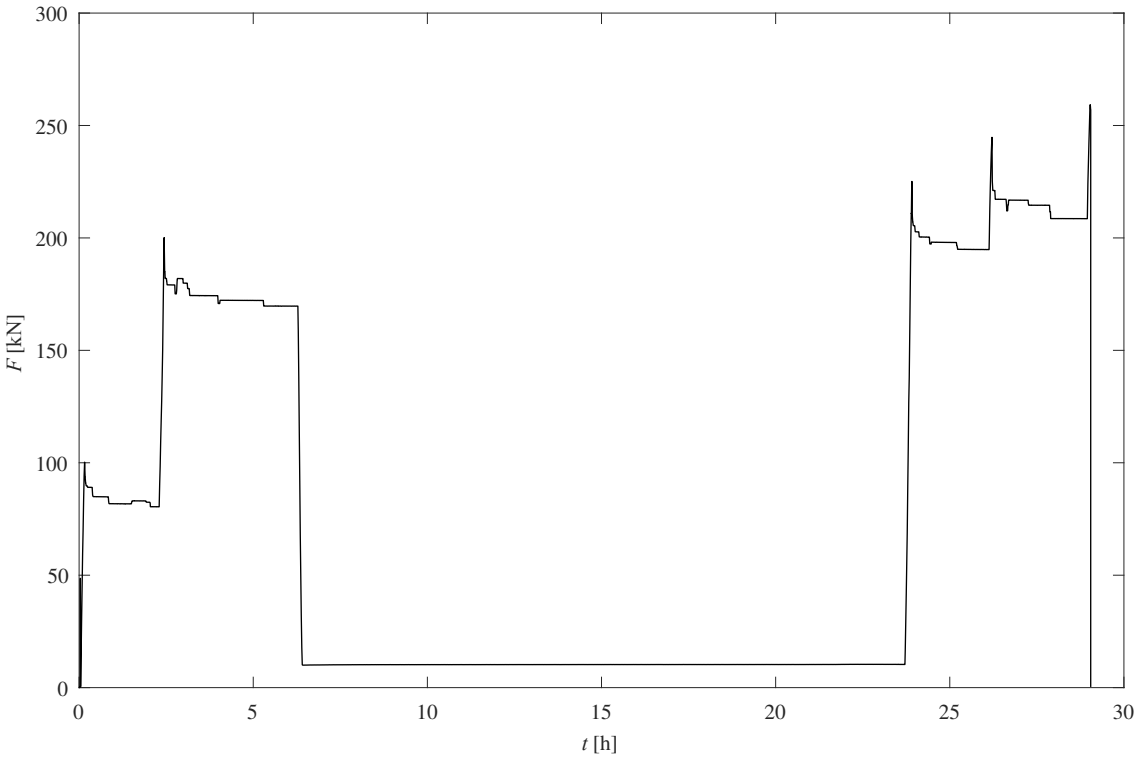


Bild 3.12: Last-Zeitdiagramm Versuch 2

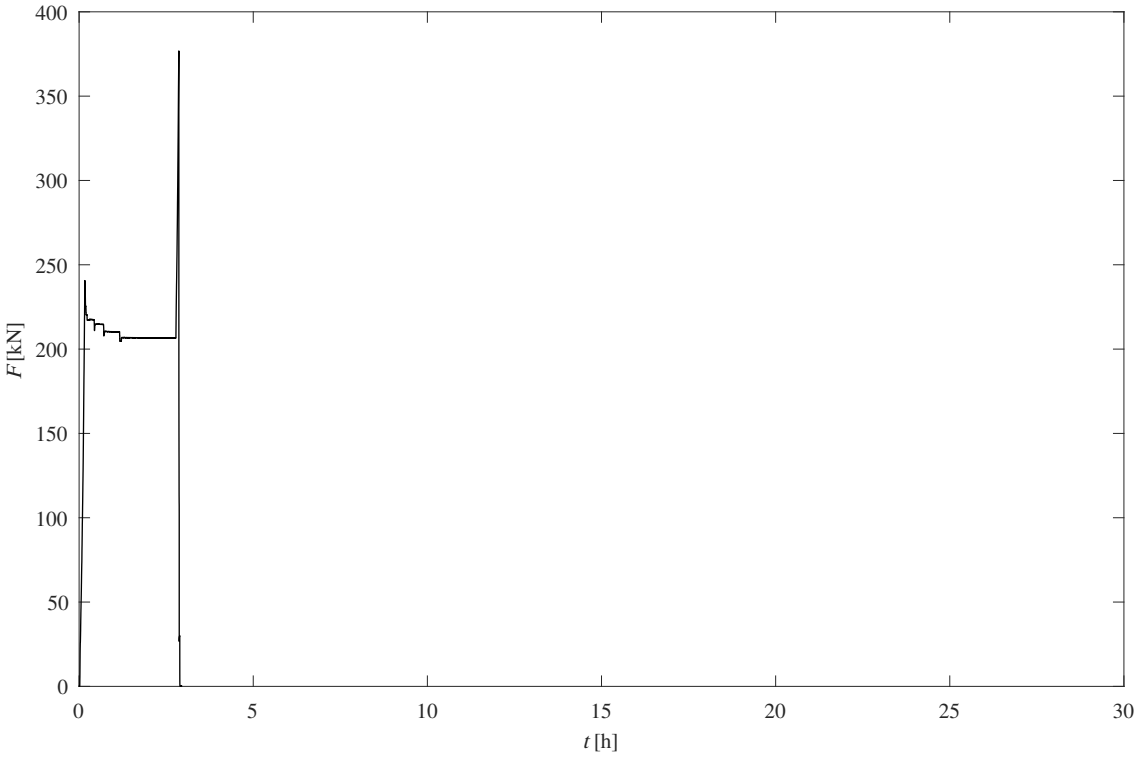


Bild 3.13: Last-Zeitdiagramm Versuch 3

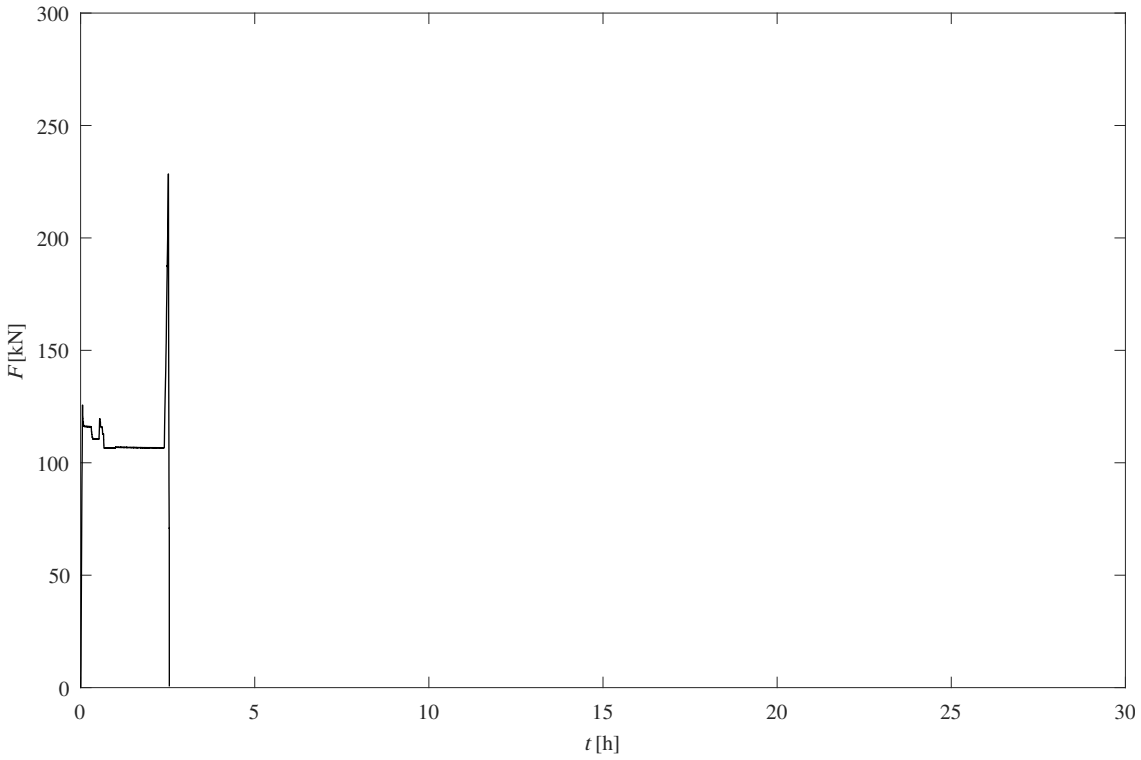


Bild 3.14: Last-Zeitdiagramm Versuch 4

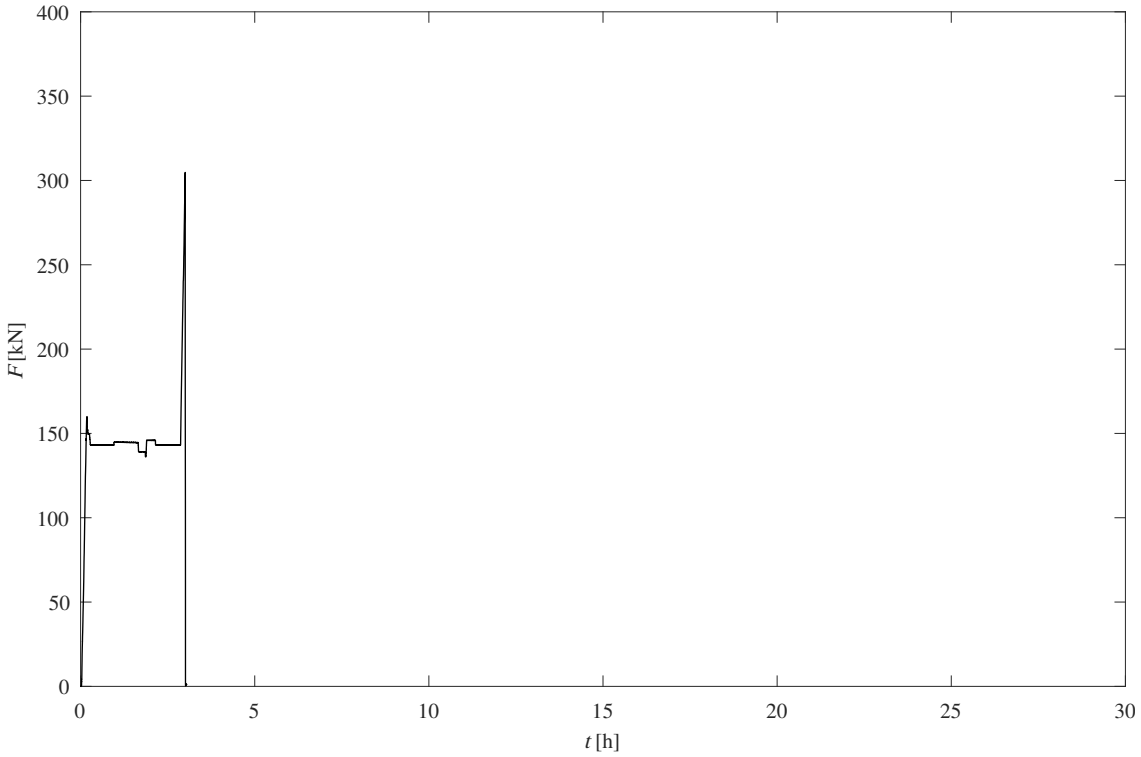


Bild 3.15: Last-Zeitdiagramm Versuch 5

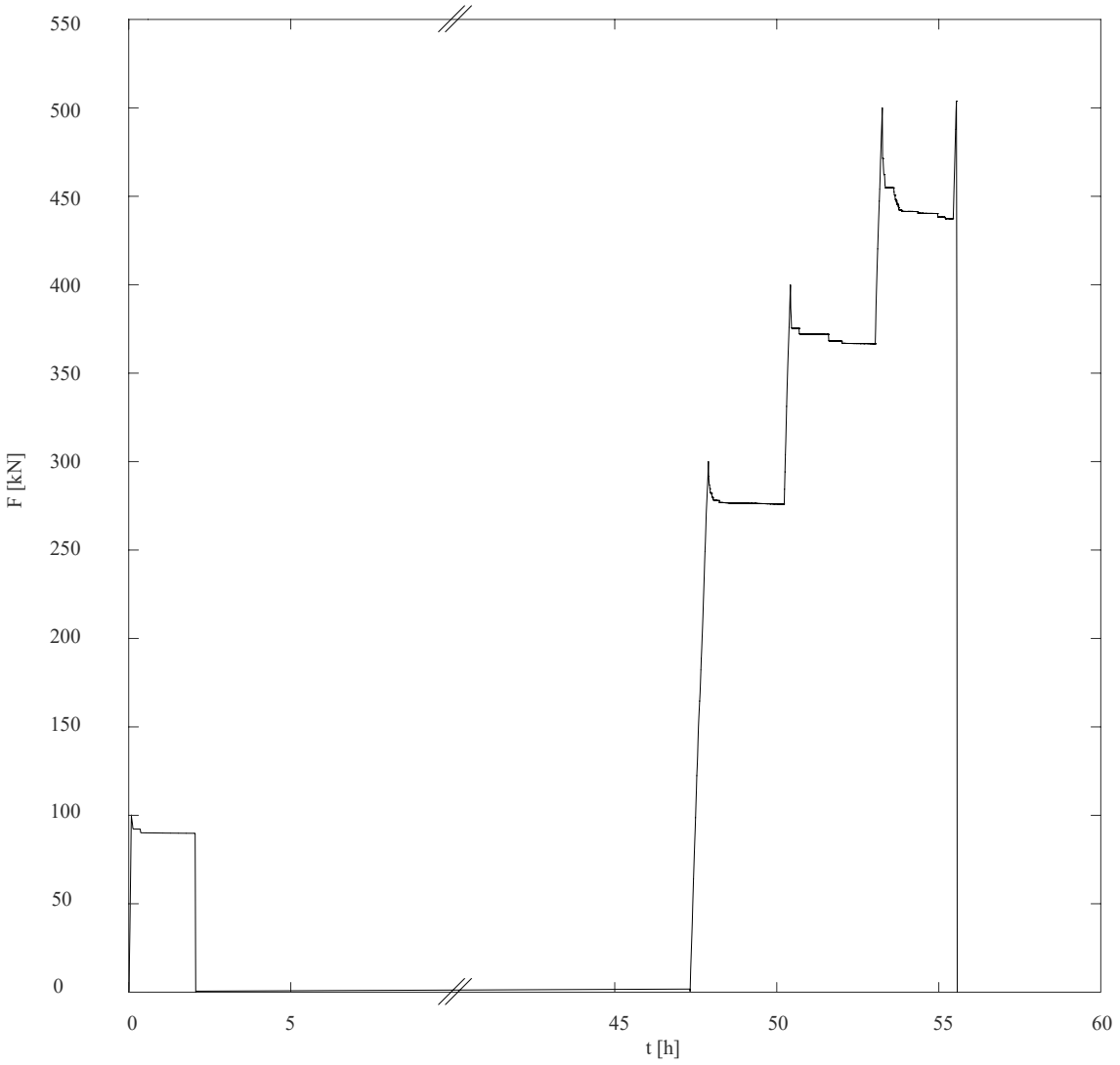


Bild 3.16: Last-Zeitdiagramm Versuch 6

4 Versuchsresultate

4.1 Versuch 1

Bei einer Last von ca. 170 kN zeigten sich erste vertikal orientierte Risse im Schubfeld der Rahmenecke. Der Versuch 1 versagte spröd beim Steigern der Last nach der Laststufe 4 durch ein Verbundversagen der Biegebewehrung im Bereich der Rahmenecke bei einer Kraft von 230 kN.

Nach dem Versuch konnte der Überdeckungsbeton im Bereich des Verbundversagens auf der Oberseite OS1 von Hand entfernt werden, (Bild 4.2). Mitunter folgende Faktoren könnten das Verbundversagen beeinflusst haben:

- zu geringe Betonzugfestigkeit womit die Verankerungslänge nicht ausreichend war
- Schubfeld war mit Netzen bewehrt womit eine Bewehrung für den Querzug in der Biegezugzone fehlte
- zu geringe Bewehrungsüberdeckung

Der Kraft-Verformungverlauf kann Bild 4.1 entnommen werden. Die zugehörigen Messwerte sind in Tabelle 4.1 festgehalten. Die Belastungsgeschwindigkeit F/t wird pro Laststufe mit $\triangle F/\triangle t$ berechnet.

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [min]
1	Belastung	0	**0.11**	0	0	0	0	0	0	0	0.3
	Entlast.	**100**		**2.79**	**3.23**	**-0.44**	**0.95**	**1.22**	**-0.46**	**-0.44**	**16**
	Messung	88.8		2.80	3.24	-0.44	0.95	1.22	-0.45	-0.44	18
2	Belastung	84.6	**0.12**	2.83	3.28	-0.45	0.92	1.17	-0.49	-0.46	253
	Entlast.	**200.2**		**12.13**	**14.12**	**-1.99**	**2.83**	**2.83**	**-1.54**	**-1.41**	**269**
	Messung	180.8		12.18	14.17	-1.98	2.79	2.78	-1.53	-1.40	271
	Pause	10.1		3.18	3.68	-0.50	0.43	0.42	-0.40	-0.36	456
3	Belastung	9.8	**0.36**	3.02	3.48	-0.45	0.40	0.39	-0.39	-0.36	1353
	Entlast.	**225**		**15.69**	**18.24**	**-2.55**	**3.24**	**3.22**	**-1.97**	**-1.80**	**1363**
	Messung	202.8		15.77	18.33	-2.55	3.15	3.12	-1.96	-1.78	1368
4	Belastung	189.4	**0.16**	15.77	18.34	-2.57	30.4	2.99	-1.97	-1.79	1483
	Entlast.	**241.3**		**19.52**	**22.67**	**-3.15**	**3.60**	**3.49**	**-2.38**	**-2.16**	**1488**
	Messung	203.2		19.77	22.95	-3.17	3.36	3.16	-2.34	-2.04	1490
	Belastung	189.1	**0.22**	19.82	22.99	-3.17	3.27	3.00	-2.34	-1.99	1617
	Bruch	**229.7**		**22.01**	**25.54**	**-3.53**	**3.87**	**3.34**	**-2.63**	**-2.20**	**1621**

Tabelle 4.1: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 1

Die Rissbilder sind im Bild 4.3 und die Auswertung der Deformetermessungen in den Bilder 4.4 bis 4.11 dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicken der Balken pro Laststufe einzeln optimiert

wurden, sodass die Dehnungen gut sichtbar sind. Die Grösse der Dehnungen von Laststufe zu Laststufe können nicht miteinander verglichen werden.

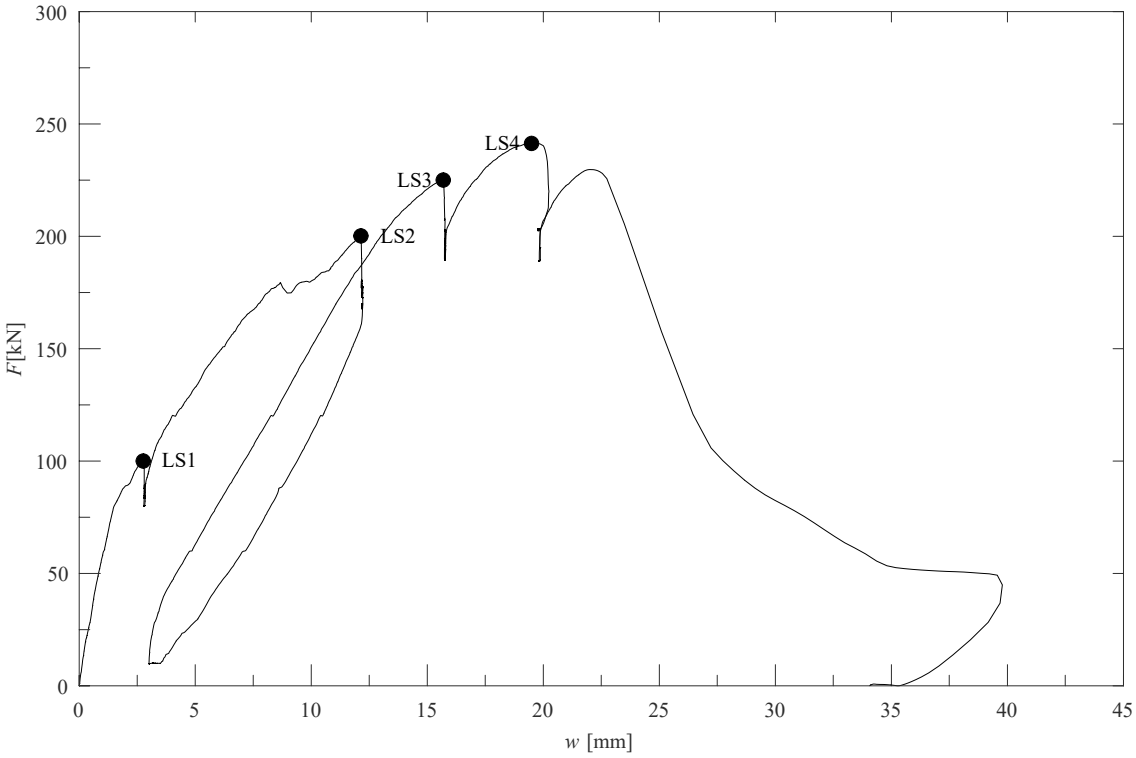


Bild 4.1: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 1

a) b)

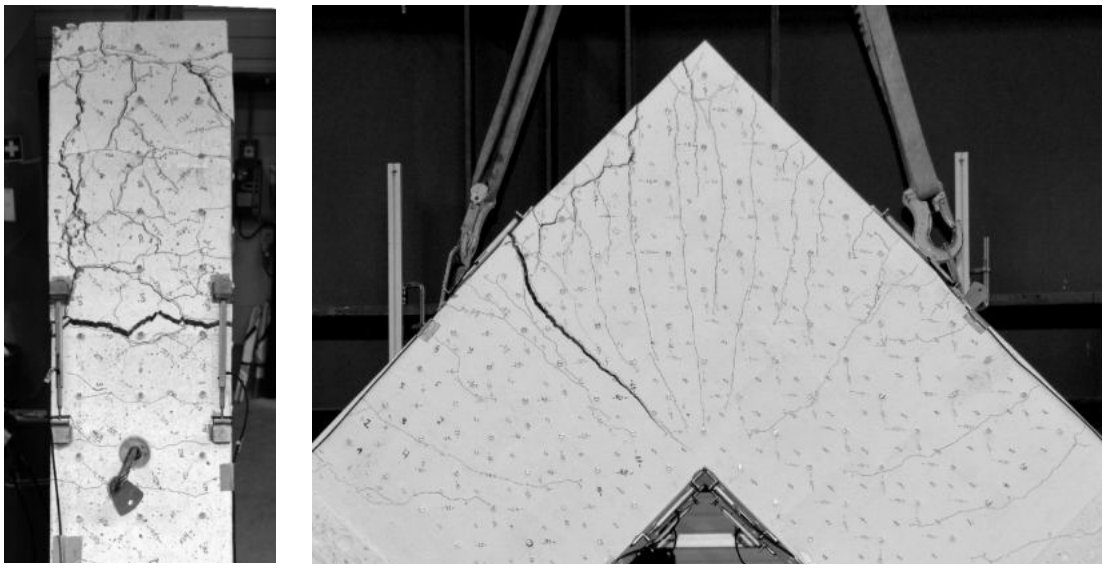


Bild 4.2: (a) Oberseite OS 1, (b) Vorderseite nach Entlastung

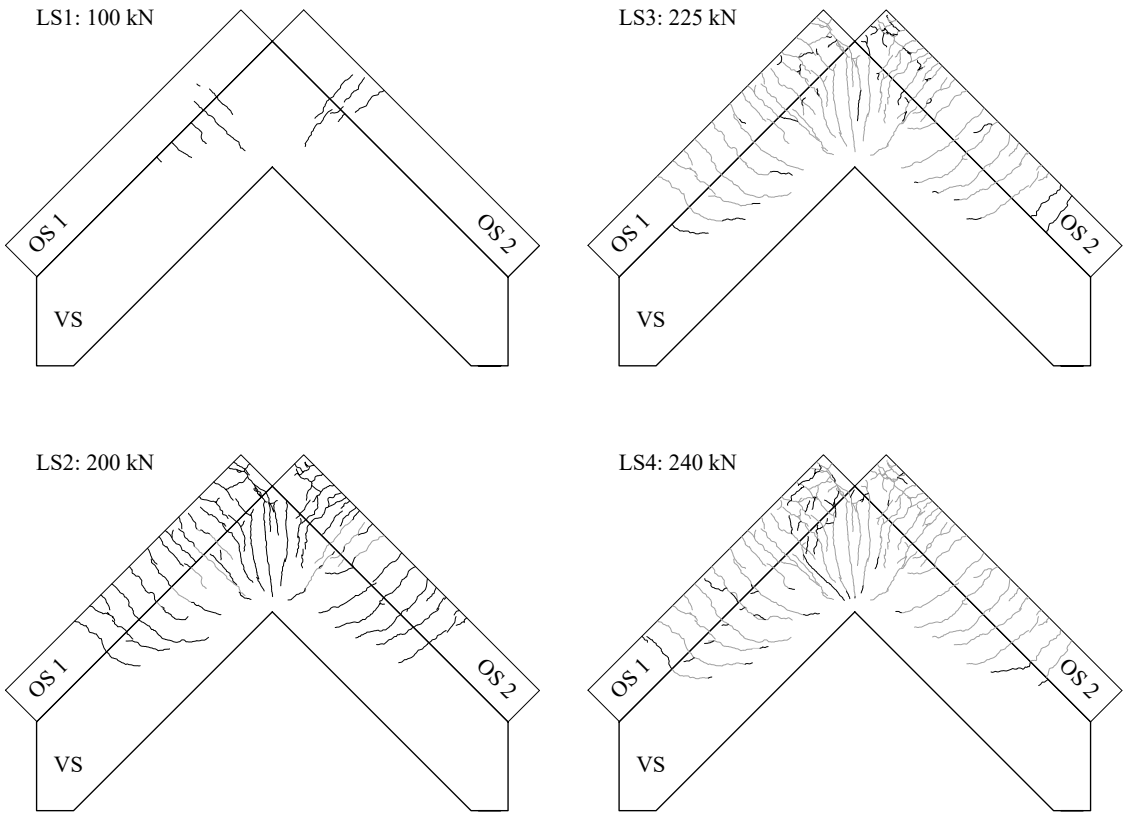


Bild 4.3: Rissbilder Vorderseite Versuch 1 Laststufen 1 bis 4

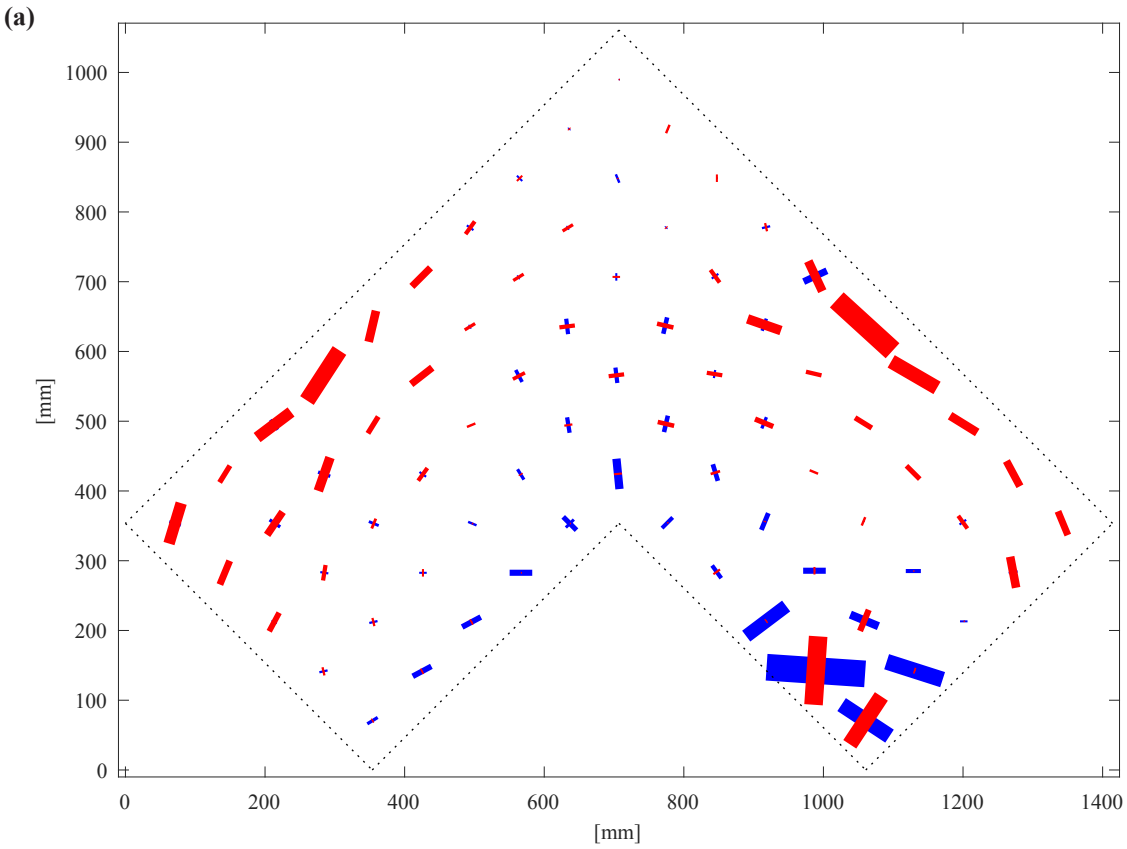


Bild 4.4: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite, Laststufe 1, V1

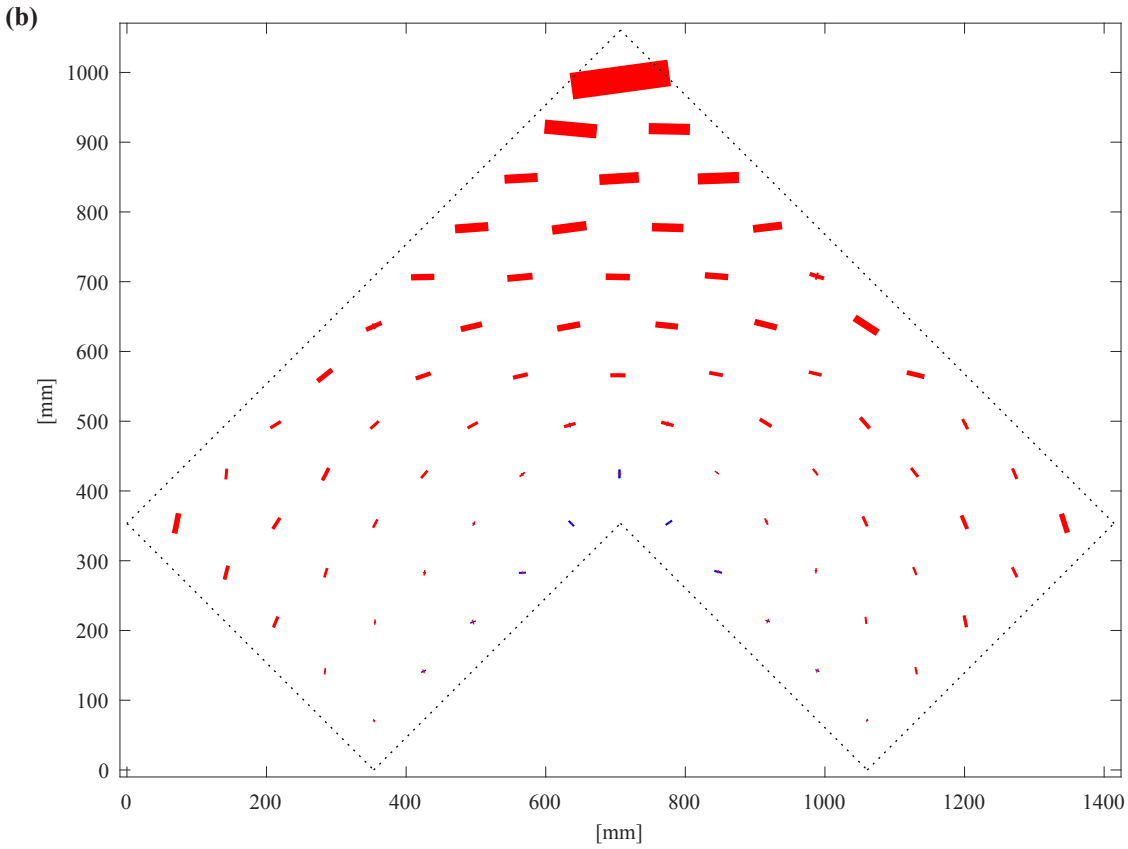


Bild 4.5: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite, Laststufe 2, V1

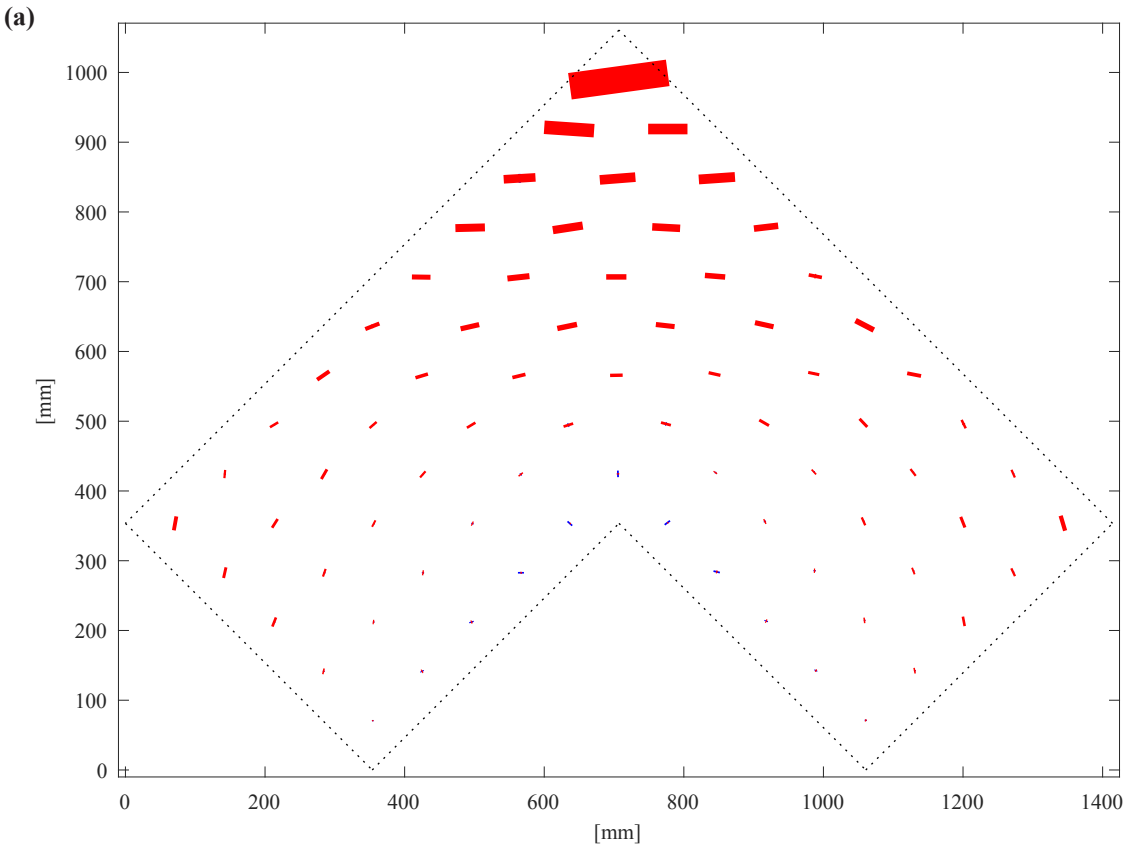


Bild 4.6: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite, Laststufe 3, V1

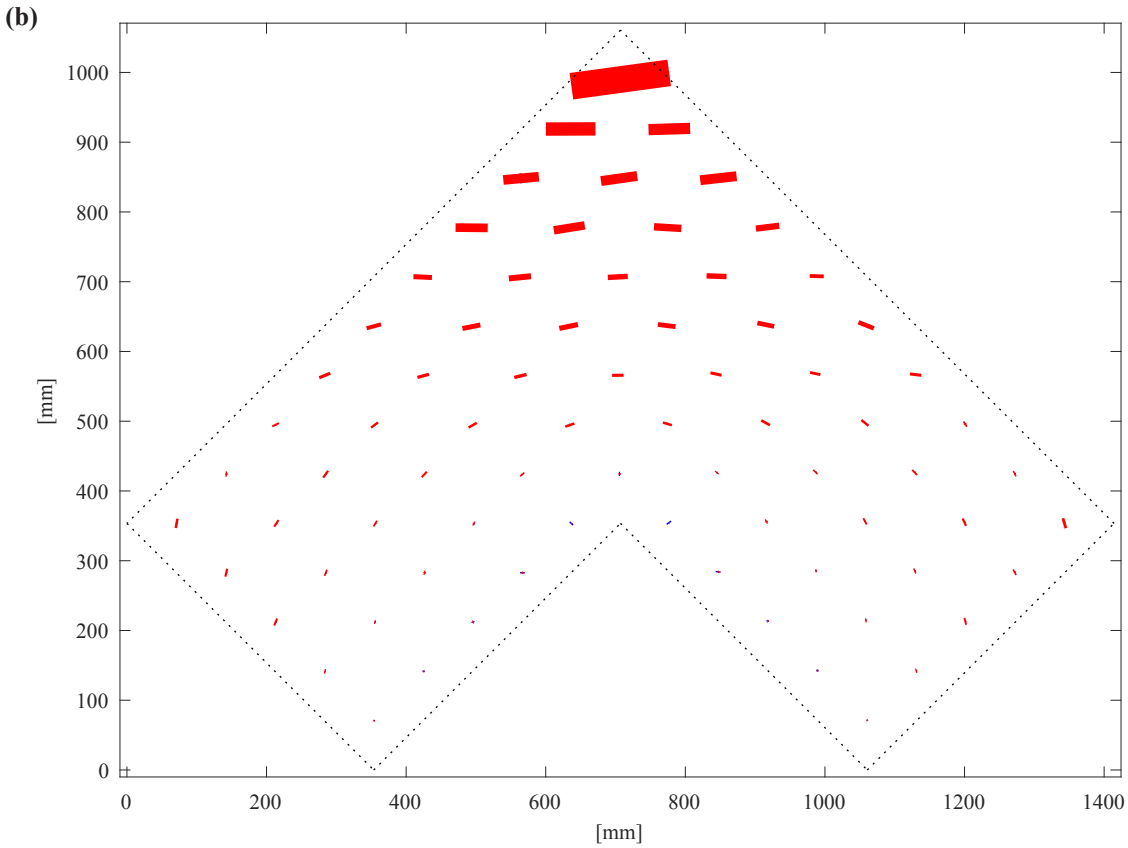


Bild 4.7: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite, Laststufe 4, V1

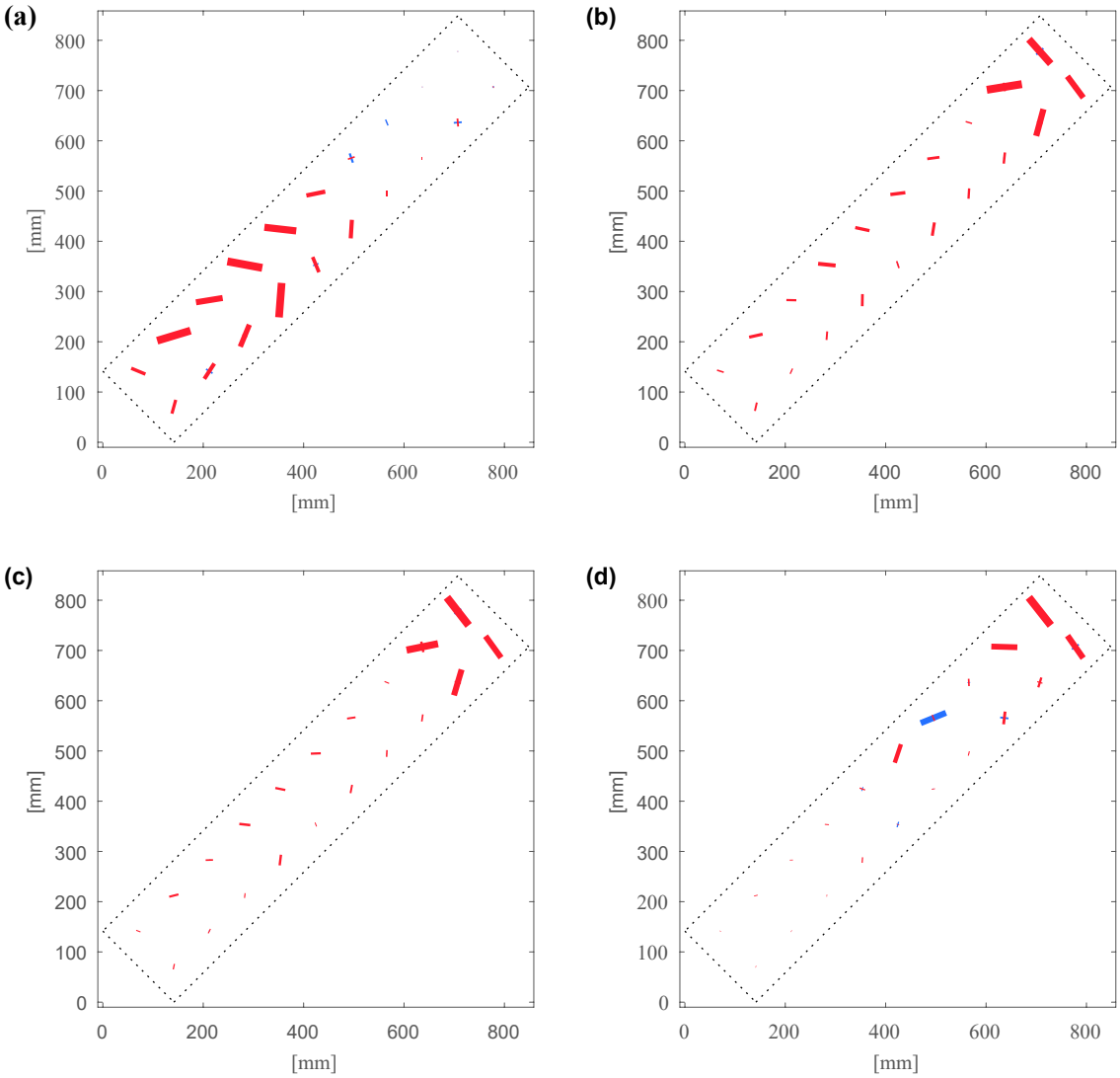


Bild 4.8: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 1 (OS 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V1

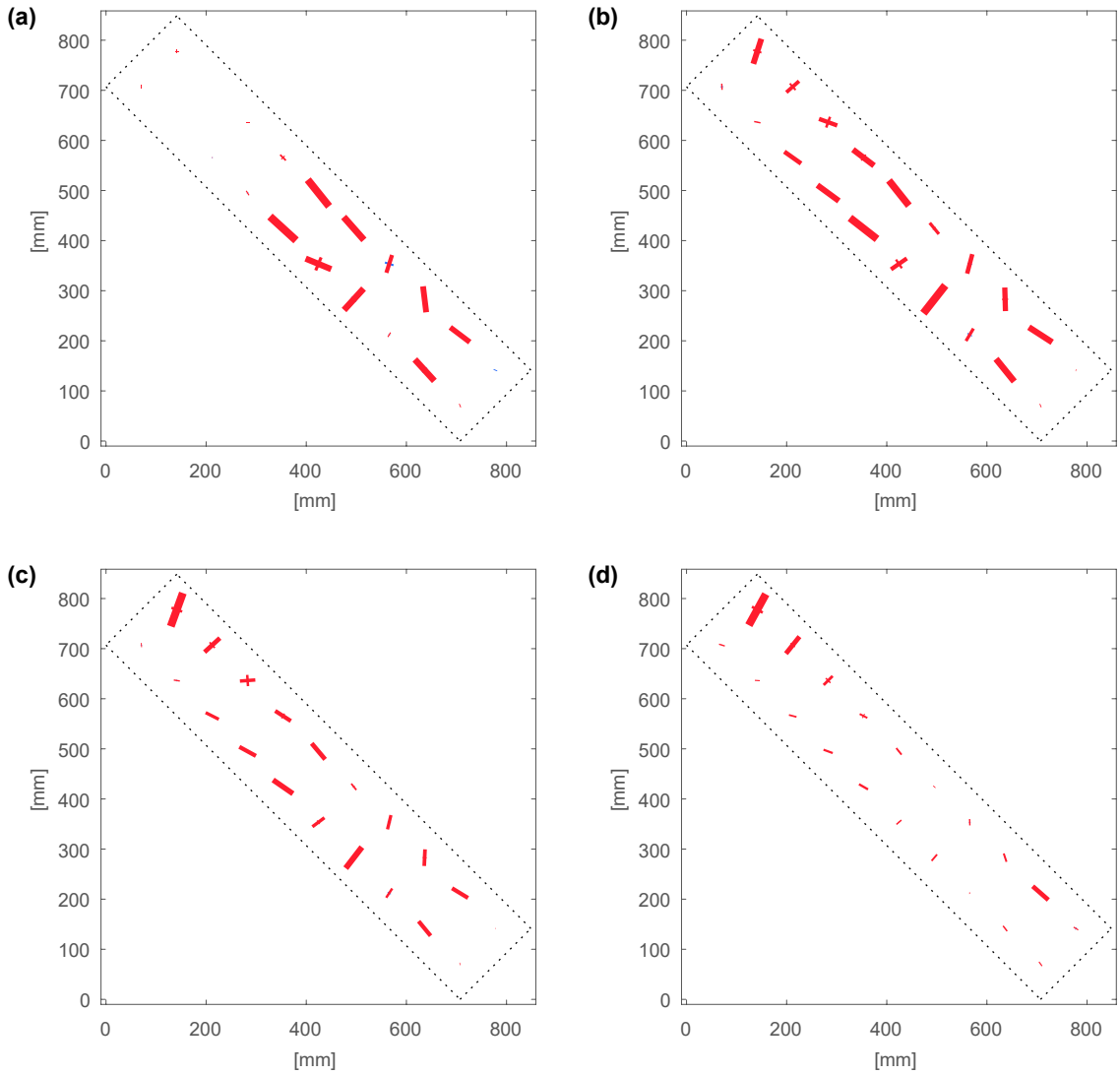


Bild 4.9: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 2 (OS 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V1

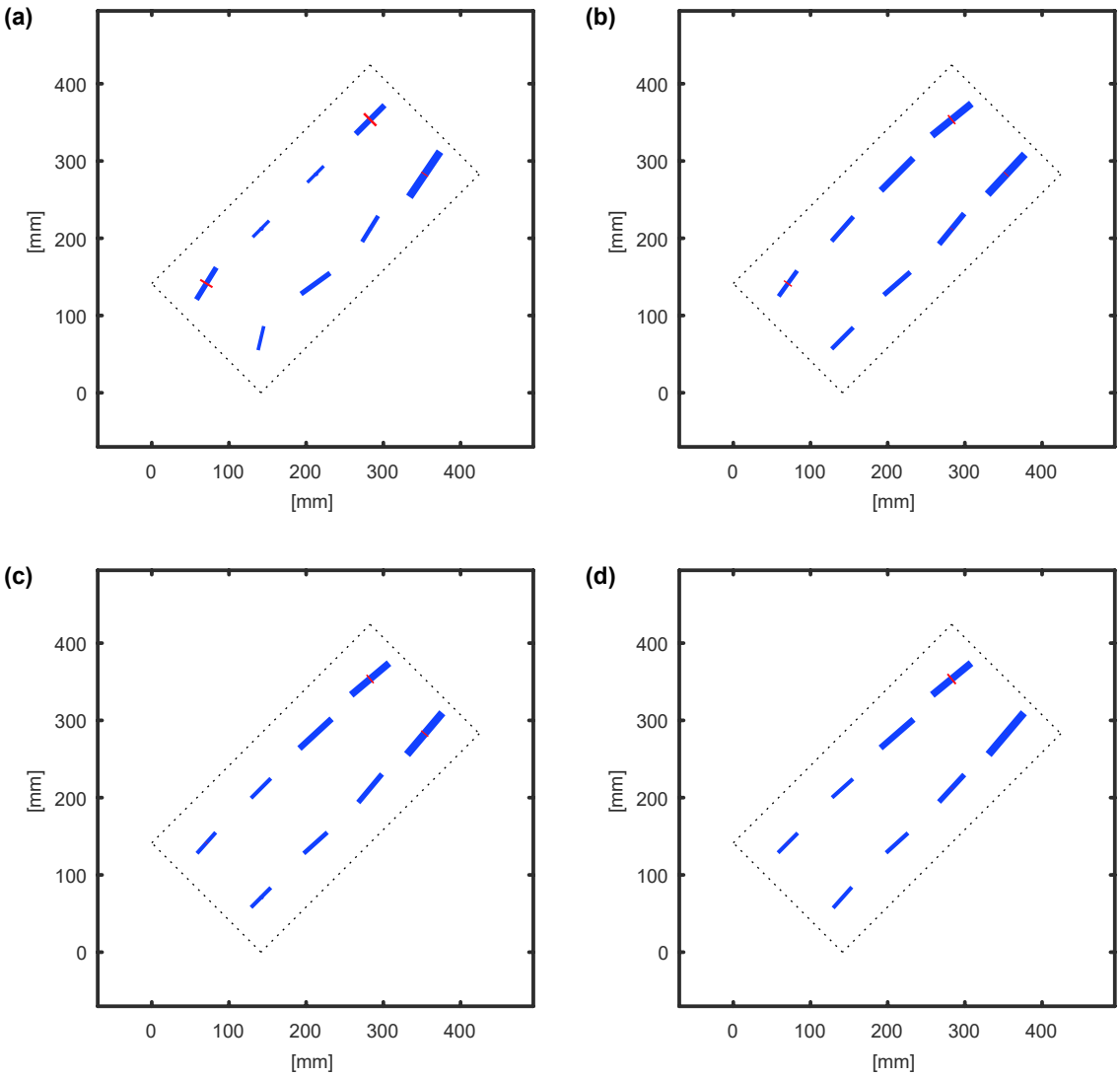


Bild 4.10: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 1 (US 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V1

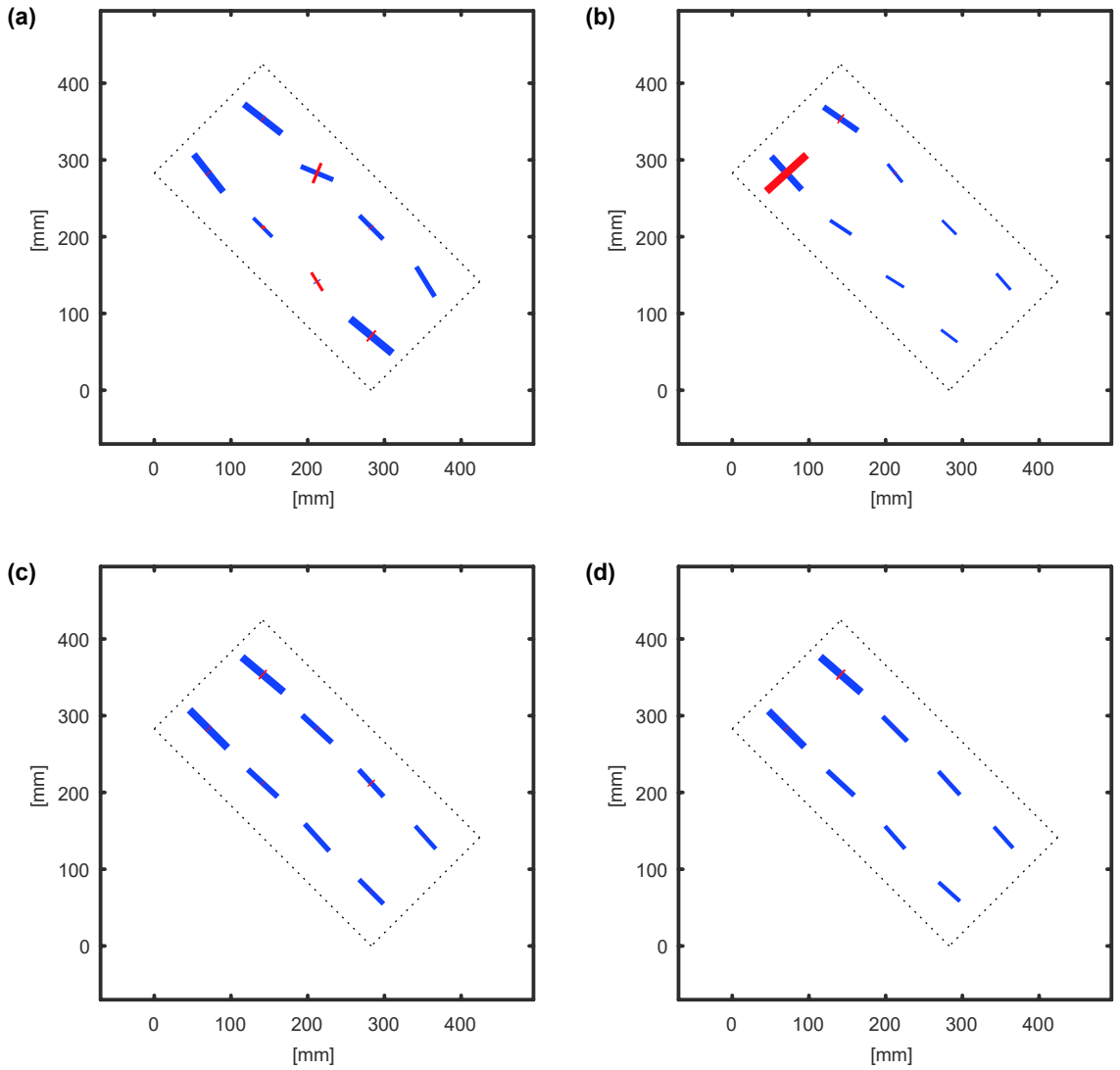


Bild 4.11: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 2 (US 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V1

4.2 Versuch 2

Beim zweiten Versuch wurde der angestrebte duktile Versagensmechanismus erreicht. Die Biegebewehrung konnte zum Fliessen gebracht werden. Das Versagen tritt nicht in der Rahmenecke auf, sondern im angrenzenden Schenkel (Bild 4.13). Es konnte eine Effizienz der Rahmenecke im Verhältnis zum Biegewiderstand im angrenzenden Schenkel von 100 % erreicht werden.

Bei der Höchstlast von 259 kN ist der Hub des Hydraulikzylinders erreicht und der Versuch musste abgebrochen werden. Beim Abbruch des Versuchs begann die Biegedruckzone bereits abzublättern. (Bild 4.13 d)).

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [s]
1	Belastung	0	**0.22**	0	0	0	0	0	0	0	1.8
	Entlast.	**100.3**		**1.53**	**1.79**	**-0.26**	**0.67**	**0.62**	**-0.31**	**-0.26**	**9.4**
	Messung	89.1		1.59	1.85	-0.26	0.71	0.67	-0.31	-0.26	21
2	Belastung	80.4	**0.23**	1.58	1.85	-0.27	0.70	0.66	-0.32	-0.26	138
	Entlast.	**200.1**		**9.63**	**11.27**	**-1.65**	**3.90**	**4.43**	**-1.12**	**-1.07**	**146**
	Messung	182		9.66	11.31	-1.65	3.88	4.41	-1.11	-1.06	169
	Pause	10.5		2.81	3.25	-0.45	0.98	1.26	-0.30	-0.28	384
3	Belastung	10.3	**0.28**	2.45	2.83	-0.37	0.87	1.13	-0.27	-0.25	1422
	Entlast.	**225.1**		**14.72**	**17.25**	**-2.53**	**6.78**	**7.31**	**-1.53**	**-1.53**	**1435**
	Messung	202.7		14.79	17.33	-2.54	6.98	7.48	-1.50	-1.52	1447
4	Belastung	194.8	**0.15**	14.79	17.34	-2.55	6.97	7.47	-1.52	-1.53	1567
	Entlast.	**244.7**		**30.85**	**35.97**	**-5.12**	**-**	**-**	**-2.41**	**-2.46**	**1573**
	Messung	217.2		31.06	36.2	-5.14	-	-	-2.41	-2.55	1585
	Belastung	208.6	**0.09**	31.04	36.19	-5.15	-	-	-2.44	-2.61	1733
	Bruch	**259.2**		**74.40**	**86.99**	**-12.59**	**-**	**-**	**-6.69**	**-9.08**	**1742**

Tabelle 4.2: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 2

Die Dehnungen der Messstellen u_1-u_4 waren für die Wegaufnehmer ab der Laststufe 4 zu gross und fielen aus.

Die Rissbilder sind im Bild 4.14 und die Auswertung der Deformetermessungen in den Bilder 4.15 bis 4.22 dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicken der Balken pro Laststufe einzeln optimiert wurden, sodass die Dehnungen gut sichtbar sind. Die Grösse der Dehnungen von Laststufe zu Laststufe können nicht miteinander verglichen werden.

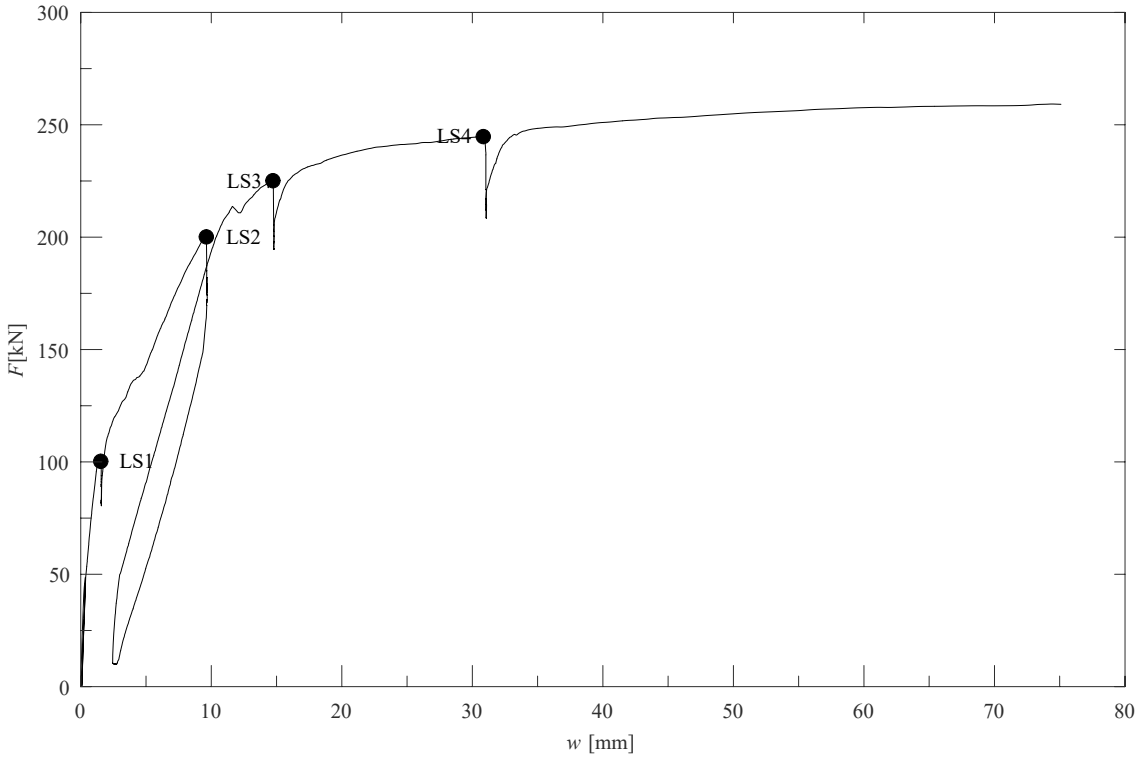


Bild 4.12: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 2

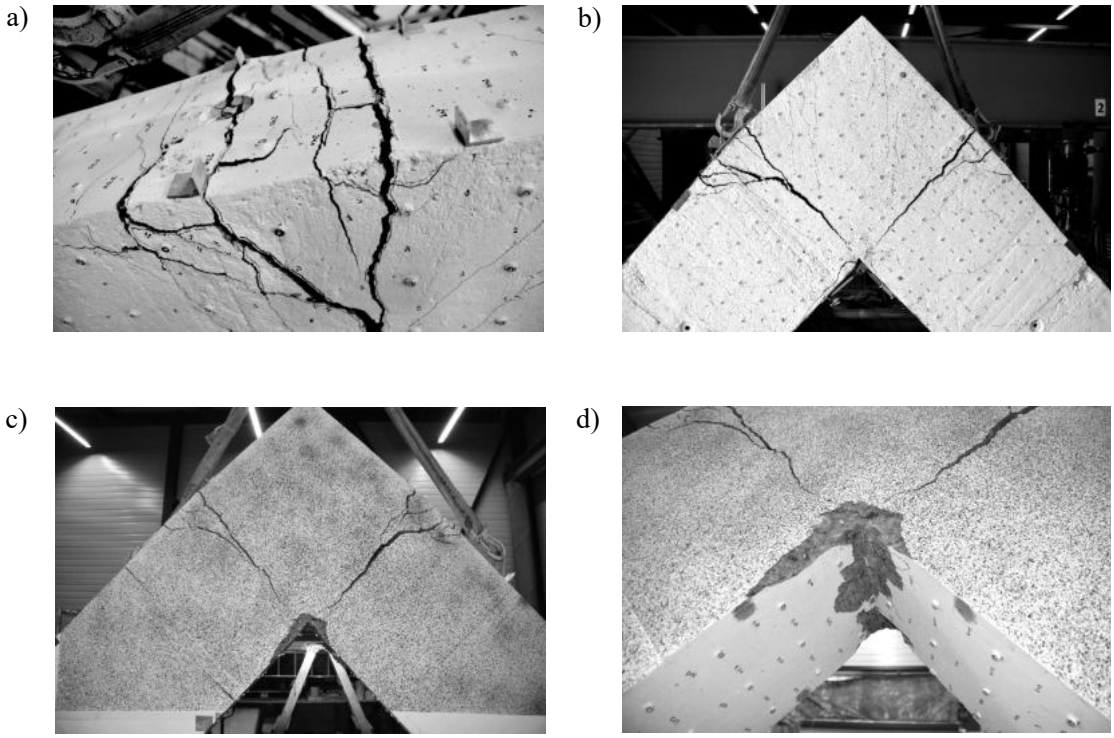


Bild 4.13: (a) Versagenszone OS 1, (b) Ansicht Vorderseite nach Entlastung, (c) Ansicht Rickseite nach Entlastung. (d) Betondruckzone nach Entlastung

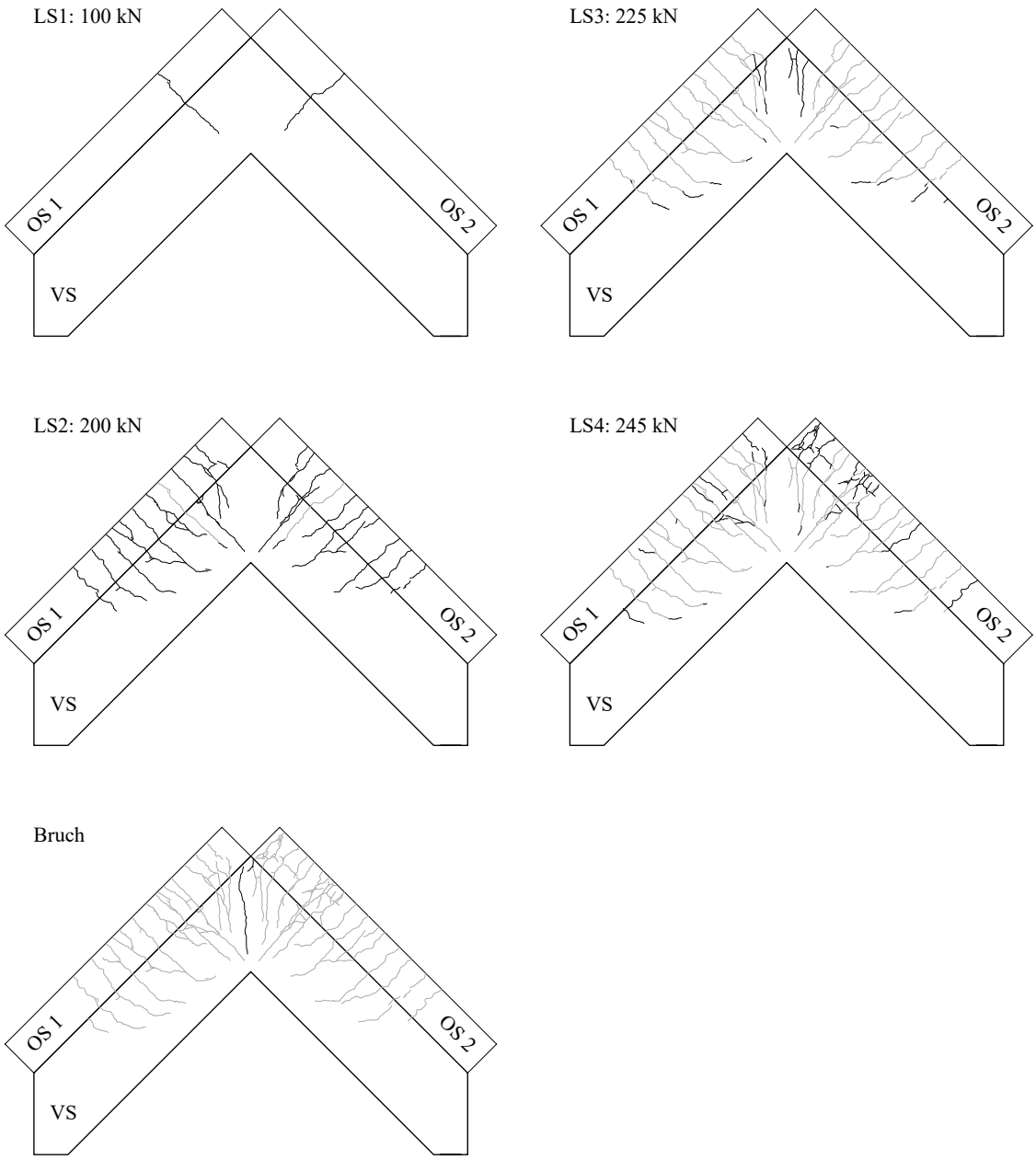


Bild 4.14: Rissbilder Vorderseite Versuch 2 (Bruch: Es werden nur zusätzliche Risse im Schubfeld dargestellt)

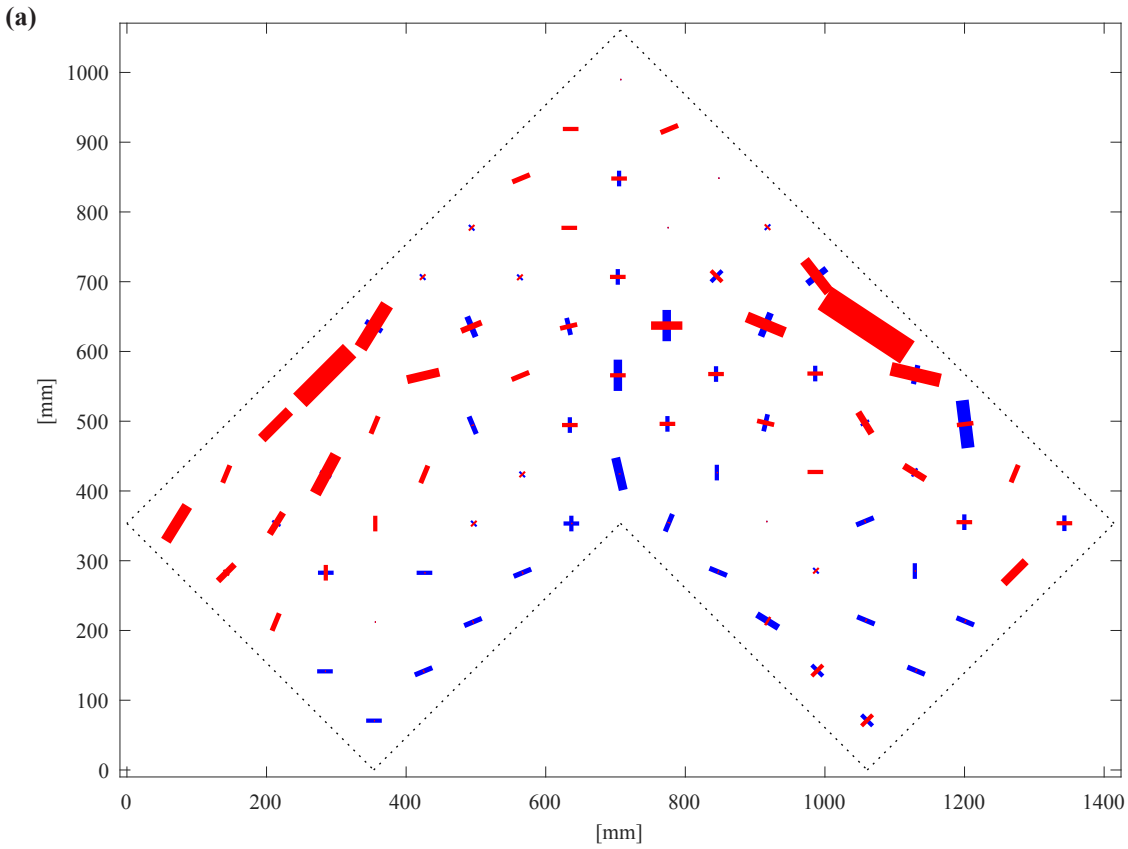


Bild 4.15: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), Laststufe 1, V2

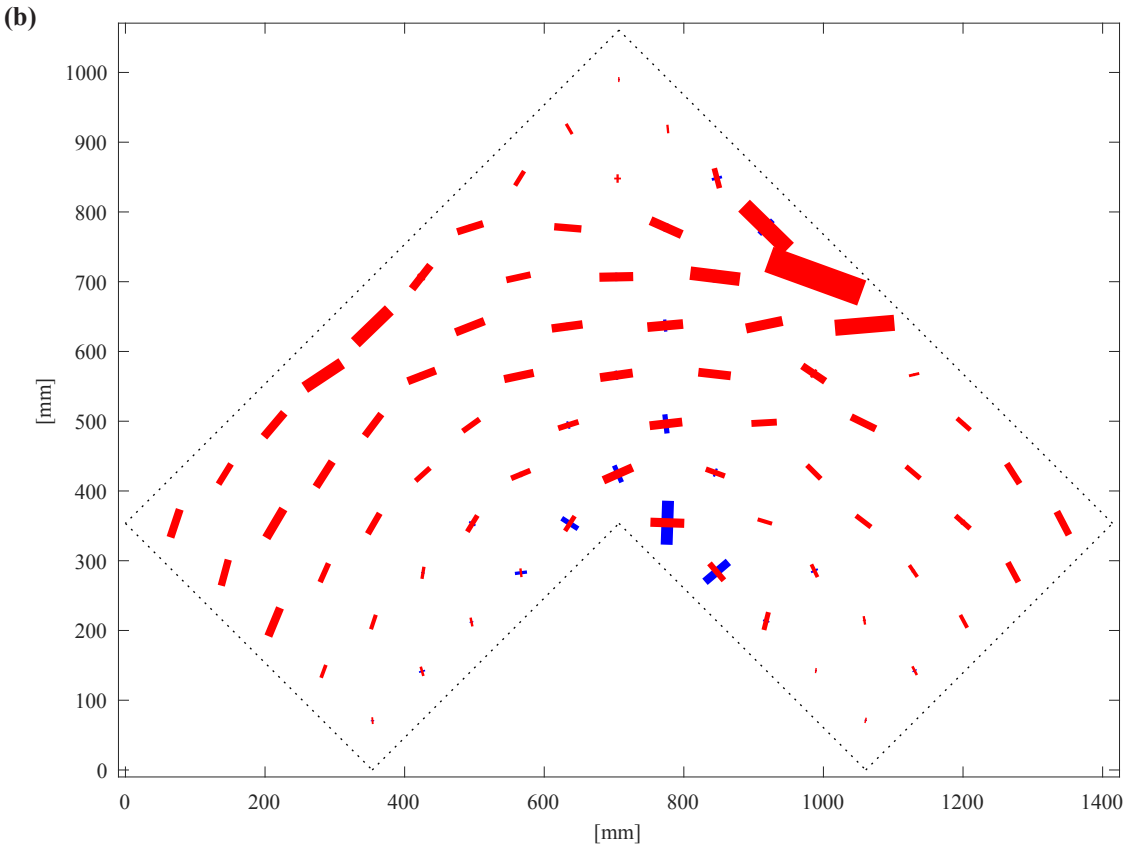


Bild 4.16: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), Laststufe 2, V2

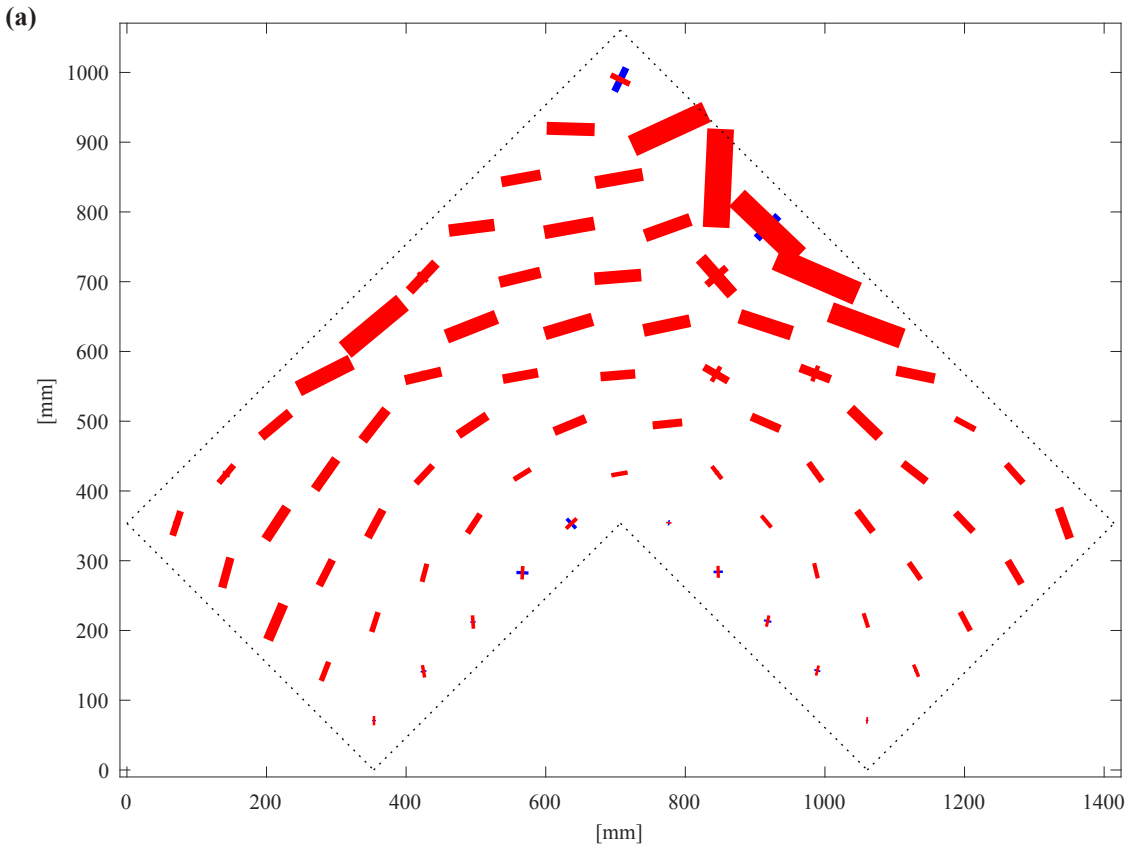


Bild 4.17: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), Laststufe 3, V2

(b)

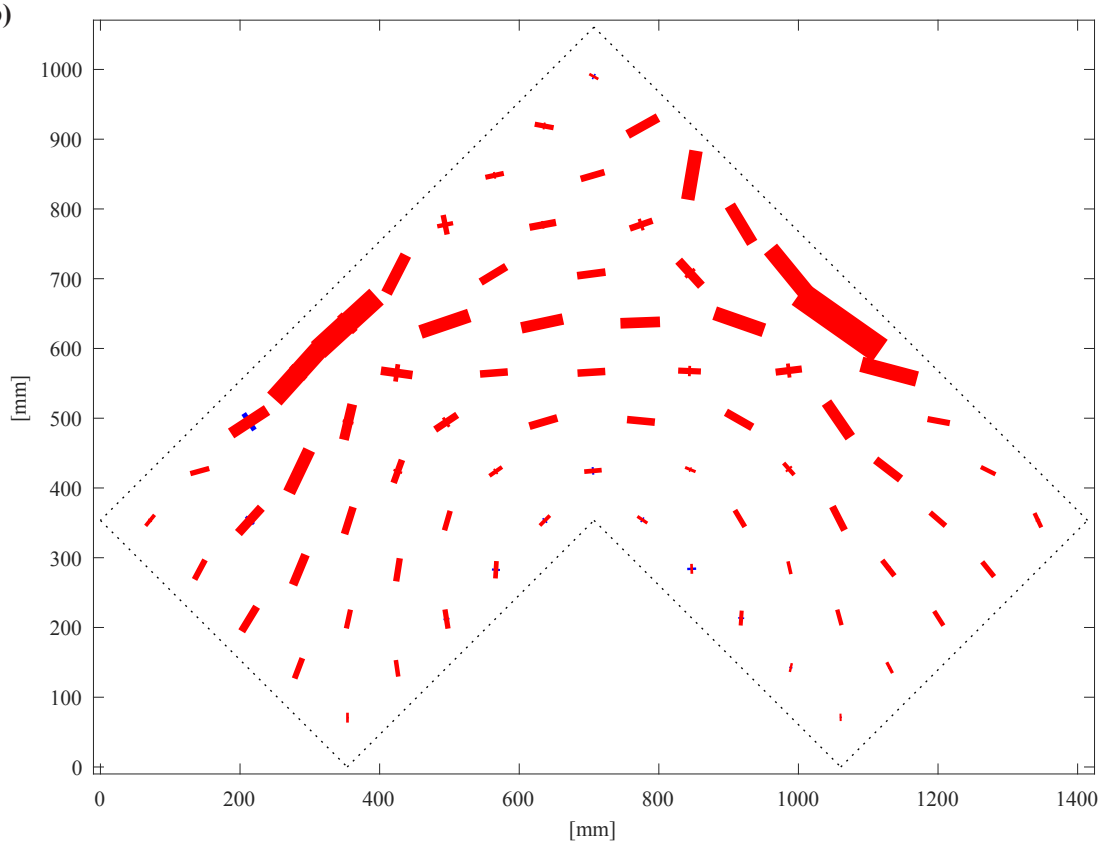


Bild 4.18: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), Laststufe 4, V2

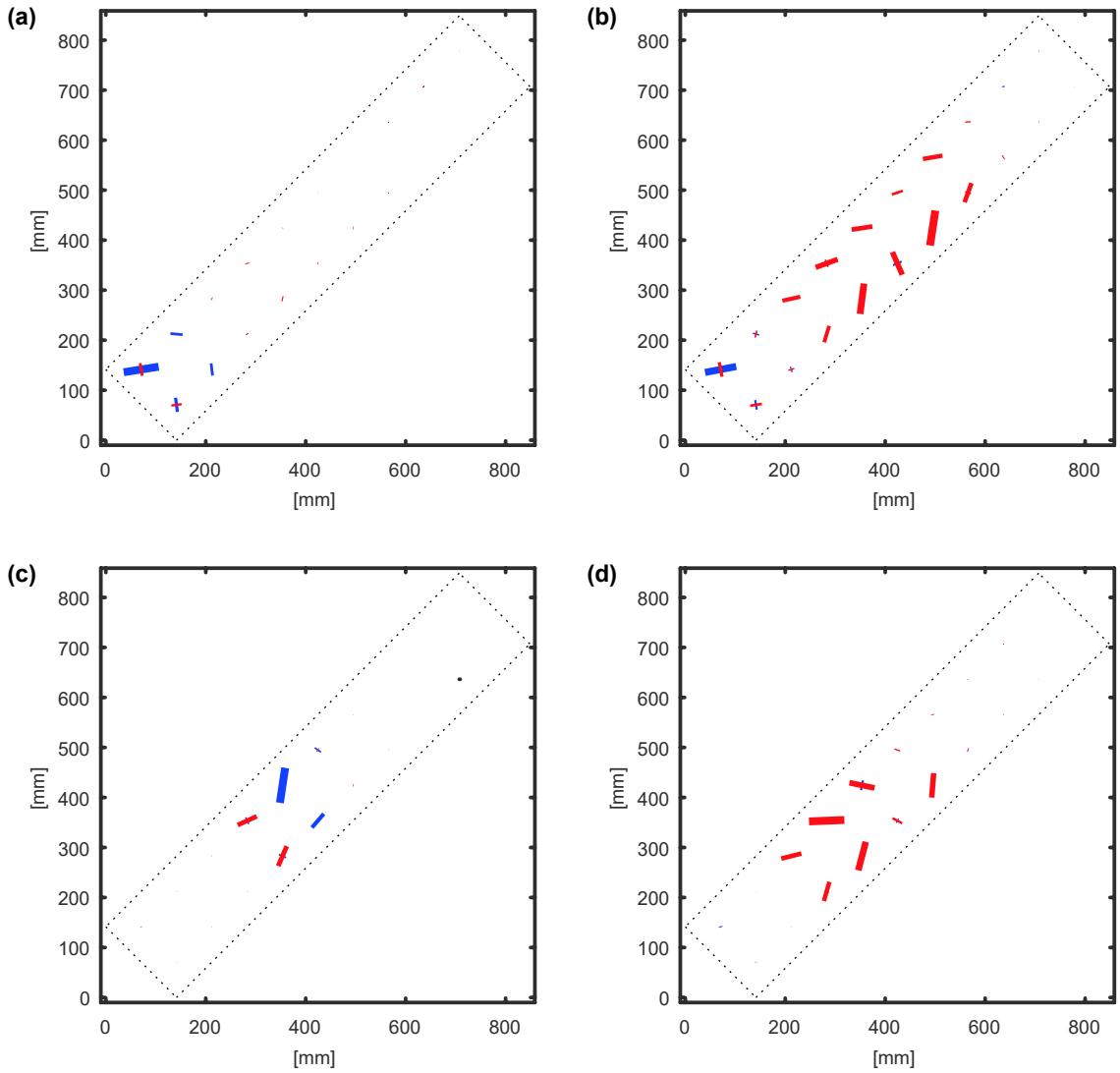


Bild 4.19: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 1 (OS 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V2

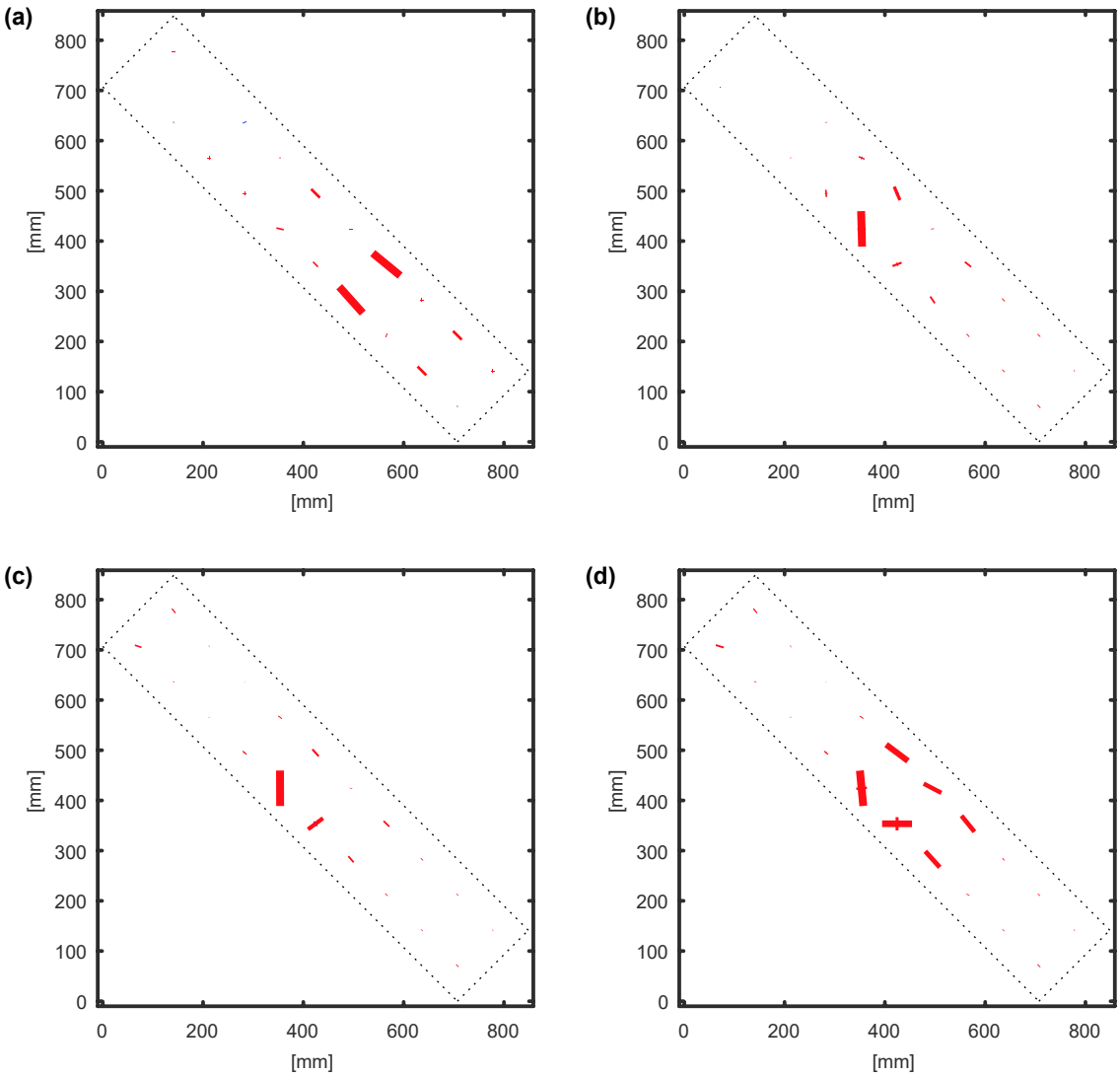


Bild 4.20: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 2 (OS 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V2

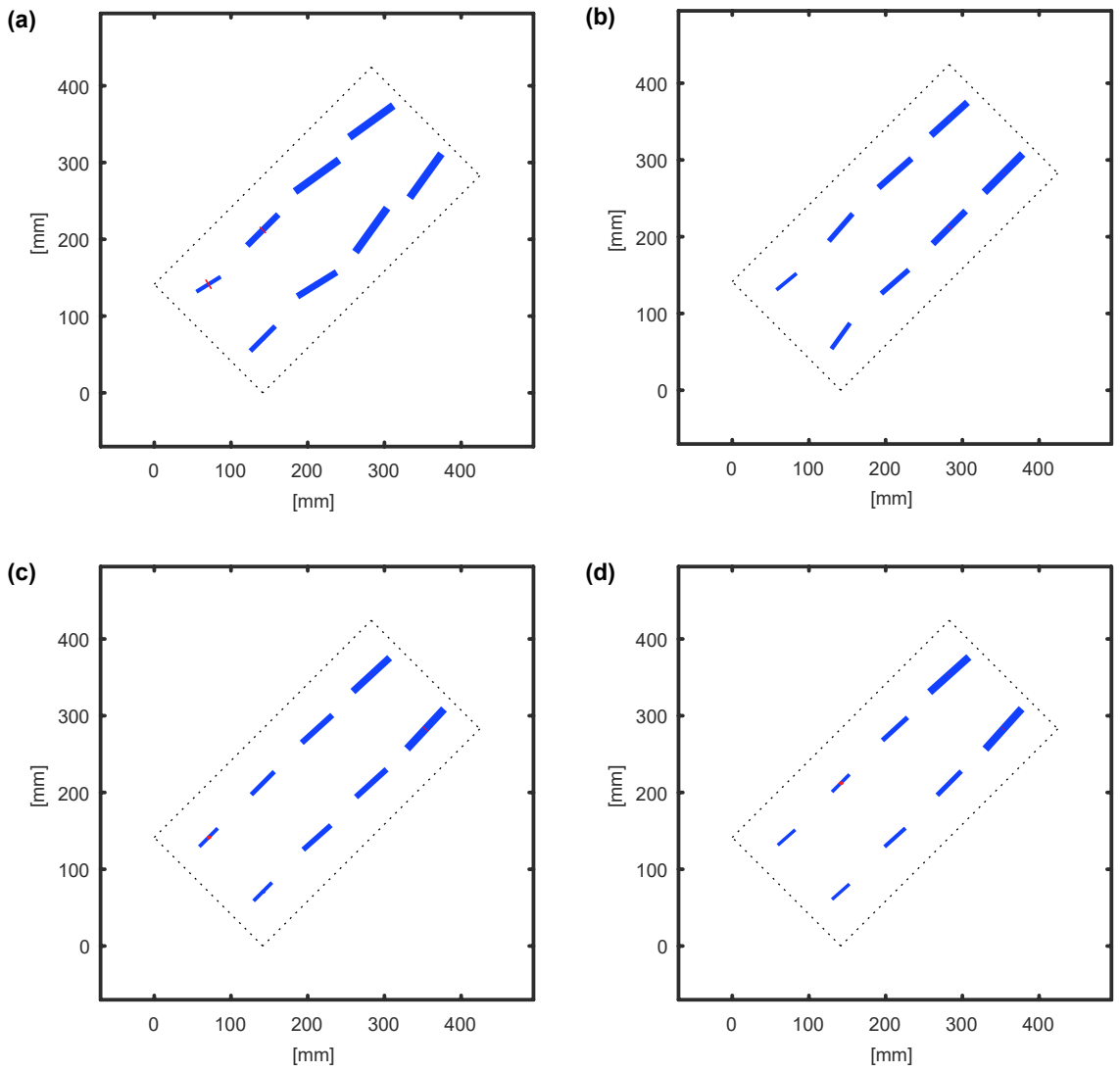


Bild 4.21: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 1 (US 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V2

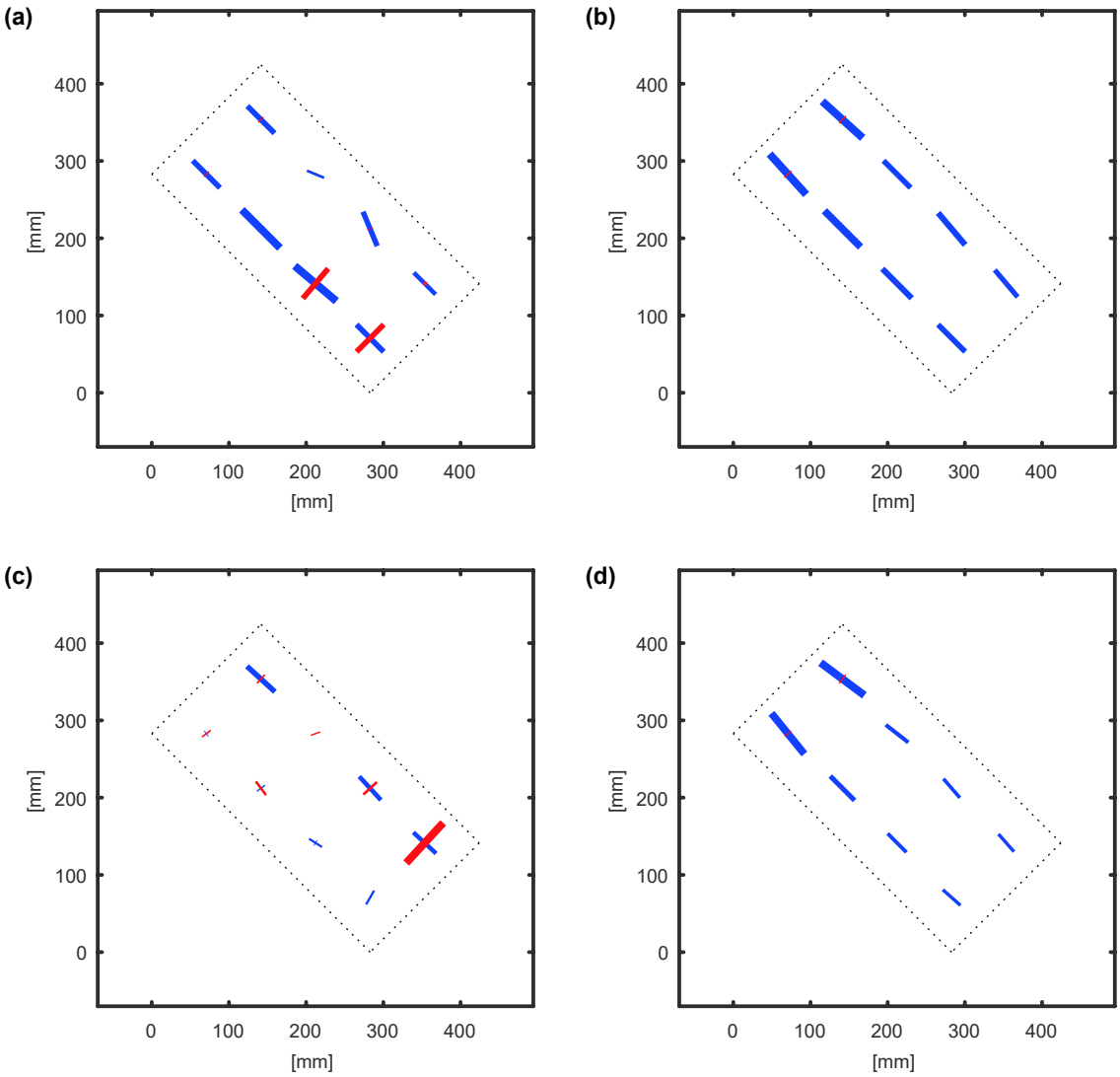


Bild 4.22: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 2 (US 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V2

4.3 Versuch 3

Der Versuch 3 versagte bei einer Last von ca. 377 kN spröd (Bild 4.23), infolge eines Verbundversagens der Biegebewehrung (Bilder 4.24 und 4.25). Bis zur Bruchlast enstanden im Schubfeld vorwiegend vertikale Risse.
Mitunter folgende Faktoren könnten das Verbundversagen beeinflusst haben:

- Die Bildung von Stabbündeln im Schubfeld zur Verankerung der Biegebewehrung (4 ø26 mm)
- zu geringe Bewehrungsüberdeckung

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [min]
1	Belastung	0.2	**0.45**	0	0	0	0	0	0	0	1
	Entlast.	**240.6**		**7.37**	**8.58**	**-1.21**	**2.06**	**2.00**	**-1.17**	**-1.07**	**10**
	Messung	225.5		7.75	9.02	-1.27	2.06	2.02	-1.18	-1.10	11
2	Belastung	206.6	**0.56**	7.77	9.04	-1.27	2.00	1.93	-1.19	-1.10	167
	Bruch	**376.8**		**17.5**	**20.33**	**-2.84**	**4.90**	**3.99**	**-2.78**	**-2.34**	**172**

Tabelle 4.3: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 3

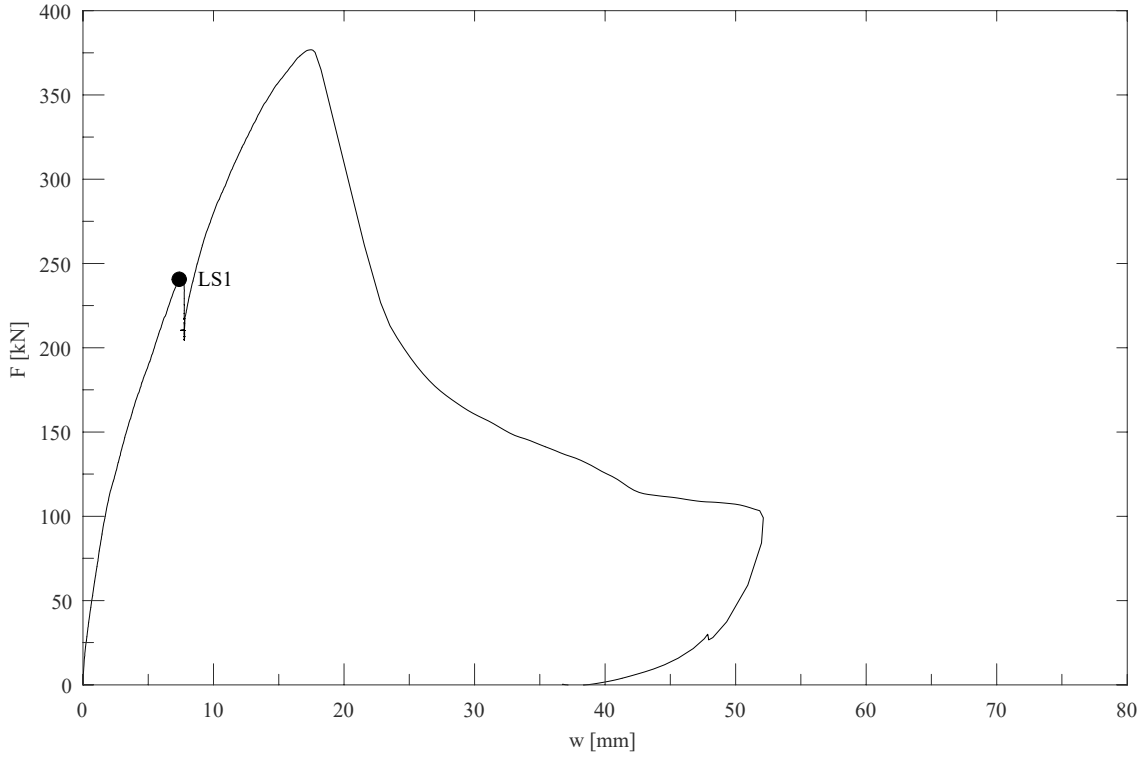


Bild 4.23: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 3

Das Rissbild der Laststufe 1 ist im Bild 4.26 und die Auswertung der Deformetermessungen in den Bilder 4.27 und 4.28 dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicken der Balken pro Laststufe

einzeln optimiert wurden, sodass die Dehnungen gut sichtbar sind. Die Grösse der Dehnungen von Laststufe zu Laststufe können nicht miteinander verglichen werden.

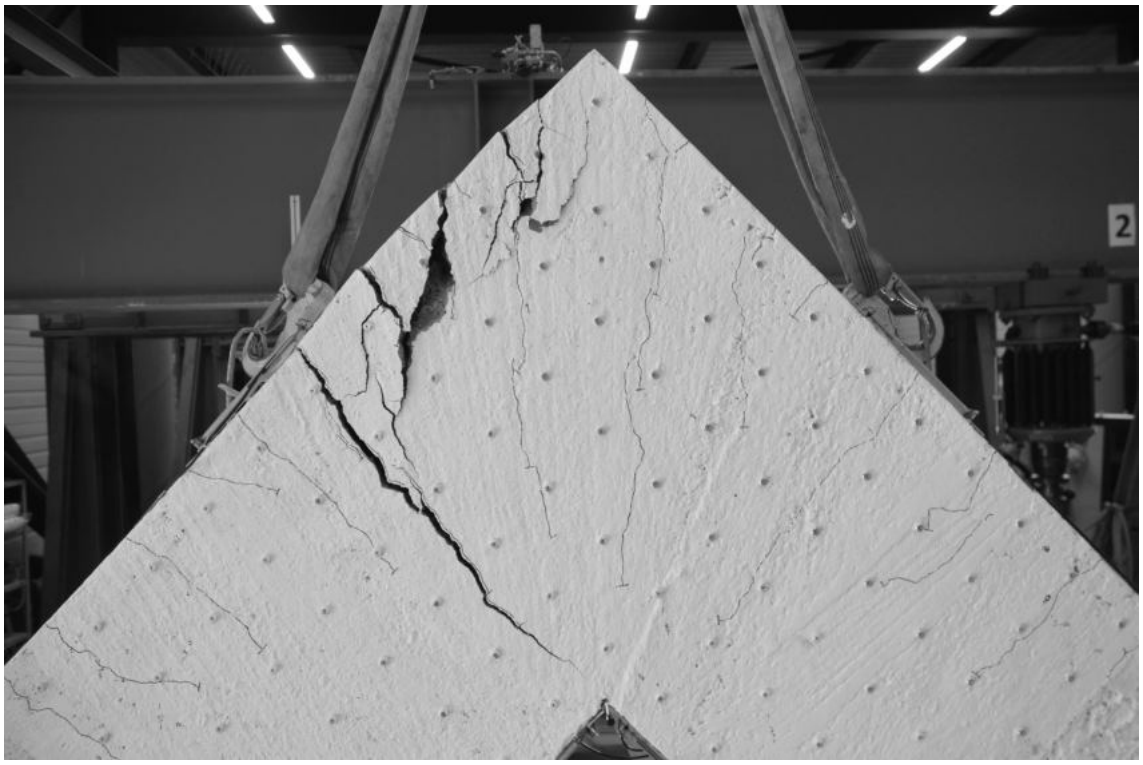


Bild 4.24: Vorderseite nach Entlastung

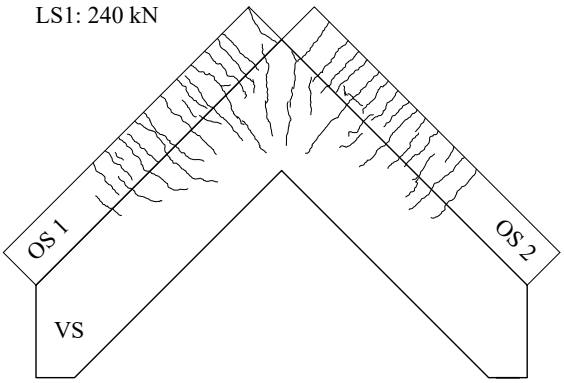
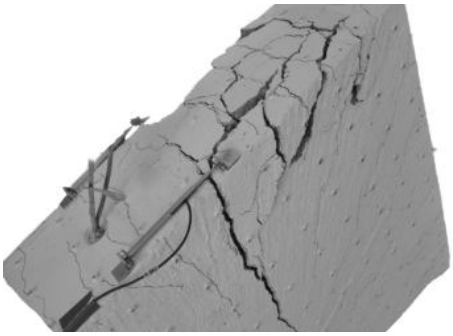


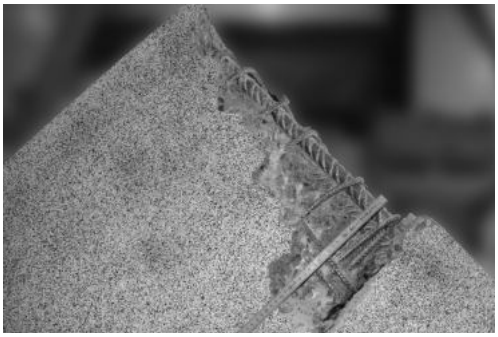
Bild 4.26: Rissbilder Vorderseite Versuch 3, Laststufe 1

a)



b)

c)



d)

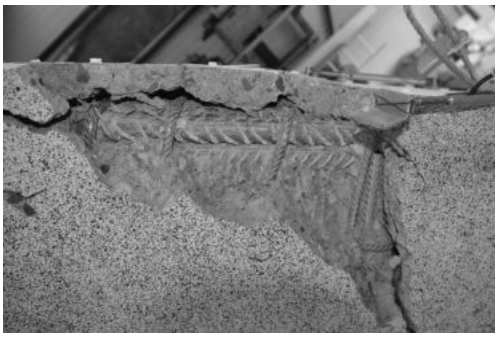


Bild 4.25: (a) Bruchbild nach Entlastung, (b) Verschiebung, Ausreissen der Biegebewehrung, (c) Verbiegung Bügel Schubfeld (nach Freilegen der Bewehrung), (d) Abplatzen des Überdeckungsbetons

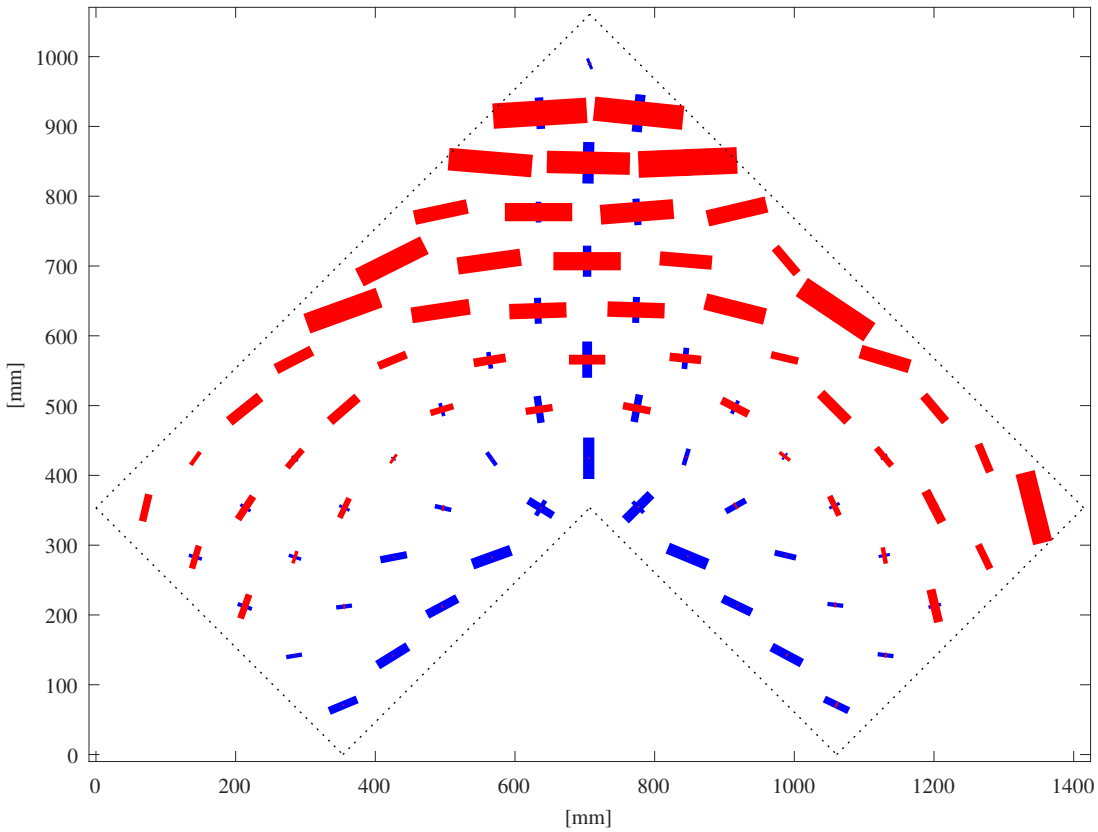


Bild 4.27: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite 1 (VS) Laststufe 1, V3

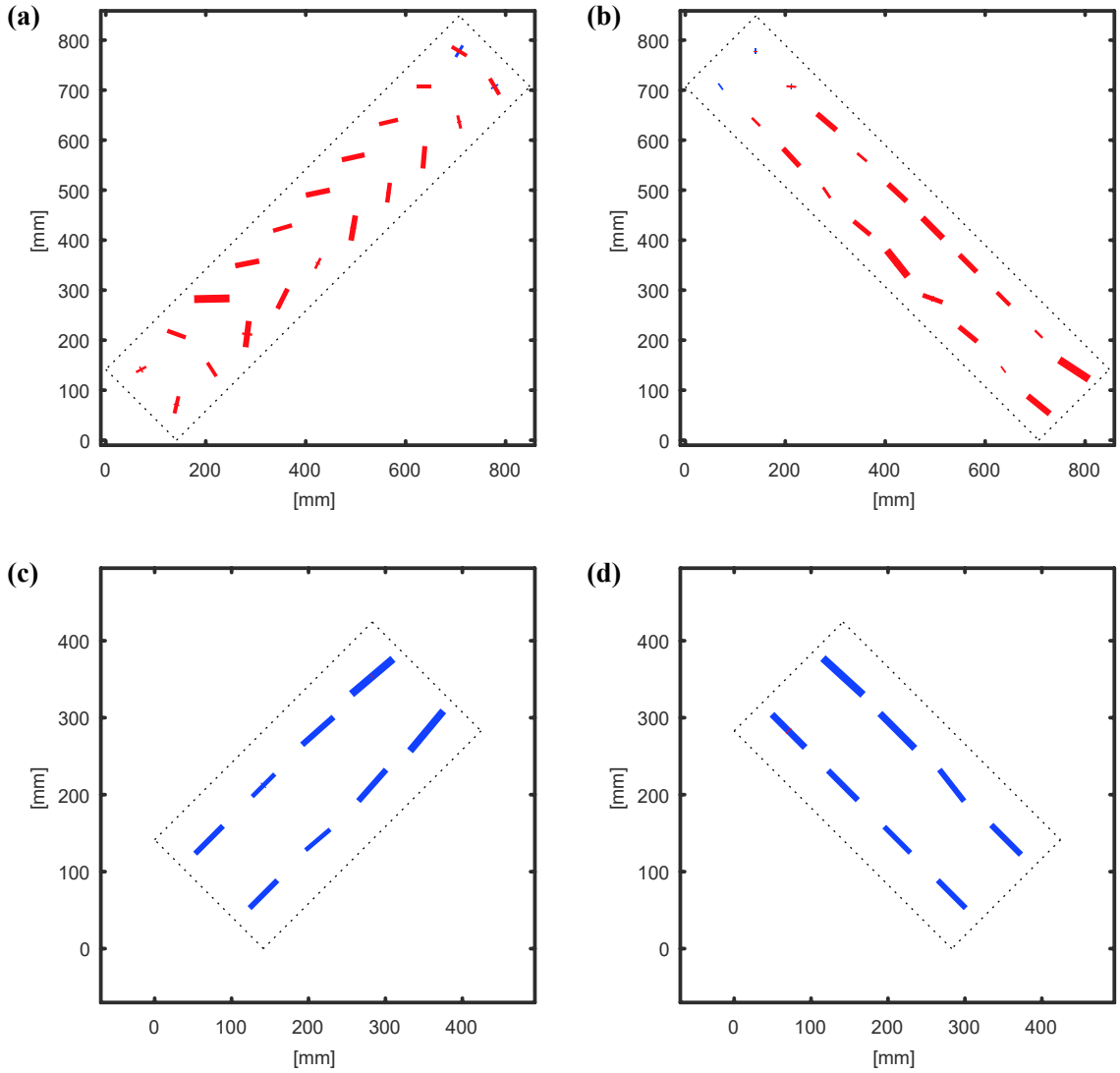


Bild 4.28: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Laststufe 1: (a) Oberseite 1 (OS 1), (b) Oberseite 2 (OS 2), (c) Unterseite 1 (US 1), (d) Unterseite 2 (US 2), V3

4.4 Versuch 4

Der Versuchskörper 4 versagte spröd infolge eines Verbundversagens der Biegebewehrung. Im unteren Bereich des Schubfeldes entstanden Risse in horizontaler Richtung. In Bild 4.31 a) und c) ist die Verschiebung der Biegebewehrung ø30 mm dokumentiert. Der Überdeckungsbeton konnte ohne grossen Kraftaufwand abgespitzt werden.

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [min]
1	Belastung	0	**0.66**	0	0	0	0	0	0	0	0
	Entlast.	**125.7**		**6.44**	**10.2**	**-3.8**	**-0.69**	**-0.68**	**0.77**	**-0.31**	**3**
	Messung	118.3		6.52	10.3	-3.8	-0.69	-0.68	0.78	-0.31	5
2	Belastung	106.7	**0.29**	7.01	10.8	-3.74	-0.71	-0.70	0.77	-0.31	144
	Bruch	**228.5**		**20.97**	**27.0**	**6.1**	**-1.77**	**-1.84**	**1.49**	**-0.50**	**151**

Tabelle 4.4: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 4

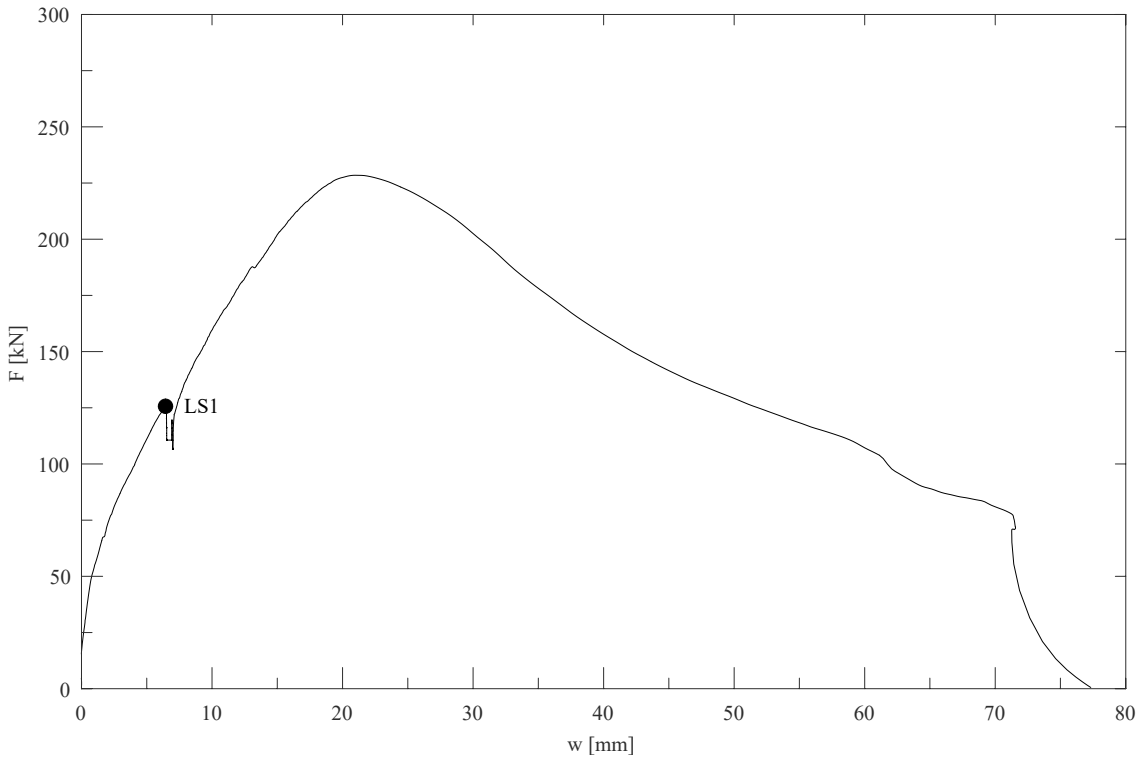


Bild 4.29: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 4

Die Rissbilder der Laststufe 1 und nach der Entlastung sind im Bild 4.32 und die Auswertung der Deformetermessungen in den Bilder 4.33 und 4.34 dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicken der Balken pro Laststufe einzeln optimiert wurden, sodass die Dehnungen gut sichtbar sind. Die Grösse der Dehnungen von Laststufe zu Laststufe können nicht miteinander verglichen werden.

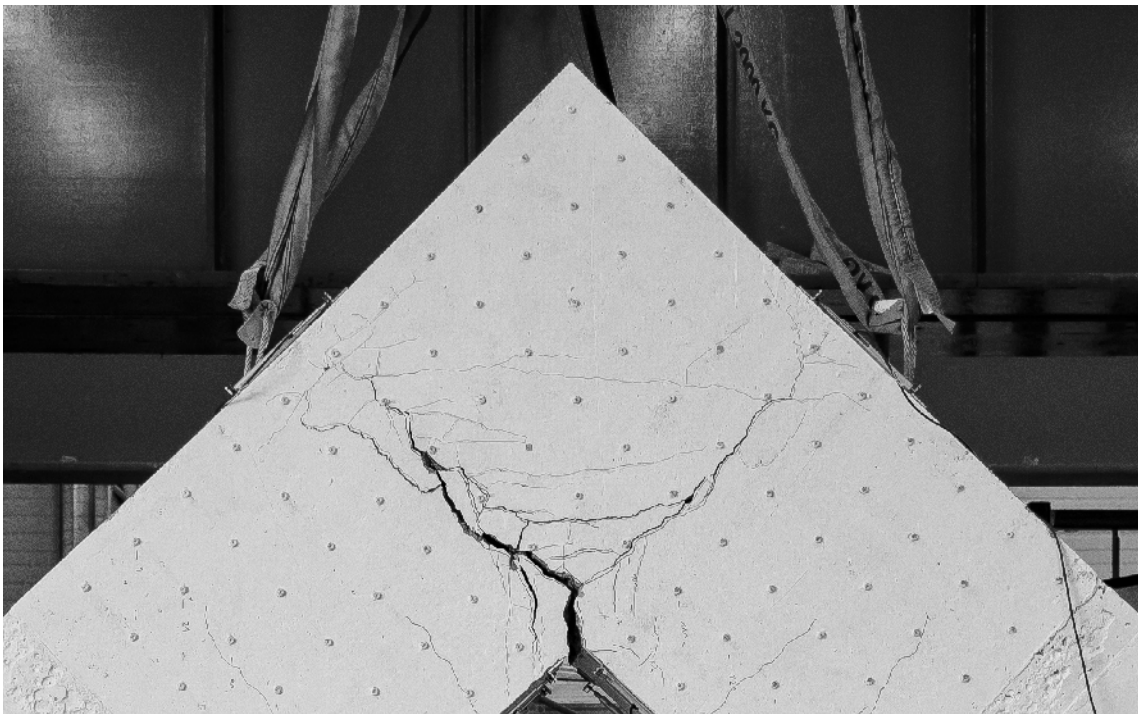
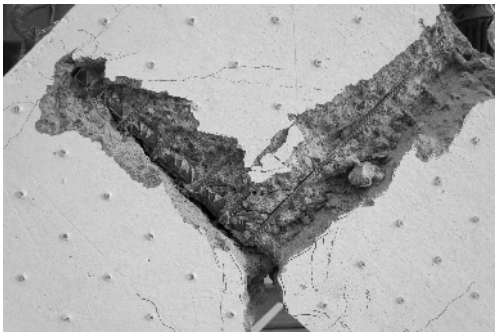


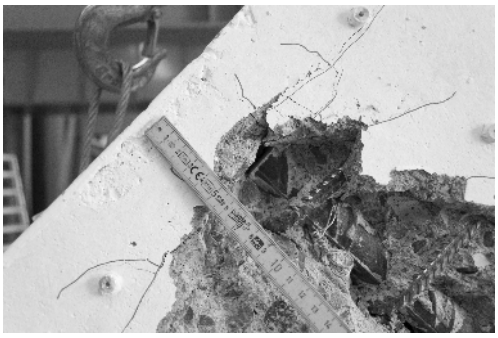
Bild 4.30: Vorderseite nach Entlastung

a)

b)



c)



d)

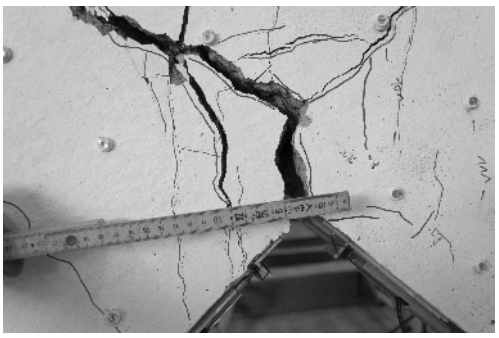


Bild 4.31: (a) Ausreissen Bewehrung, Verbundversagen, (b) Freigespitzte Biegebewehrung Vorderansicht, (c) Ausreissen Bewehrung, Verbundversagen, (d) Hauptriss Zugzone

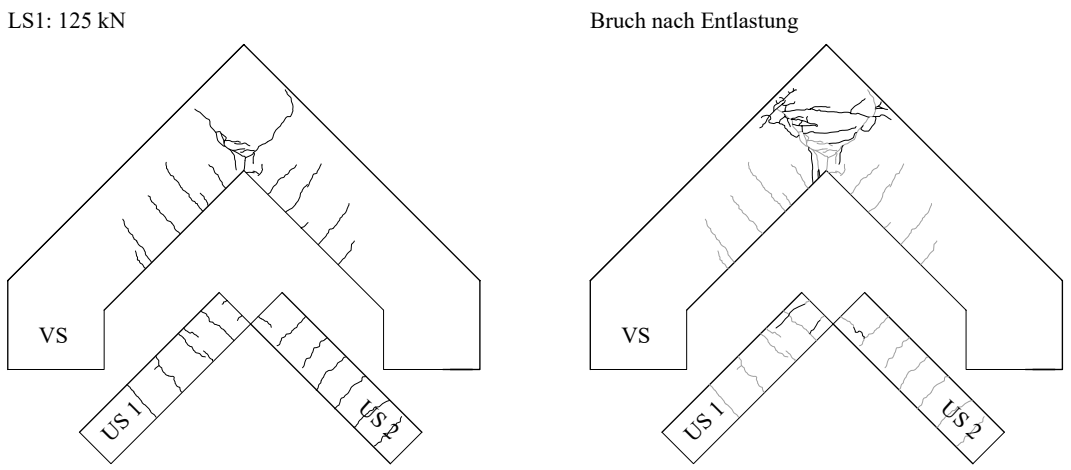


Bild 4.32: Risse Versuch 4

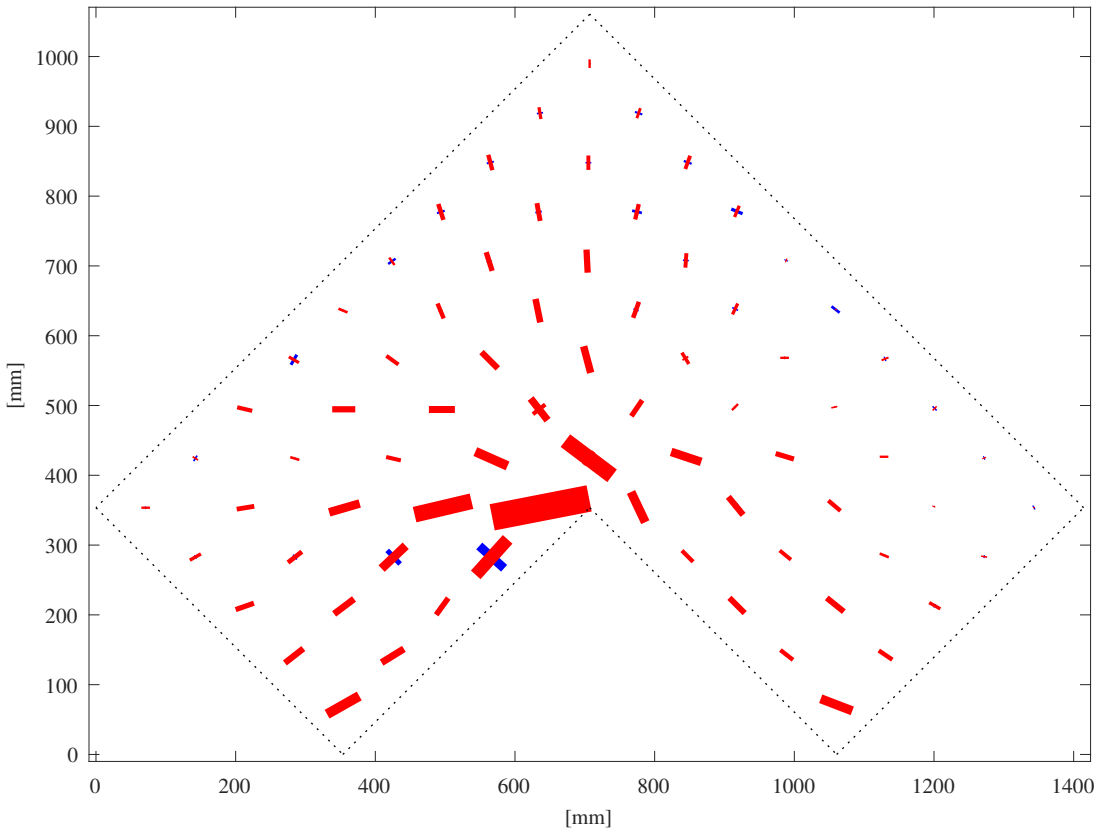


Bild 4.33: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS) Laststufe 1, V4

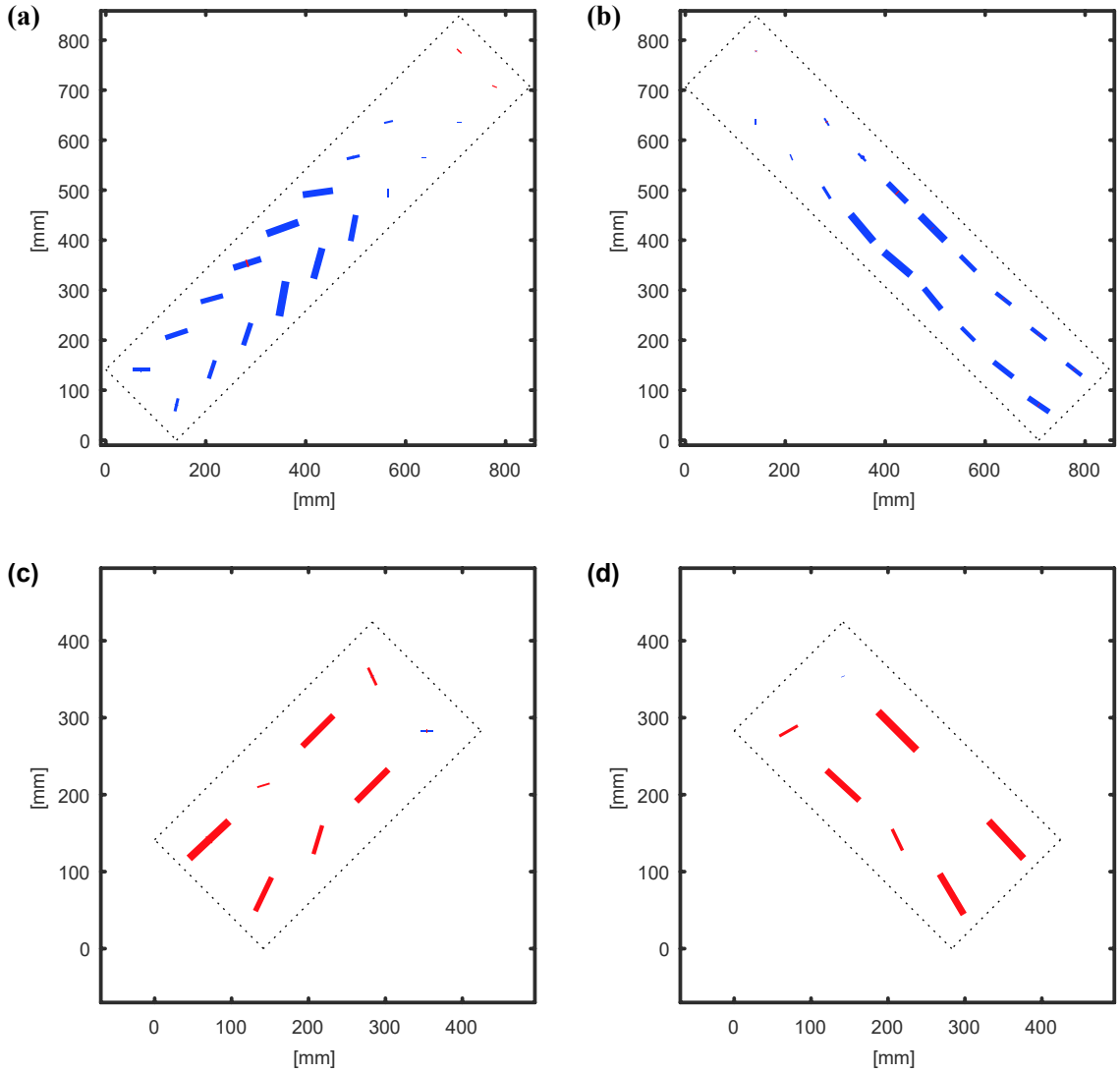


Bild 4.34: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Laststufe 1: (a) Oberseite 1 (OS 1), (b) Oberseite 2 (OS 2), (c) Unterseite 1 (US 1), (d) Unterseite 2 (US 2), V4

4.5 Versuch 5

Der Versuchskörper 5 versagt kurz vor der zweiten Laststufe spröd, infolge eines Verbundversagens der Biegebewehrung (Bilder 4.36 und 4.37). Die Biegebewehrung (2 ø30 mm) wurde dabei ausgezogen (Bild 4.37 d)). Der Überdeckungsbeton in der Verankerungszone der Biegebewehrung platzte ab und konnte ohne grossen Kraftaufwand entfernt werden.

Die Messergebnisse sind in Tabelle 4.5 aufgeführt. Das Bild 4.35 zeigt den Verlauf der Beziehung Verformung zu Kraft.

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [min]
1	Belastung	0	**0.27**	0	0	0	0	0	0	0	1
	Entlast.	**160**		**4.75**	**5.59**	**-0.84**	**1.79**	**2.25**	**-0.74**	**-0.74**	**11**
	Messung	143.2		4.75	5.59	-0.84	1.76	2.21	-0.72	-0.70	22
2	Belastung	143.1	**0.34**	4.83	5.7	-0.87	1.75	2.19	-0.70	-0.71	172
	Bruch	**304.8**		**15.43**	**17.98**	**-2.55**	**4.50**	**5.42**	**-1.97**	**-1.83**	**180**

Tabelle 4.5: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 5

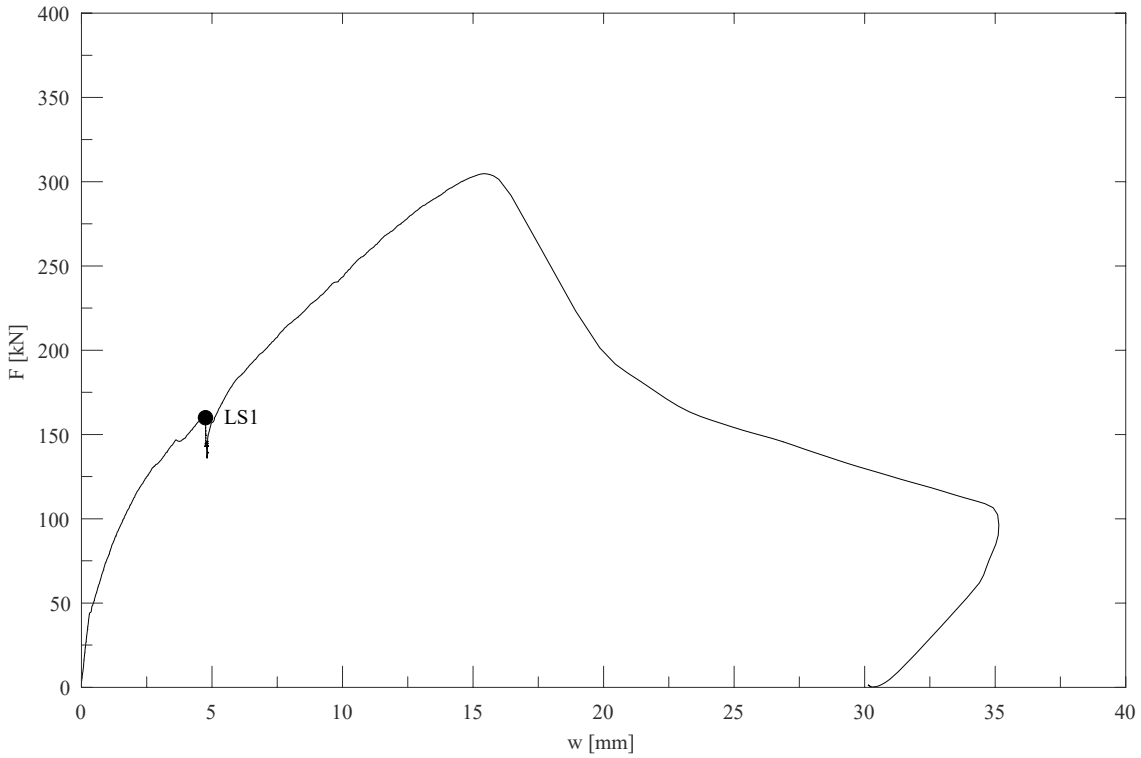


Bild 4.35: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 5

Die Rissbilder der Laststufe 1 und nach der Entlastung sind im Bild 4.38 und die Auswertung der Deformetermessungen in den Bilder 4.39 und 4.40 dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicken der Balken pro Laststufe einzeln optimiert wurden, sodass die Dehnungen gut sichtbar sind. Die Grösse der Dehnungen von Laststufe zu Laststufe können nicht miteinander verglichen werden.

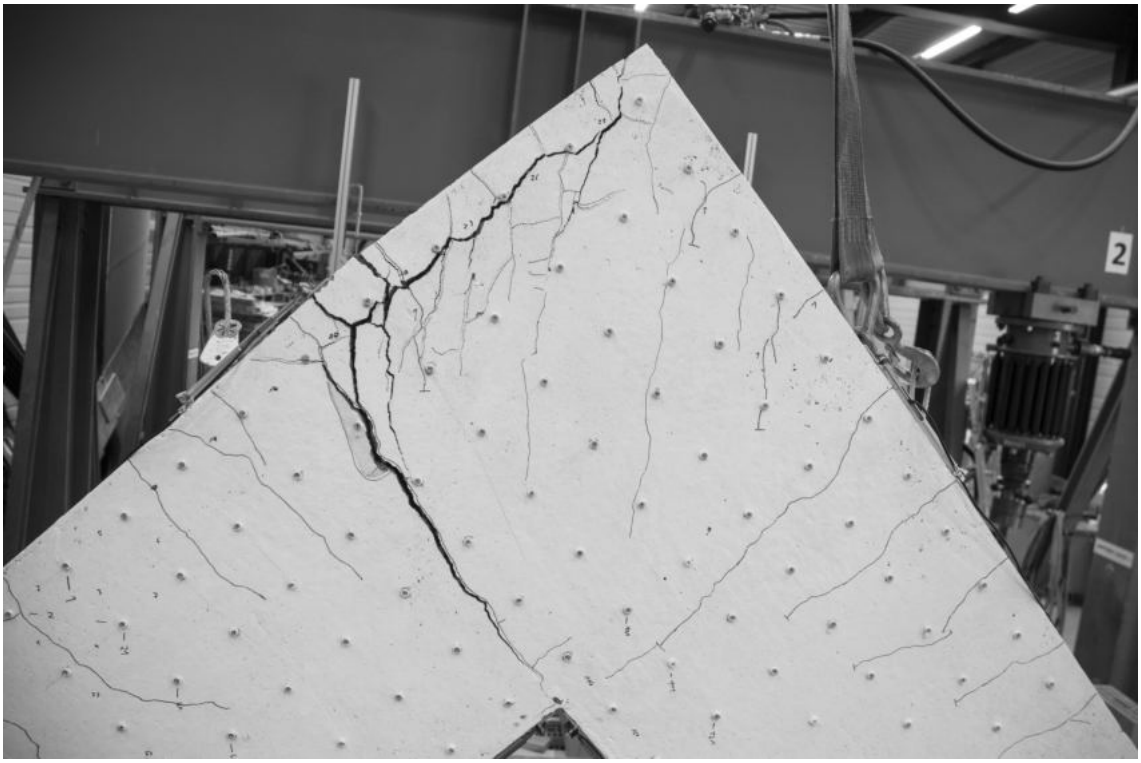


Bild 4.36: Ansicht Schubfeld Vorderseite nach Bruch und Entlastung

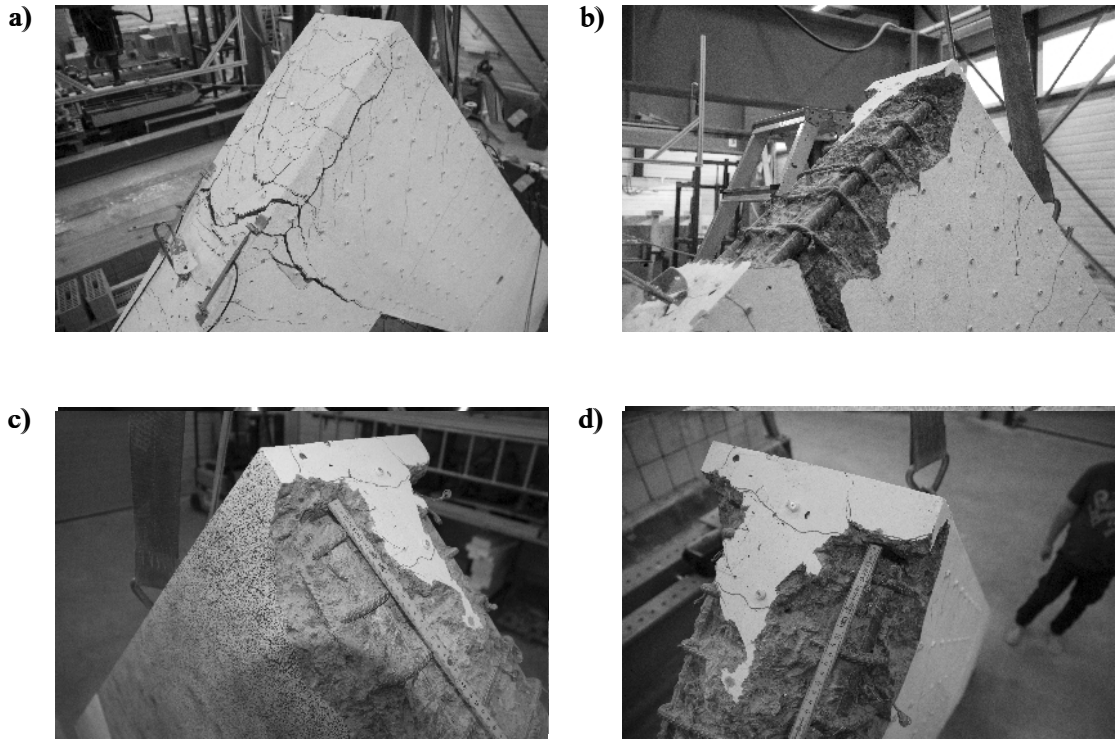


Bild 4.37: (a) Ansicht VS und OS 1, (b) Biegebewehrung ø30 mm und Bügel Schubfeld, (c) Ausreissen Bewehrung RS (d) Ausreissen Bewehrung VS

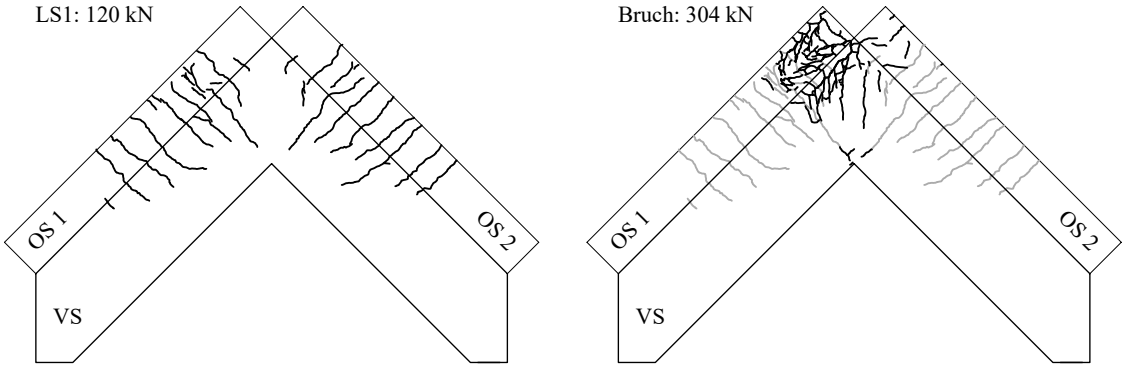


Bild 4.38: Rissbilder Vorderseite Versuch 5

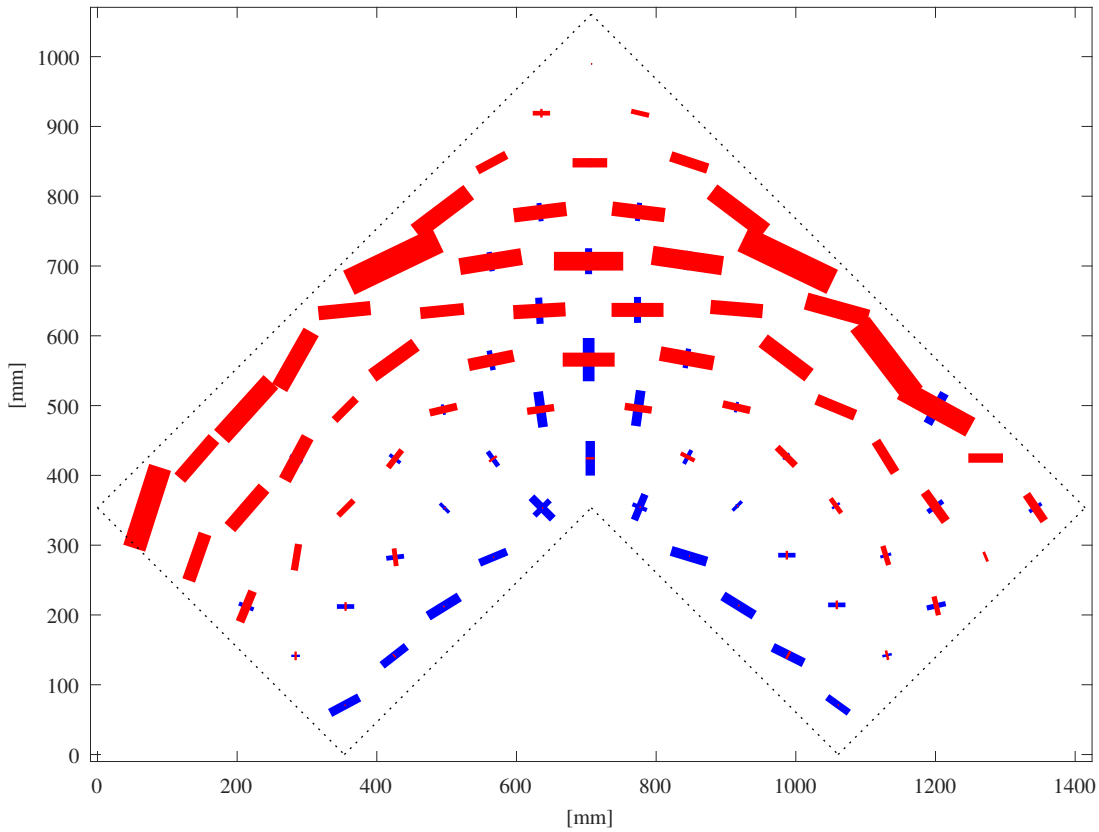


Bild 4.39: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS) Laststufe 1, V5

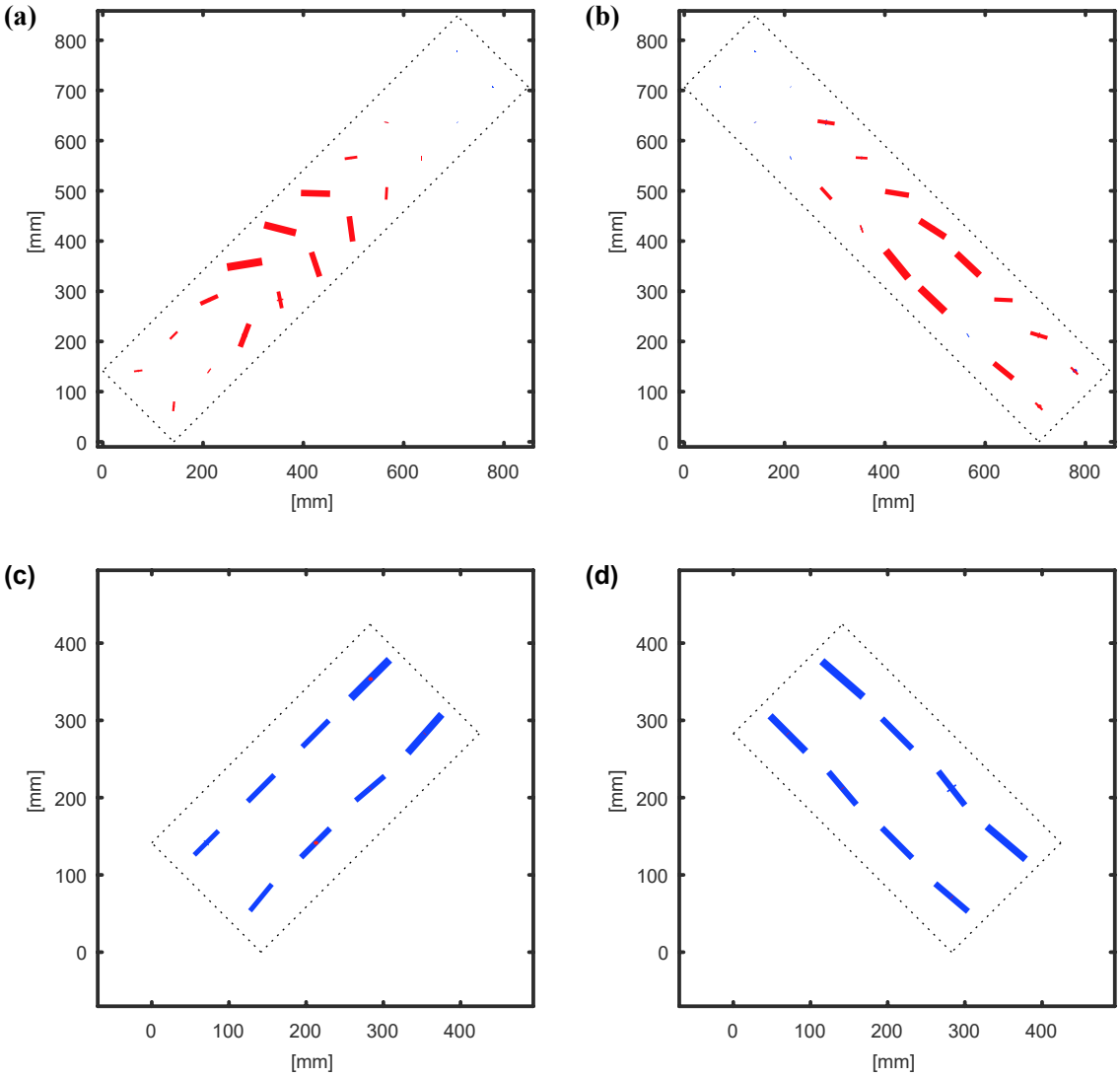


Bild 4.40: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Laststufe 1: (a) Oberseite 1 (OS 1), (b) Oberseite 2 (OS 2), (c) Unterseite 1 (US 1), (d) Unterseite 2 (US 2), V5

4.6 Versuch 6

Bei dem Versuchskörper 6 versagte die Biegedruckzone und der Verbund der Biegebewehrung während letztere zu fliessen begann. Bei der Last von 204 kN war das Schubfeld gerissen (vertikale Risse). Die Rissbreiten bei der Laststufe 4 betrugen 0.6 mm auf den Deformeterstrecken (orthogonal) 14 und 115 sowie 0.75 mm auf den Deformeterstrecken (orthogonal) 28 und 52. (siehe Bild 3.7) Die Messergebnisse sind in Tabelle 4.5 aufgeführt. Das Bild 4.41 zeigt den Verlauf der Beziehung Verformung zu Kraft.

LS	Bezeichnung	Kraft		Verformungen			Dehnungen				Zeit
		F [kN]	F/t [kN/s]	w [mm]	$\frac{w_1+w_2}{2}$ [mm]	$\frac{w_3+w_4}{2}$ [mm]	$\frac{u_1+u_2}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_3+u_4}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_5+u_6}{2 \cdot l_0}$ [‰]	$\frac{u_7+u_8}{2 \cdot l_0}$ [‰]	t [min]
1	Belastung	0	**0.33**	0	0	0	0	0	0	0	0
	Entlast.	**100.2**		**1.31**	**1.60**	**-0.29**	**0.70**	**0.50**	**-0.25**	**-0.25**	**5.1**
	Pause	0.5		0.36	0.47	-0.10	0	0	0	0	125
2	Belastung	1.76	**0.15**	0.32	0.40	-0.08	-1.3	0.25	0	0	2839
	Entlast.	**300.1**		**10.6**	**12.5**	**-1.9**	**1.7**	**2.65**	**-1.30**	**-1.35**	**2873**
3	Belastung	276.0	**0.18**	10.42	12.6	-2.18	3.35	2.7	-1.4	-1.35	3013
	Entlast.	**400**		**16.1**	**19.3**	**-3.14**	**5.25**	**4.4**	**-2.05**	**-2.1**	**3025**
4	Belastung	366.6	**0.17**	16.8	19.6	-3.18	5.3	4.5	-2.1	-2.2	3182
	Entlast.	**500.1**		**20.6**	**29.9**	**-9.3**	**8.9**	**7.9**	**-3.2**	**-3.1**	**3195**
	Belastung	437.3	**0.19**	20.7	30.1	-9.3	8.2	8.1	-2.7	-3.1	3327
	Bruch	**503.8**		**29.8**	**35.2**	**-5.4**	**9.1**	**9.5**	**-2.8**	**-3.1**	**3332**

Tabelle 4.6: Zusammenstellung Versuchsablauf Versuch 6

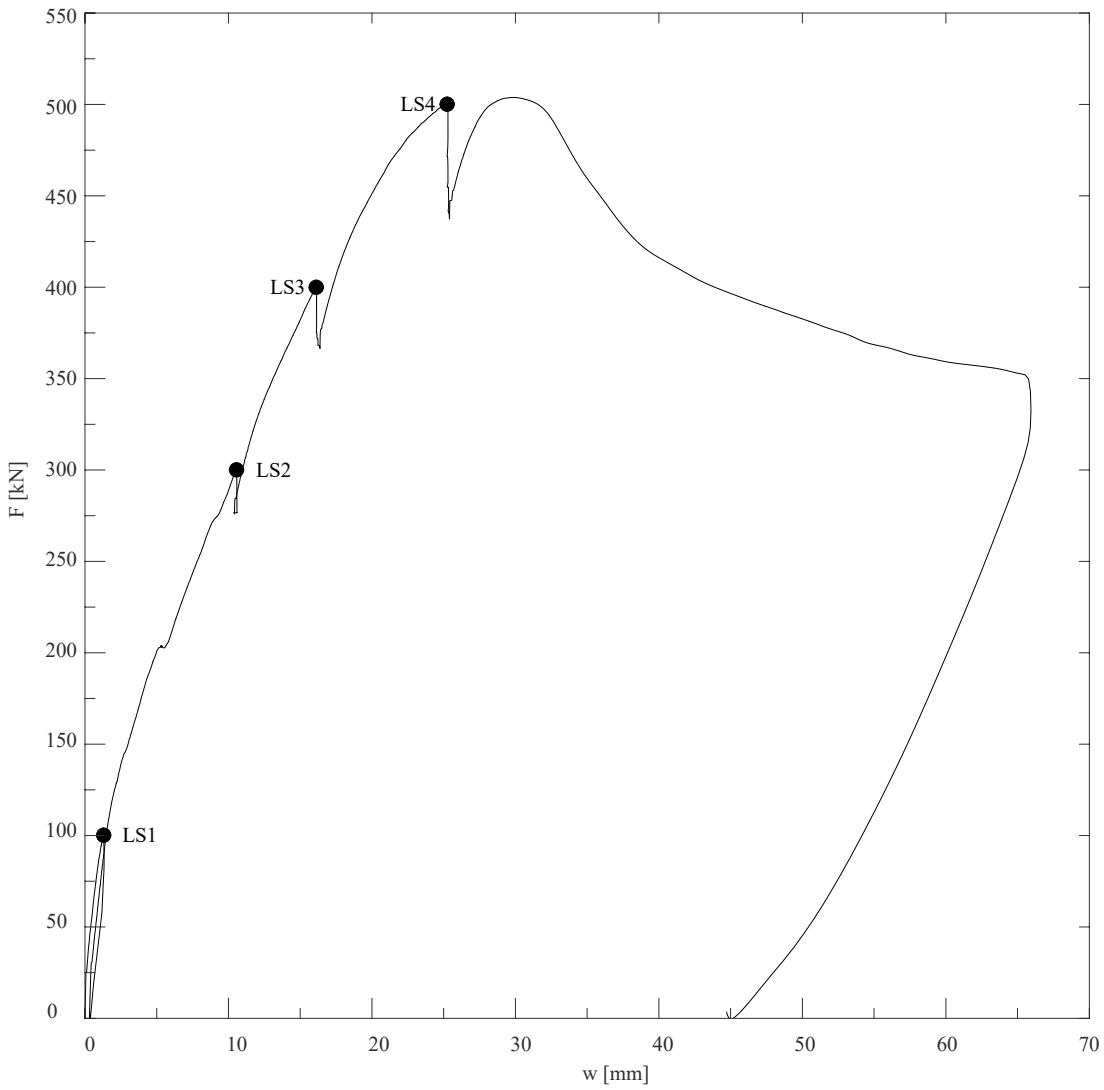
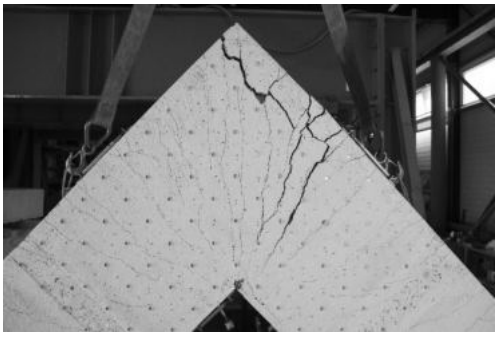
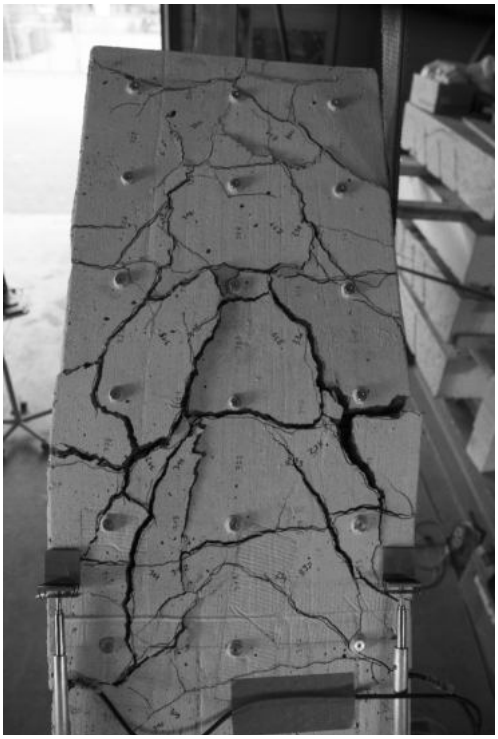


Bild 4.41: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 6

a)



b)



c)

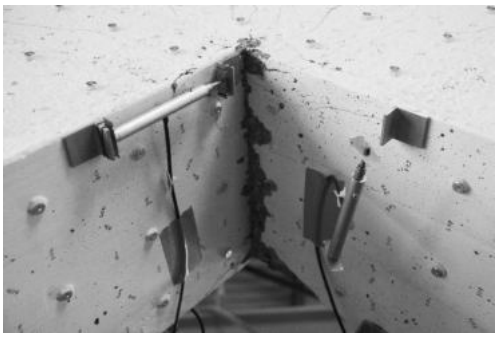


Bild 4.42: (a) Ansicht Vorderseite nach Entlastung, (b) Versagenszone OS 2, (c) Betondruckzone nach Entlastung

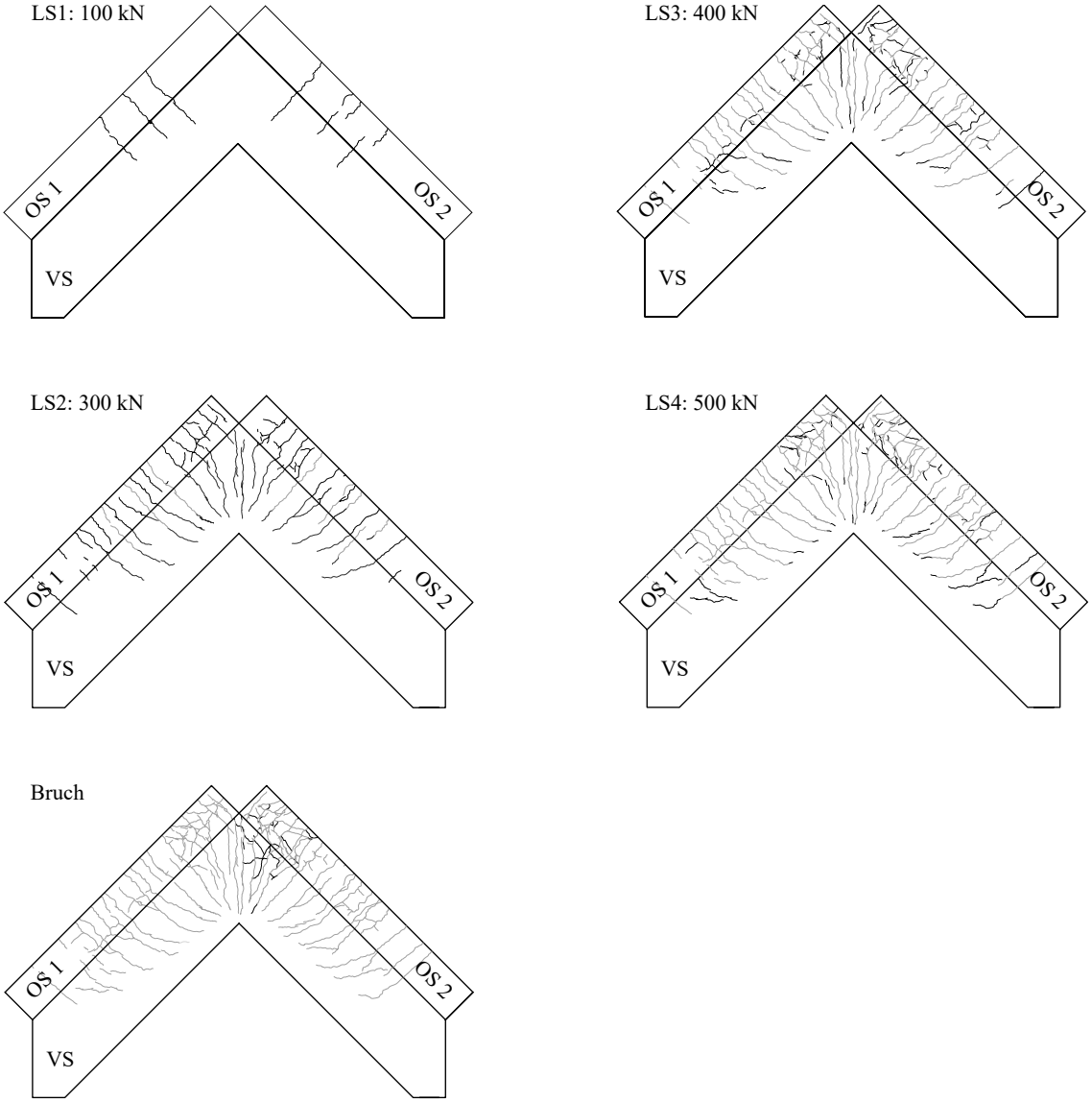


Bild 4.43: Rissbilder Vorderseite Versuch 6 (Bruch: Es werden nur zusätzliche Risse im Schubfeld dargestellt)

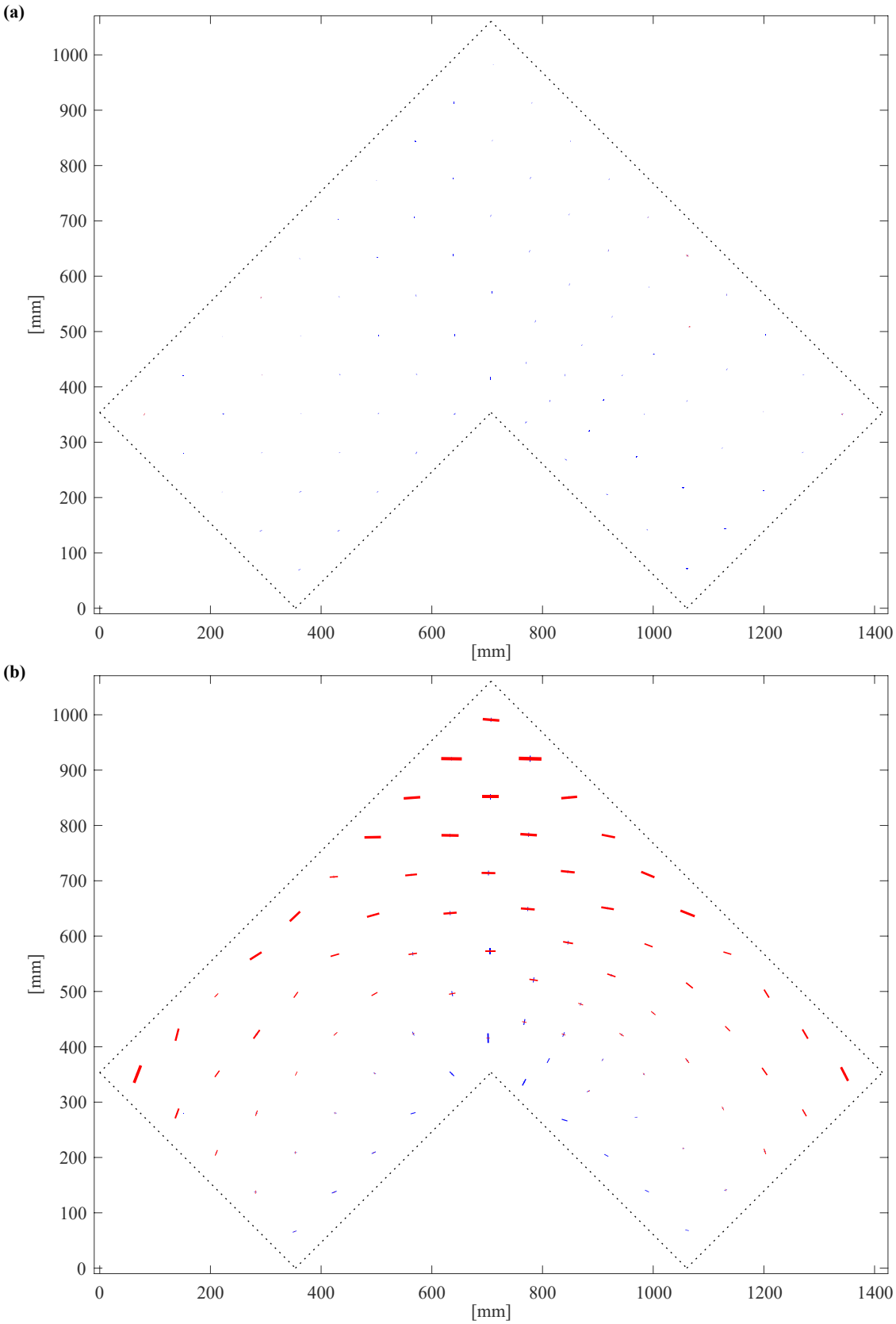


Bild 4.44: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, V6

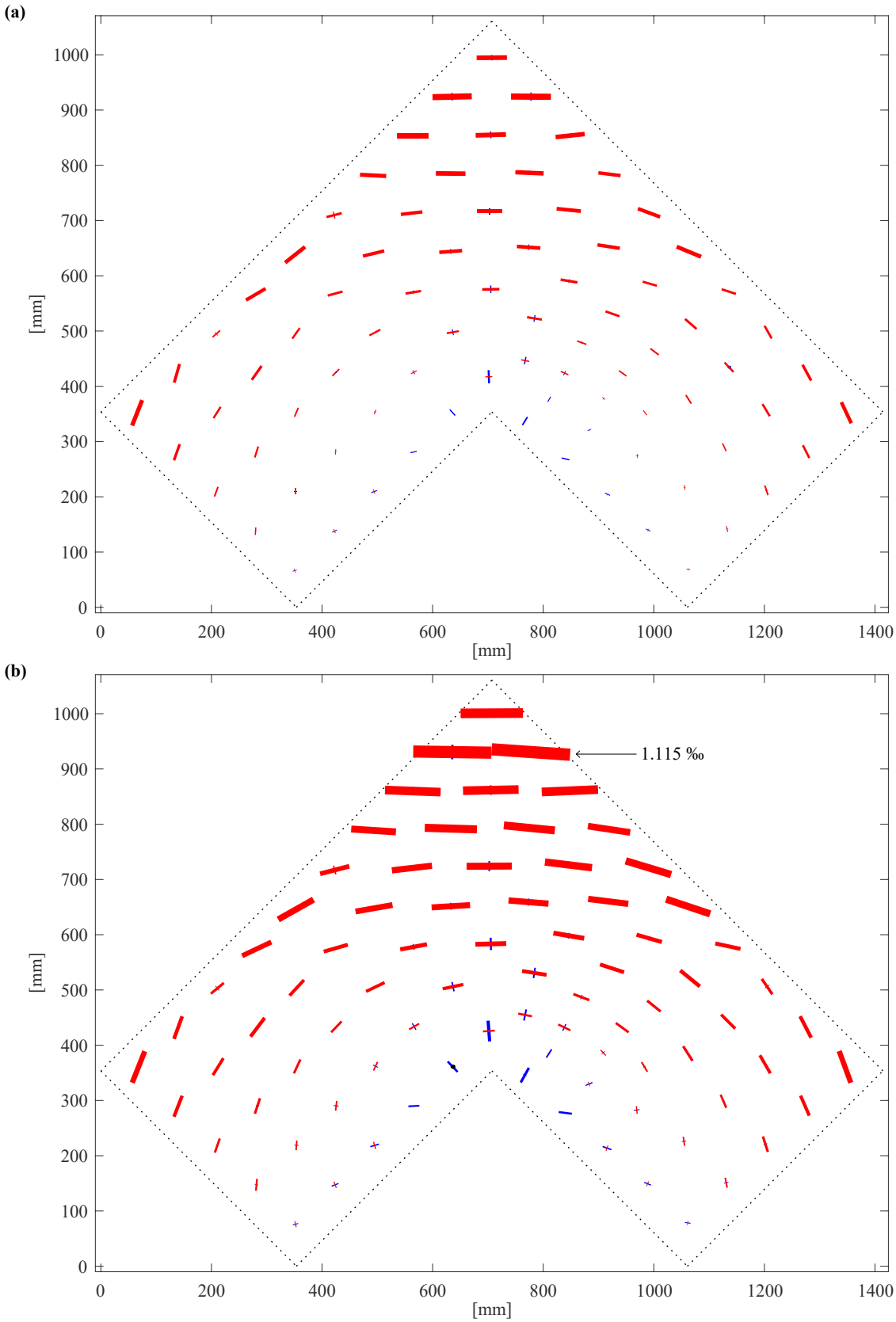


Bild 4.45: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Vorderseite (VS), (a) Laststufe 3, (b) Laststufe 4, V6

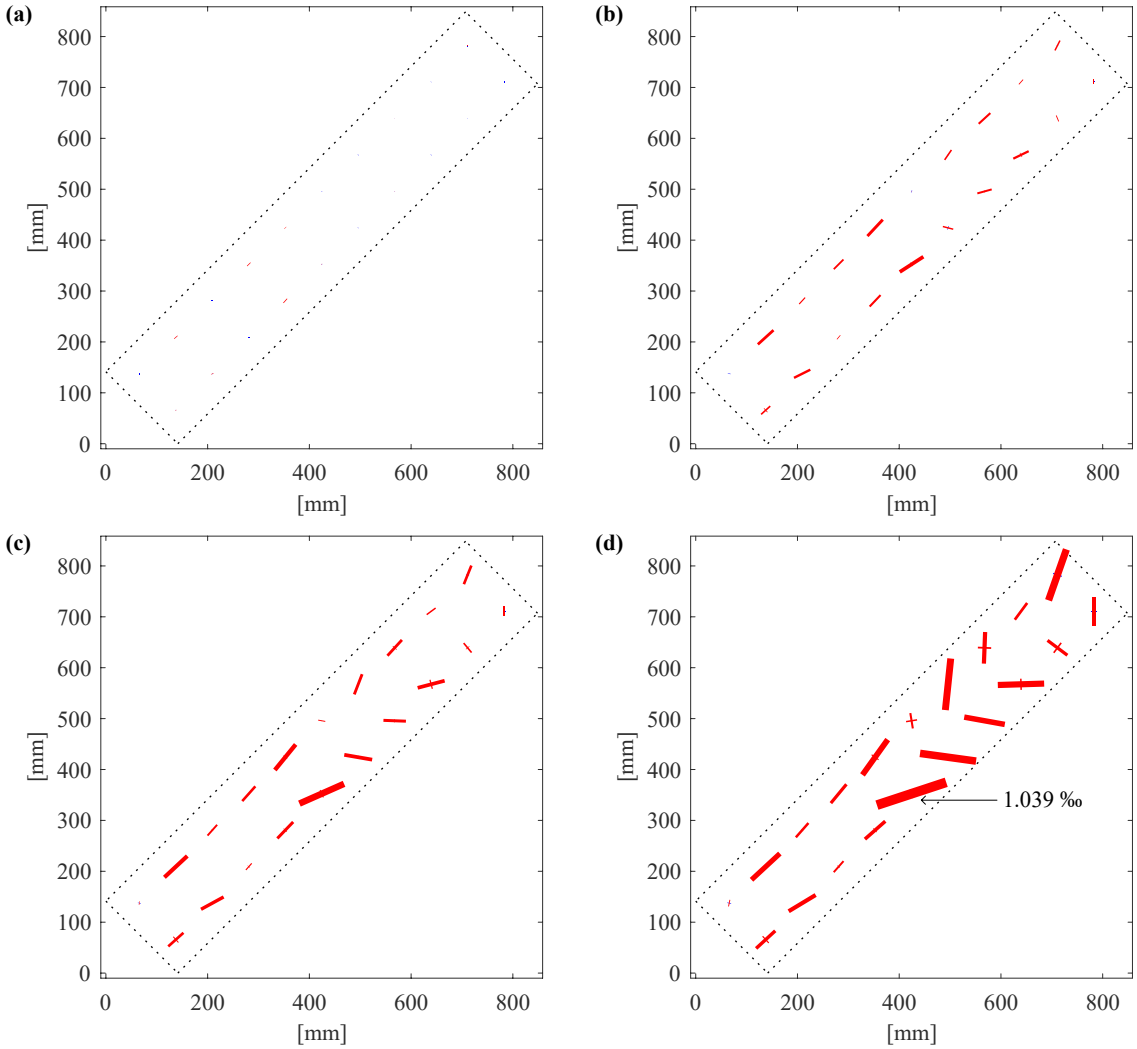


Bild 4.46: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 1 (OS 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V6

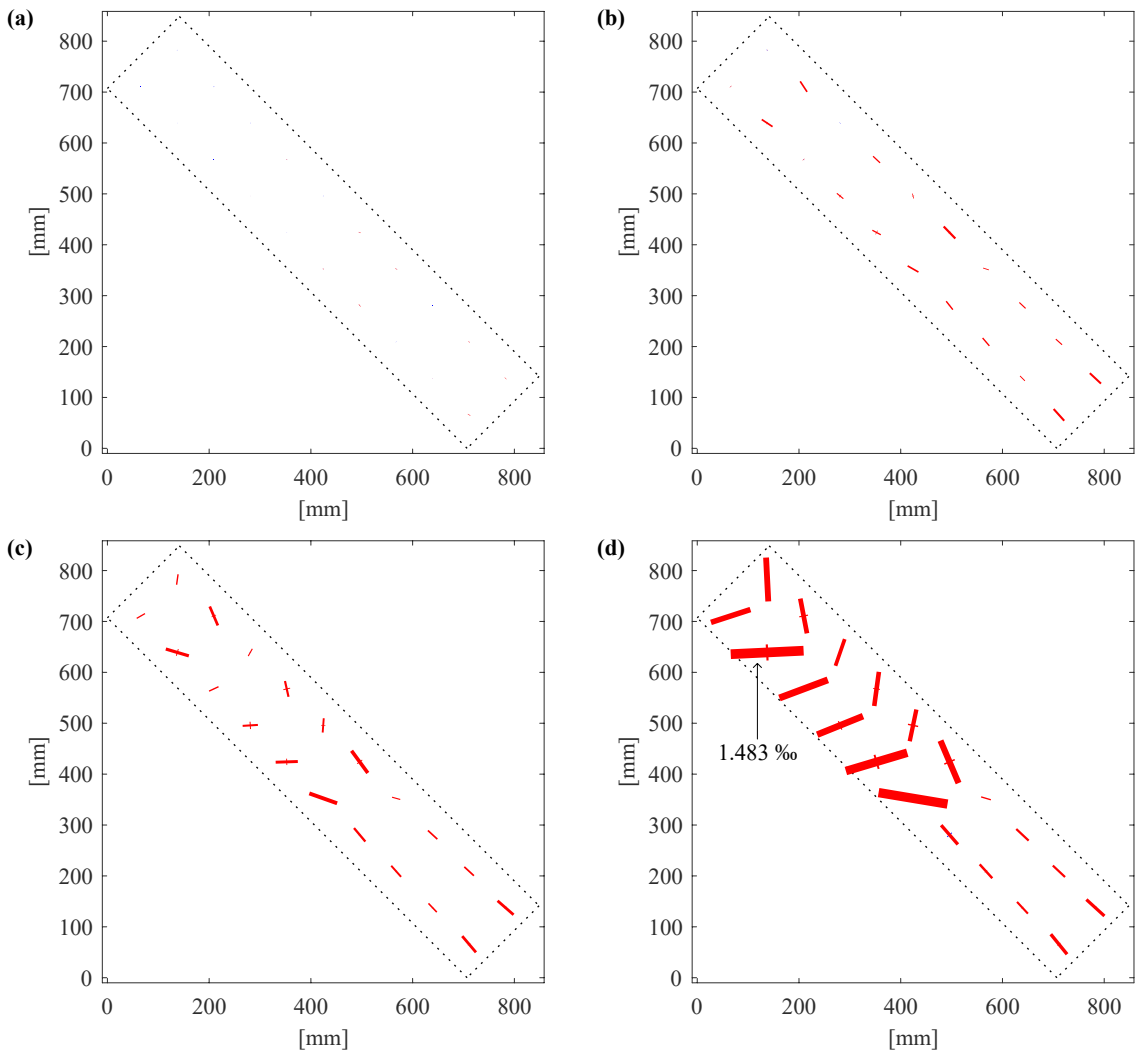


Bild 4.47: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Oberseite 2 (OS 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V6

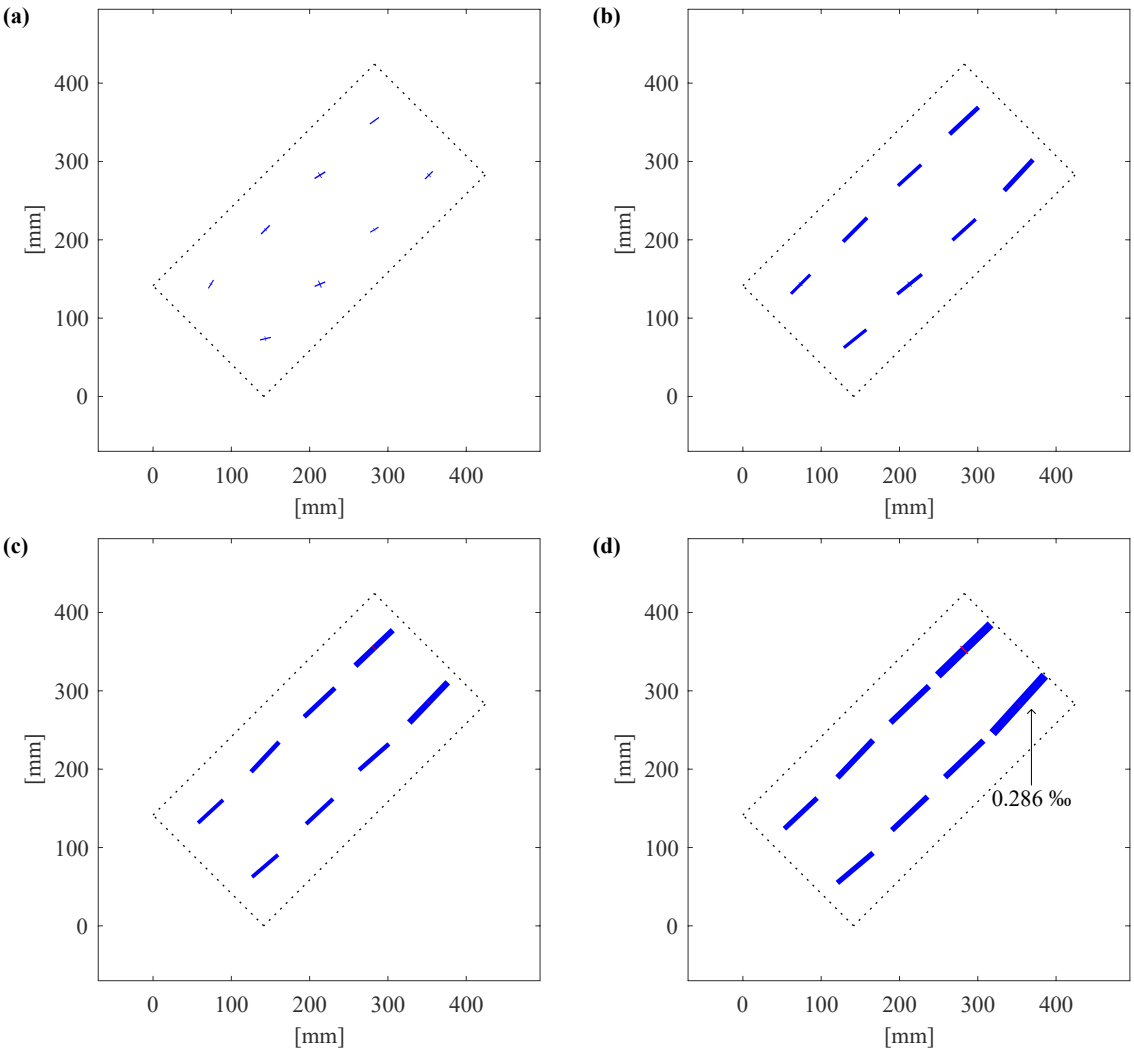


Bild 4.48: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 1 (US 1): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V6

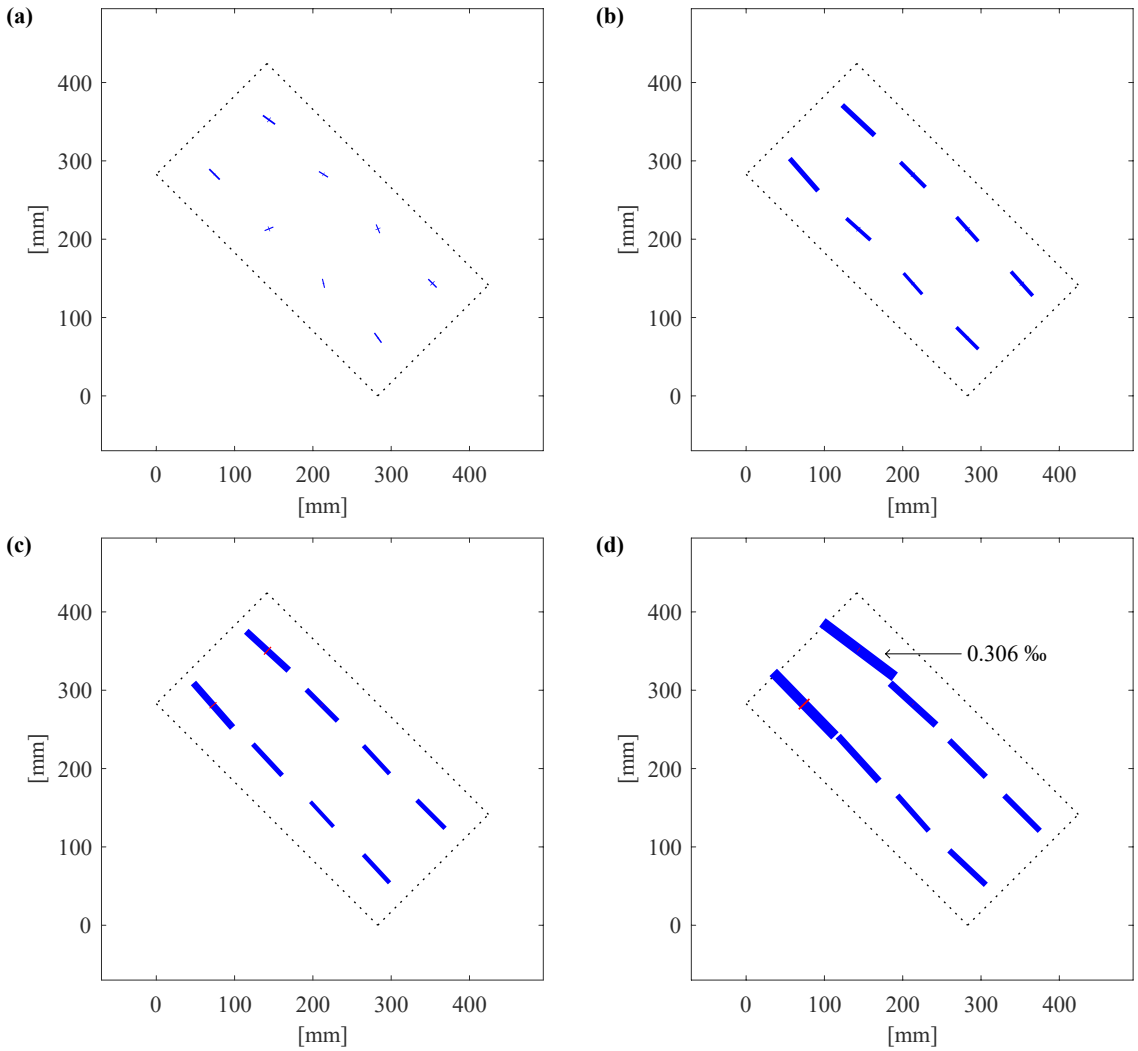


Bild 4.49: Hauptdehnungen aus Deformetermessungen Unterseite 2 (US 2): (a) Laststufe 1, (b) Laststufe 2, (c) Laststufe 3, (d) Laststufe 4, V6

5 Zusammenfassung und Interpretation

Bis auf die Versuche 2 und 6 versagten alle Versuchskörper spröd infolge eines Verbundversagens der Biegebewehrung. Stellvertretend dazu sind in Bild 5.1 das Kraft-Verformungsverhalten der Versuche 1 und 2 dargestellt.

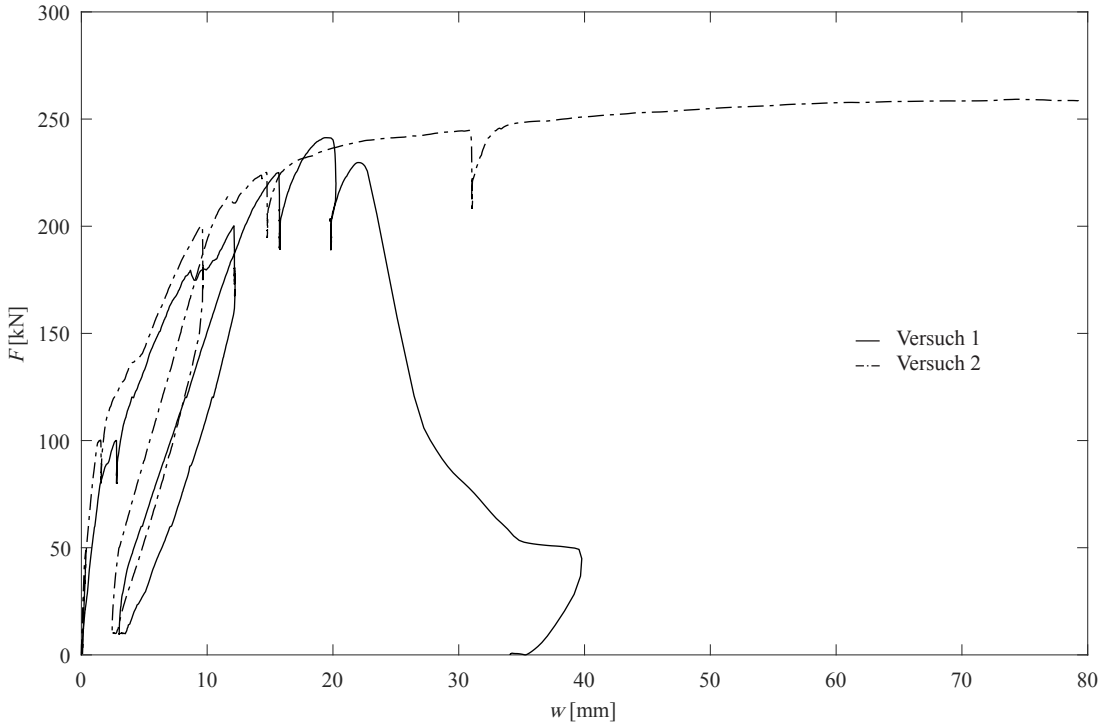


Bild 5.1: Kraft-Verformungsdiagramm Versuch 1 und 2

In Tabelle 5.1 sind die Resultate der Versuchsreihe zusammengefasst, sowie die prognostizierten Kräfte des statischen Modelles angegeben. Die Modellwerte werden mit den jeweiligen Werten der Werkstoffprüfung berechnet. Bei den ersten zwei Versuchen wird die Spannung im Betonstahl mit der höchsten statischen Last (LS4) berechnet. Bei Versuch 3 – Versuch 5 wird die Spannung im Stahl mit der höchsten dynamischen Last beim Bruch berechnet, weil keine statischen Werte verfügbar sind.

Versuch	Bruchlast [kN] (dynamisch)	Bruchlast [kN] (statisch)	Berechnete Stahlspannung der Biegezugbewehrung [MPa]	Fliessgrenze [MPa]	Versagen
Versuch 1	241.3	189.1	∼500	542	Verbund
Versuch 2	259.2	208.6	∼560	538	Fliessen
Versuch 3	376.8	-	∼400	542	Verbund
Versuch 4	228.5	-	∼470	577	Verbund
Versuch 5	304.8	-	∼460	577	Verbund

Tabelle 5.1: Übersicht Resultate

Wird aus den berechneten Spannungen im Betonstahl der Biegebewehrung und deren Fliessgrenze eine Effizienz berechnet und diese dem mechanischen Bewehrungsgehalt gegenübergestellt, entsteht das Bild 5.2. Es ist zu erkennen, dass die Effizienz bei zunehmendem Bewehrungsgehalt abnimmt. Eine Erhöhung des Bewehrungsgehalts geht üblicherweise einher mit einer Erhöhung des Stabdurchmessers der Bewehrung, wodurch eine grössere Verankerungslänge resultiert. Um die Verankerungslänge zu gewährleisten wurden bei den Versuchen 3 und 5 zusätzlich Eckbügel eingebaut. Trotzdem trat jeweils ein Verbundversagen der Biegebewehrung auf.

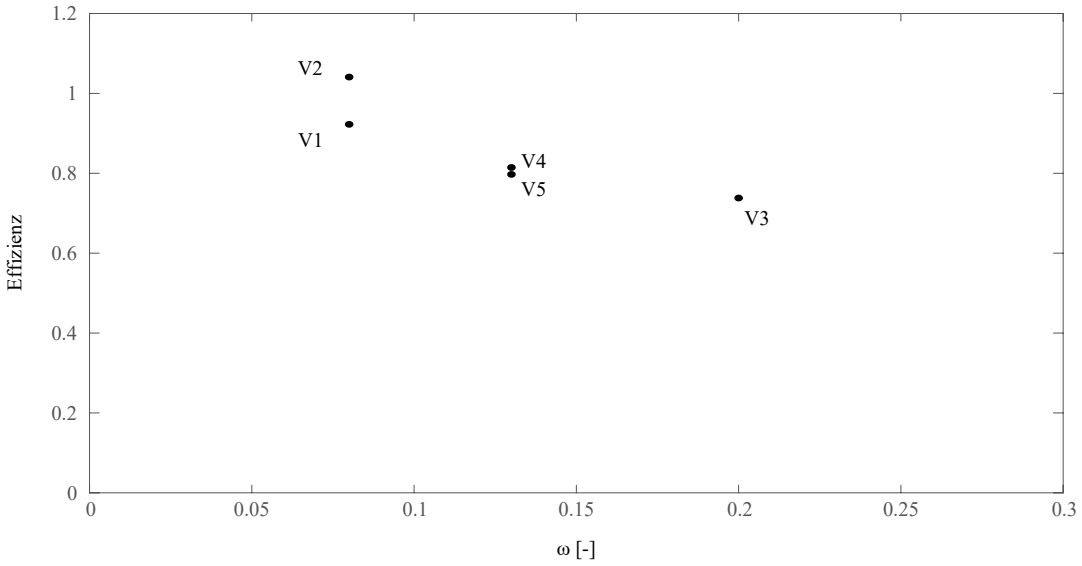


Bild 5.2: Effizienz der Versuche

Das Tragverhalten der gewählten konstruktiven Durchbildung des Schubfelds wird unter anderem von der Zugfestigkeit des Betons sowie der Bewehrungsüberdeckung der Biegezugbewehrung und dessen Stabdurchmesser beeinflusst. Die Bewehrungsüberdeckung wurde in der Versuchsserie mit 20 mm nicht variiert. Bild 5.3 zeigt die Variation der Betonzugfestigkeit der Versuche 1 bis 5 und widerspiegelt insbesondere das spröde resp. duktile Tragverhalten der Versuche 1 und 2 mit der geringen resp. höheren Betonzugfestigkeit. Das Tragverhalten im Versuch 2 wurde zusätzlich durch die Umschnürung der Biegezugbewehrung mit geschlossenen Bügeln und damit einem vermutlich besseren Verbund der Biegezugbewehrung beeinflusst.

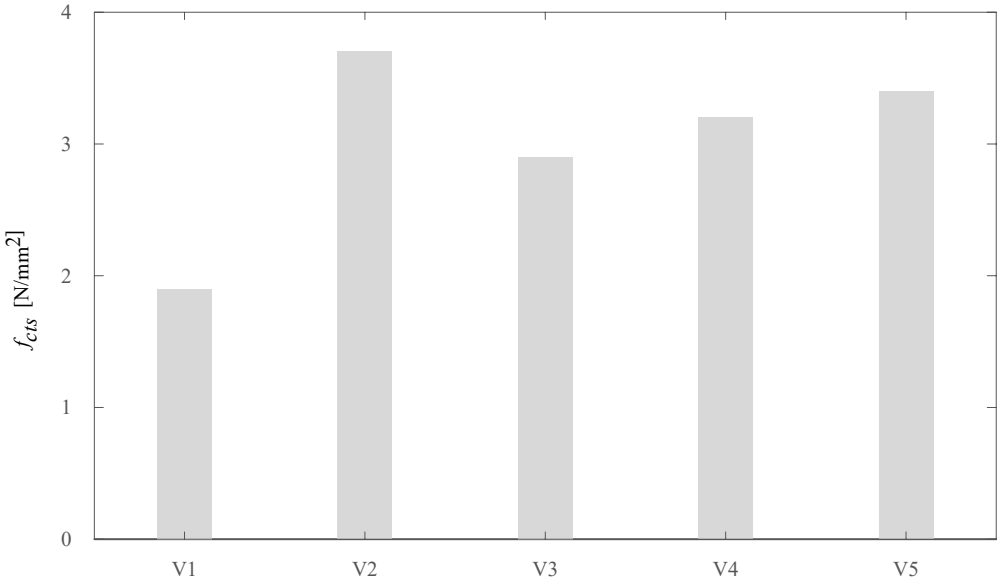


Bild 5.3: Ergebnisse Zugfestigkeit des Betons Versuch 1 - Versuch 5

5.1 Ausblick

Mit der Versuchsserie konnte für moderate Bewehrungsgehälter der Biegezugbewehrung in Rahmenecken eine duktiles Biegetragverhalten mit einer effizienten konstruktiven Durchbildung aufgezeigt werden. Deren Bemessung kann mit bekannten Spannungsfeldern resp. dem Stringer-Tafelmodell [2] einfach durchgeführt werden.

Bei hohen Bewehrungsgehältern zeigten die Versuche ein sprödes Tragverhalten infolge Verbundversagens der Biegezugbewehrung. Der Einfluss der Bewehrungsüberdeckung im Verhältnis zum Stabdurchmesser auf das Verbundversagen der Biegezugbewehrung in Rahmenecken müsste mit weiteren Versuchen untersucht werden.

Der in der Baupraxis zumeist vorherrschende ebene Verzerrungszustand in Rahmenecken (Bild 1.1) müsste das Verbundverhalten der Biegezugbewehrung verbessern gegenüber den in dieser Versuchsserie geprüften Rahmenecken im ebenen Spannungszustand.

Anhang A Prüfprotokolle Stahl Gerlafingen AG

STAHL GERLAFINGEN
AFV BELTRAME GROUP

Qualitätswesen | Material testing Dep. | Contrôle de qualité

Werksprüfzeugnis
Test report EN 10204 3.1
Relevé de contrôle

Lieferschein Nr.
Delivery note No. **H100 155**
Bulletin de livraison No.

Datum:
Date: 23.08.17

Zeichen des Herstellerwerkes/Mark of the Manufacturer:

Bestellung Nr.
Order No.
Commande No.

Datum:
Date:

Hochschule Luzern Technik & Architektur
Technikumstrasse 21
6048 HORW

Auftrag
Confirmation
Commande

Erschmelzungsart
Melting process **E**
Mode de fusion

Erzeugnisform
Product
Produit

Abnahmelos von
Inspection lot
Lot d'examination

Spezifikation/Anforderungen
Specifications/Requirements **SIA 262**
Spéc./Prescriptions de contrôle

Werkstoff
Grade **B 500 C**
Nuance

geprüft an Schmelzen-Nr. tested on Heat.No.	Abmessung Dimensions mm	As Quer-schnitt mm²	Re N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re		Agt %	fR	
	Spec.		500	550	1.15 1.35		7.5	0.056	
Lieferschein									
36224	**30 mm**	708.6	580	684	1.179		11.3		
	30 mm	694.1	568	676	1.190		10.8		
	30 mm	708.3	580	683	1.178		12.7		
	30 mm	694.1	566	676	1.194		12.2		
	30 mm	708.5	580	685	1.181		12.2		
	30 mm	692.6	564	673	1.193		11.4		

Alterungsrückbiegeproben / OK

Qualitätsprüfung / Quality testing / Contrôle de qualité

Es wird bestätigt, dass die Lieferung den Vereinbarungen bei der Bestellannahme entspricht.
We hereby certify, that the material described above complies with the terms of the contracted order.
Nous confirmons que le matériel livré ci-dessus remplit les conditions reprises dans le contrat de vente.

Schmelzen-Nr. Heat-No. No.de la coulée	Chemische Zusammensetzung/Chem. Composition/Composition chimique: in %										
	C	Si	Mn	P	S	C äqu.					

Stahl Gerlafingen AG, Postfach, CH-4563 Gerlafingen, Telefon +41 (0)32-674 22 22, Fax +41 (0)32-674 28
Ein Unternehmen der Beltrame Group

Bild A.1:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

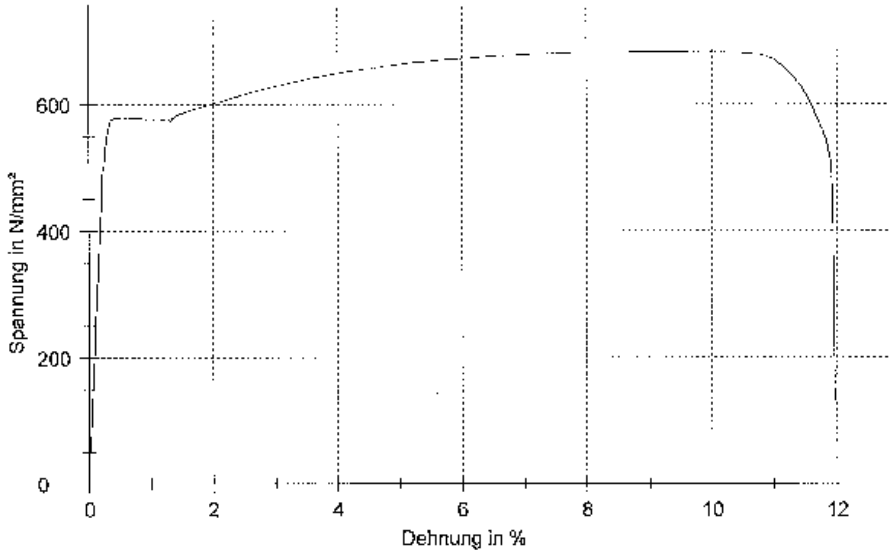
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit	: 0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	36224	01	708,64	5562,86	579,16	578,34	682,25	1,180	11,34	15,58	20,04

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:37:20	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
x	708,64	5562,86	578,34	682,25	1,180
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.2:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

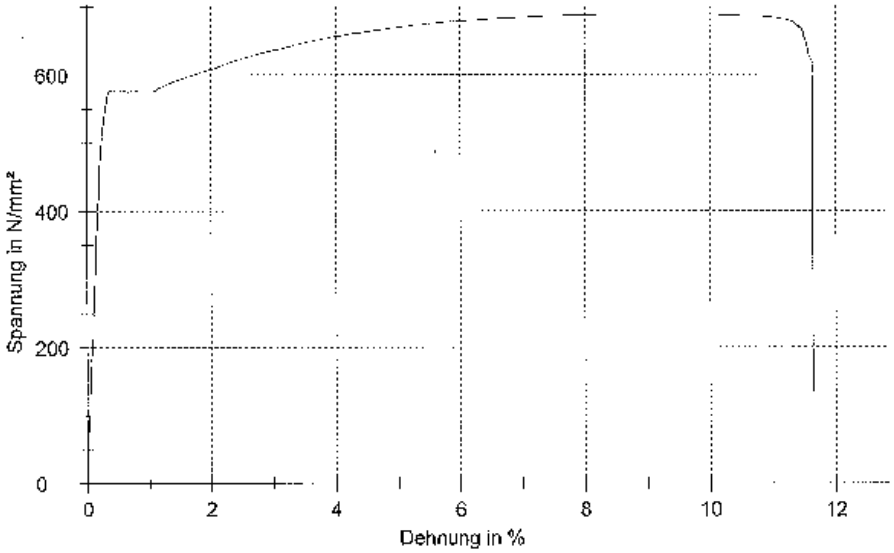
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit	: 0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	26224	02	694,09	5448,57	577,78	577,08	688,12	1,192	10,75	15,53	20,94

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:42:08	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
x̄	694,09	5448,57	577,08	688,12	1,192
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.3:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

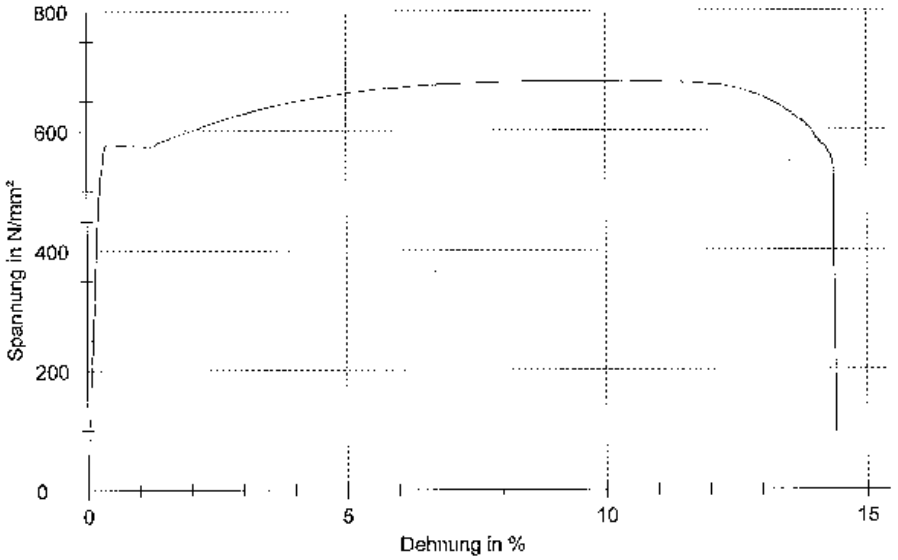
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit:	0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	26224	03	708,28	5560,00	578,71	578,71	682,51	1,179	12,67	16,56	20,15

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:45:58	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
$\bar{x}$	708,28	5560,00	578,71	682,51	1,179
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.4:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

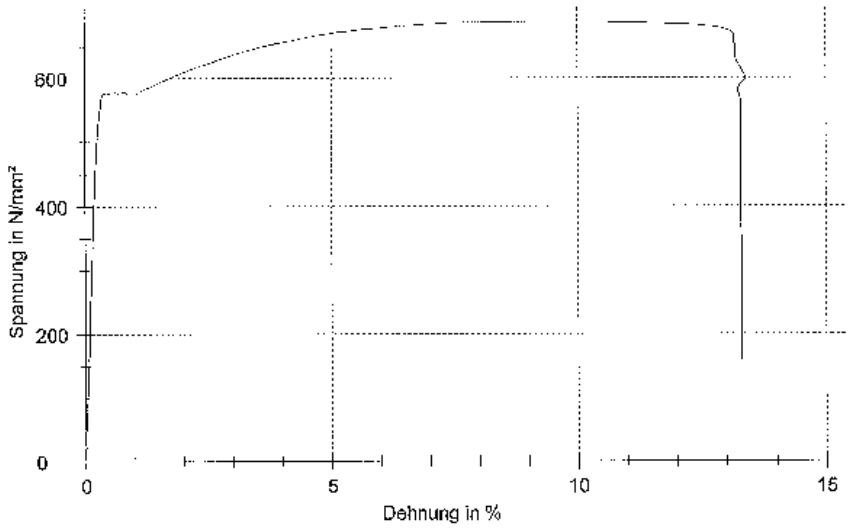
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit:	0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	26224	04	694,09	5448,57	-	575,67	688,53	1,196	12,23	17,85	22,86

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:48:12	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
x	694,09	5448,57	575,67	688,53	1,196
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.5:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

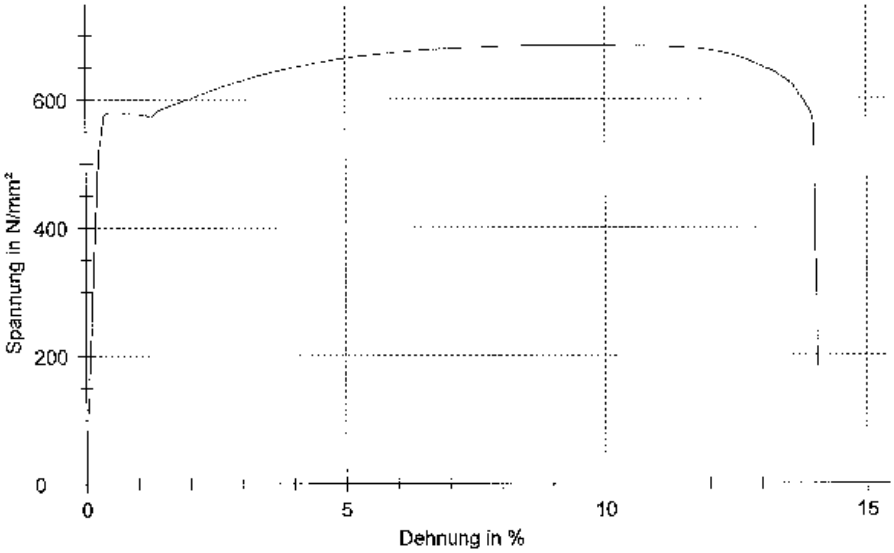
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit:	0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	26224	05	708,46	5561,43	579,33	578,54	683,15	1,181	12,19	15,82	19,54

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:50:51	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
x	708,46	5561,43	578,54	683,15	1,181
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.6:

Stahl Gerlafingen AG
Qualitätsprüfung QP

17.08.2017

Parametertabelle:

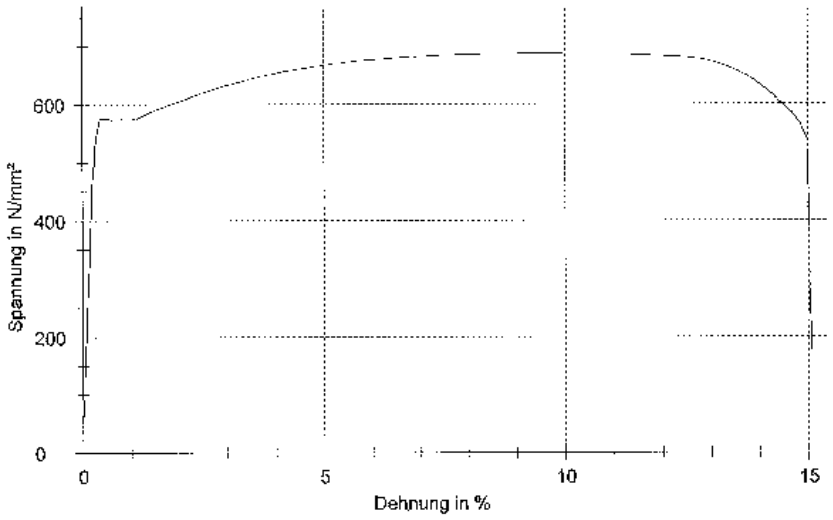
Prüfung	: ZV Top-S	Kunde	: HS Luzern, H. Stalder
Prüfer	: W, Richard	Probentyp	: K-toparS
Prüfgeschwindigkeit:	0,008 1/s	Soll-Durchmesser	: 30,00

Ergebnisse:

Nr	Charge	FN	S0 mm²	g/m g	ReH N/mm²	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re	AgtKam %	A10Kam %	A5Kam %
1	26224	06	692,63	5437,14	576,06	575,35	687,24	1,194	11,43	16,95	22,87

Nr	Prüfzeit	Bem.
1	10:54:04	

Seriengrafik:



Statistik:

Serie n = 1	S0 mm²	g/m g	Rp 0,2 N/mm²	Rm N/mm²	Rm/Re
$\bar{x}$	692,63	5437,14	575,35	687,24	1,194
s	-	-	-	-	-
v	-	-	-	-	-

Seite 1/1

Bild A.7:

Literaturverzeichnis

[1] Campana, S., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement*, Engineering Structures, Vol. 51, 2013, S. 200–210, (Zitiert auf S. 3).

[2] Heinzmann, D., "Stringer-Tafelmodelle für Stahlbeton", Dissertation, Zürich: ETH Zürich, 2012, 187 S., (Zitiert auf S. 6, 107).

[3] Johansson, M., *Reinforcement Detailing in Concrete Frame Corners*, ACI Structural Journal, Vol. 98, Nr. 1, Feb. 2001, S. 105–115, (Zitiert auf S. 3).

[4] Luiki, M., "Rahmenecke als netzbewehrte Schubscheibe", Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Juni 1999, 178 S., (Zitiert auf S. 5).

[5] Luo, Y. u. a., *Study of Reinforcing Detail of Tension Bars in Frame Corner Connections*, ACI Structural Journal, Vol. 91, Nr. 4, Aug. 1994, S. 486–496, (Zitiert auf S. 3).

[6] Minder, P., *Rahmenecken mit konstruktiver Durchbildung nach Stringer-Tafelmodellen*, Versuchsbericht, Horw: Hochschule Luzern Technik & Architektur, 2015, S. 80, (Zitiert auf S. 5, 6, 9, 26, 43).

[7] Muttoni, A., Schwartz, J. und Thürlimann, B., *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser, 1997, 145 S., (Zitiert auf S. 5, 6).

[8] Nilsson, I. und Losber, A., *Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment*, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. ST6, Juni 1976, S. 1229–1254, (Zitiert auf S. 3–5).

[9] Serban, D. P., "Rahmenecke als netzbewehrte Schubscheibe", Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 1997, 77 S., (Zitiert auf S. 3, 5, 6).

[10] *SIA Norm 262, Betonbau*, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013, (Zitiert auf S. 27).

[11] Stucki, D. und Thürlimann, B., *Versuche an Eckverbindungen aus Stahlbeton*, Bericht Nr. 8701-1, Zürich: ETH Zürich, 1990, 68 pp. (Zitiert auf S. 3).

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben

A_s	Querschnittsfläche Bewehrung
E_s	Elastizitätsmodul Bewehrung
E_c	Elastizitätsmodul Beton
F	Kraft, Kraft Presse
F_u	Bruchkraft
LS 1	Laststufe 1
LS 2	Laststufe 2
LS 3	Laststufe 3
LS 4	Laststufe 4
LS 5	Laststufe 5
LS 6	Laststufe 6
OS 1	Oberseite 1 Versuchskörper
OS 2	Oberseite 2 Versuchskörper
$R_{p0.2}$	Fliessgrenze Bewehrung
US 1	Unterseite 1 Versuchskörper
US 2	Unterseite 2 Versuchskörper
VS	Vorderseite Versuchskörper
V1	Versuch 1
V2	Versuch 2
V3	Versuch 3
V4	Versuch 4
V5	Versuch 5
V6	Versuch 6

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Radius Stempel
b	Breite Querschnitt
d	statische Höhe Querschnitt
h	Höhe Querschnitt
f_{cc}	Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittelwert Druckfestigkeit
f_{ct}	Zugfestigkeit Beton
f_{cts}	Spaltzugfestigkeit
f_{su}	Zugfestigkeit Bewehrung

$f_{su,dyn}$	dynamische Zugfestigkeit Bewehrung
$f_{su,stat}$	statische Zugfestigkeit Bewehrung
$f_{sy,dyn}$	dynamische Fliessgrenze Bewehrung
$f_{sy,stat}$	statische Fliessgrenze Bewehrung
l_{bd}	Verankerungslänge
l_0	Messlänge
t	Zeit
w	Verformung Probekörper

Griechische Buchstaben

ε_s	Dehnung im Stahl
ε_{su}	Bruchdehnung
ε_{sv}	Dehnung bei Verfestigungsbeginn
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{xy}$	Dehnung in x-, y- und xy-Richtung
π	Pi
ρ_c	Rohdichte
σ_s	Spannung im Stahl
ω	mechanischer Bewehrungsgehalt

Sonderzeichen

Ø	Durchmesser