

Versuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen

Report

Author(s):

Pfyl, Thomas; Marti, Peter

Publication date:

2001

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-004273447>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Originally published in:

IBK Bericht 268

Versuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen

Thomas Pfyl, dipl. Ing. ETH
Prof. Dr. Peter Marti

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
Juli 2001

Vorwort

Die Empfehlung SIA 162/6 (1999), "Stahlfaserbeton", ermöglicht die Anwendung von Stahlfaserbeton im konstruktiven Ingenieurbau. Im Vorwort zu dieser Empfehlung wird unter anderem auf das in der Kombination von Stahlbeton und Spannbeton mit Stahlfasern liegende Entwicklungspotential für Forschung und Praxis hingewiesen.

Mit den vorliegenden Versuchen wurde im Hinblick auf mögliche praktische Anwendungen das Trag- und Verformungsverhalten von schwach bewehrten, mit Stahlfasern verstärkten Stahlbetonelementen untersucht. Ausgehend von der Kenntnis des sehr zähen, jedoch entfestigenden, stets mit einer Lokalisierung der Verformungen verbundenen Verhaltens von Stahlfaserbeton war insbesondere von Interesse, mit welchen Kombinationen von Stahlfasern und konventioneller Bewehrung ein verfestigendes, eine gute Risseverteilung sicherstellendes Verhalten erreicht werden kann.

Zurzeit werden die experimentellen Arbeiten von Herrn Pfyl im Rahmen seines Promotionsverfahrens durch entsprechende theoretische Untersuchungen ergänzt. Die Publikation dieser Arbeit ist für das kommende Jahr geplant.

Zürich, Juli 2001

Prof. Dr. P. Marti

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung

1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung	2
1.3	Versuchsprogramm	3

2 Versuchskörper

2.1	Abmessungen und Bewehrung	
2.1.1	Zugversuche	5
2.1.2	Biegeversuche	5
2.1.3	Plattenstreifenversuche	9
2.2	Herstellung	
2.2.1	Schalungs- und Bewehrungsarbeiten	9
2.2.2	Betonierarbeiten	11
2.3	Baustoffe	
2.3.1	Beton	13
2.3.2	Betonstahl	20
2.3.3	Spannstahl	22

3 Versuchsdurchführung

3.1	Zugversuche	
3.1.1	Versuchsanlage und Belastungseinrichtung	24
3.1.2	Messungen	24
3.1.3	Versuchsvorbereitung und -ablauf	28
3.2	Biegeversuche	
3.2.1	Versuchsanlage und Belastungseinrichtung	29
3.2.2	Messungen	29
3.2.3	Versuchsvorbereitung und -ablauf	34
3.3	Plattenstreifenversuche	
3.3.1	Versuchsanlage und Belastungseinrichtung	35
3.3.2	Messungen	35
3.3.3	Versuchsvorbereitung und -ablauf	41

4	Versuchsergebnisse	
4.1	Auswertung der Messdaten	
4.1.1	Manuelle Messungen	42
4.1.2	Fest verdrahtete Messungen	43
4.2	Zugversuche	45
4.2.1	Zugversuch <i>T100.0</i>	46
4.2.2	Zugversuch <i>T75.0</i>	50
4.2.3	Zugversuch <i>T100.30</i>	54
4.2.4	Zugversuch <i>T75.30</i>	58
4.2.5	Zugversuch <i>T100.60</i>	62
4.2.6	Zugversuch <i>T75.60</i>	66
4.3	Biegeversuche	70
4.3.1	Biegeversuch <i>B100.0</i>	71
4.3.2	Biegeversuch <i>B75.0</i>	75
4.3.3	Biegeversuch <i>B100.30</i>	79
4.3.4	Biegeversuch <i>B75.30</i>	83
4.3.5	Biegeversuch <i>B50.30</i>	87
4.3.6	Biegeversuch <i>B75.60</i>	91
4.3.7	Biegeversuch <i>B50.60</i>	95
4.3.8	Biegeversuch <i>BP.60</i>	99
4.4	Plattenstreifenversuche	104
4.4.1	Plattenstreifenversuch <i>CB.0</i>	105
4.4.2	Plattenstreifenversuch <i>CB.30</i>	111
4.4.3	Plattenstreifenversuch <i>CB.60</i>	117
	Zusammenfassung	123
	Summary	129
	Résumé	131
	Verdankungen	134
	Bezeichnungen	135
	Literatur	136

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Stahlfaserbeton wird üblicherweise mit Stahlfasern hergestellt, die ein Längen- zu Durchmesser Verhältnis von etwa 60 aufweisen. Typische Fasergehalte liegen zwischen 20 und 60 kg pro m³ Beton. Höhere Fasergehalte, bis zu etwa 100 kg pro m³ Beton, sind zwar praktisch noch realisierbar, die Herstellung wird aber zunehmend erschwert, und die Gefahr der Igelbildung steigt.

Um ein Versagen bei der Erstrissbildung ausschliessen zu können, müsste der Fasergehalt über etwa 130 kg pro m³ Beton liegen [15]. Die für Stahlbeton geforderte Mindestbewehrung [19] kann also mit den heute üblichen Stahlfaserbewehrungen nicht ersetzt werden. Geht man von der Existenz von Mikrorissen aus und betrachtet man eine sukzessive Rissöffnung, so lässt sich eine Phase der Faseraktivierung von der anschliessenden Phase des Faserauszugs unterscheiden [18]. Die Faseraktivierung entspricht einem verfestigenden Verhalten, das mit Erreichen der Höchstlast bei Rissbreiten von etwa 70 µm abgeschlossen wird. Der Faserauszug zeigt ein ausgeprägt entfestigendes Verhalten, das allerdings mit sehr grossen Verformungen verbunden ist, nämlich mit Rissbreiten bis zur halben Faserlänge, zum Beispiel 15 mm. Die beim beschriebenen Bruchvorgang an einem Riss pro Flächeneinheit insgesamt verzehrte, spezifische Bruchenergie beträgt etwa das Fünffache der spezifischen Bruchenergie des unbewehrten Betons [15].

Hochleistungsfaserbetone und -mörtel, die nach der Erstrissbildung ein verfestigendes Verhalten aufweisen und eine besonders feine Risseverteilung ermöglichen, befinden sich noch im Frühstadium ihrer Entwicklung [16]. Wegen der hohen Fasergehalte, der verwendeten Fasermaterialien, -geometrien und -mischungen sowie der notwendigen Betonzusatzstoffe sind derartige Werkstoffe in Herstellung und Verarbeitung äusserst kostenintensiv. Sie werden wohl auch künftig nur für spezielle Anwendungen in Frage kommen.

Als Alternative bietet sich die Kombination von Stahlfaserbeton mit einer konventionellen Bewehrung aus Betonstahl oder Spannstahl an [20]. Dabei stehen in der heutigen Praxis übliche Fasergehalte und im Vergleich zur Mindestbewehrung [19] allenfalls leicht reduzierte Gehalte an konventioneller Bewehrung im Vordergrund des Interesses. Insbesondere stellt sich die Frage, mit welchen Kombinationen ein verfestigendes Verhalten

nach der Erstrissbildung erreicht und damit eine mit jeder Entfestigung verbundene Lokalisierung der Verformungen vermieden werden kann.

In den vergangenen 25 Jahren wurden zahlreiche Biege- [2,6,7,8,11,12,13,17,21] und Zugversuche [1, 10] an mit Betonstahl bewehrten Versuchskörpern aus Stahlfaserbeton durchgeführt. Obwohl damit wertvolle Ergebnisse vorliegen und der Einfluss unterschiedlicher Fasergehalte und -typen auf die Höchstlast sowie die Entwicklung der Rissbreiten und -abstände aufgezeigt wurde, lassen sich diesbezüglich keine Verallgemeinerungen vornehmen. Dies liegt einerseits an den durchwegs hohen Betonstahl-Bewehrungsgehalten, den relativ kleinen Querschnittsabmessungen und den hohen, in diesen Mengen nicht wirksamen [15] Fasergehalten. Andererseits sind die meisten Versuche nur ungenügend dokumentiert. So sind zum Beispiel die mechanischen Kennwerte der eingesetzten Betonstähle nur unvollständig wiedergegeben, und geeignete Materialprüfversuche an den Faserbetonen wurden vielfach nicht durchgeführt. Versuche an Elementen mit Betonstahl-Bewehrungsgehalten in der Grössenordnung der erforderlichen Mindestbewehrung sind in der Literatur nicht auffindbar. In den theoretischen Arbeiten [1,2,6,11,13,17] wird das entfestigende Verhalten von Stahlfaserbeton vernachlässigt und zumeist nur die Erhöhung des Tragwiderstandes durch die Stahlfasern abgeschätzt. Theoretische Untersuchungen zur Entwicklung der Rissbreiten und -abstände sowie der Verformungen wurden nur im Bereich elastischer Betonstahlspannungen durchgeführt [10].

1.2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit war, im Hinblick auf mögliche Anwendungen im konstruktiven Ingenieurbau den Einfluss von in der Praxis verarbeitbaren Mengen handelsüblicher Stahlfasern auf das Trag- und Verformungsverhalten schwach bewehrter Stahlbetonbauteile zu untersuchen.

Hierzu wurden sechs Zug- und sieben Biegeversuche an schlaff bewehrten Bauteilen durchgeführt. Ein zusätzlicher Biegeversuch an einem mit einer Monolitze vorgespannten und mit 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton bewehrten Träger sollte aufzeigen, ob bei Vorspannung ohne Verbund auf eine konventionelle Mindestbewehrung zur Risseverteilung verzichtet werden kann. Mit Versuchen an drei grossmassstäblichen, mindestbewehrten Zweifeldplattenstreifen mit unterschiedlichen Fasergehalten wurden die in den Zug- und Biegeversuchen gewonnenen Erkenntnisse ergänzt.

Da das Verhalten unterschiedlicher Stahlfasertypen und Betonmischungen mit einfachen Materialprüfversuchen [15,20] erfasst werden kann und zum Einfluss unterschiedlicher Betonstahltypen und -durchmesser grundlegende experimentelle und theoretische Arbeiten vorliegen [3,4], wurden entsprechend der Problemstellung lediglich der Faser- und der Längsbewehrungsgehalt variiert.

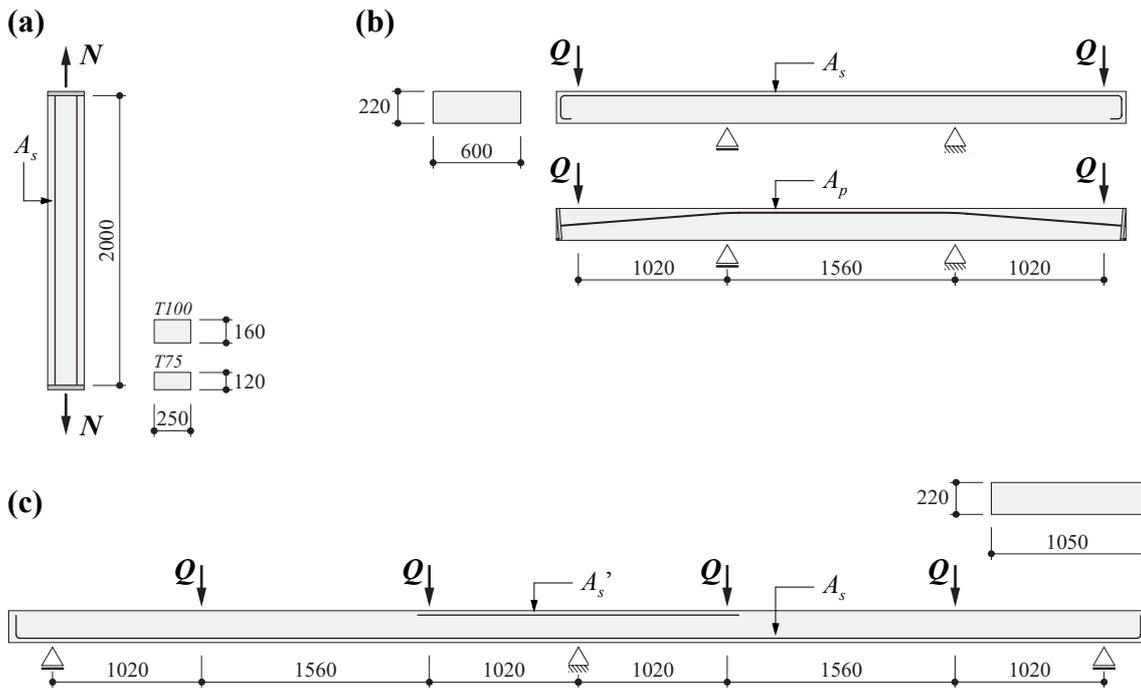


Bild 1.1 – Versuchskonzepte: **(a)** Zugversuche (T); **(b)** Biegeversuche (B); **(c)** Plattenstreifenversuche (CB); Abmessungen in mm.

Bei den Zug- und Biegeversuchen zeigte sich, dass viele der rissquerenden Stahlfasern zerrissen und nicht wie erwünscht [15,20] aus dem Beton ausgezogen wurden. Um den Verbund zwischen den Stahlfasern und dem Beton zu verringern [9], wurde dann für die Herstellung der drei Plattenstreifen ein Zement mit geringerer Festigkeit verwendet.

Bei allen Versuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten bis zum Bruch untersucht. Dabei wurden ausser den aufgebrachtten Kräften, Reaktionen und Verschiebungen auch mittlere Dehnungen und Rissbreiten gemessen. Kräfte und Verschiebungen wurden kontinuierlich, Dehnungen und Rissbreiten periodisch aufgezeichnet.

1.3 Versuchsprogramm

Die vorliegende Versuchsserie umfasste sechs Zug-, acht Biege- und drei Plattenstreifenversuche. In Bild 1.1 sind die Versuchskonzepte dargestellt. Die Tabelle 1.1 enthält die gewählten Versuchsparameter.

Die Versuchskörper wurden nach der Versuchsart, dem relativen, auf die erforderliche Mindestbewehrung bezogenen Längsbewehrungsgehalt und dem Fasergehalt bezeichnet. Zug-, Biege- und Plattenstreifenversuche wurden mit T , B und CB bezeichnet; das P in

Versuchskörper	b [mm]	h [mm]	C_f [kg/m ³]	$A_s (A_s')$ [mm ²]	A_p [mm ²]	$\rho_s (\rho_s')$ [%]
<i>T100</i> .0 .30 .60	250	160	0 30 60	201	-	0.670
<i>T75</i> .0 .30 .60	250	120	0 30 60			0.503
<i>B100</i> .0 .30	600	220	0 30			0.152
<i>B75</i> .0 .30 .60			151	0.114		
<i>B50</i> .30 .60			101	0.076		
<i>BP</i> .60			-	147	0	
<i>CB</i> .0 .30 .60	1050		0 30 60	352 (503)	-	0.152 (0.217)

Tabelle 1.1: Versuchsparameter.

der Bezeichnung des Biegeversuchs *BP.60* deutet auf die Vorspannung hin; die Zahl *60* bedeutet einen Gehalt von 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Die Versuchskörper wurden mit Betonmischungen mit 0, 30 und 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton hergestellt. Für alle Versuchskörper wurden in der Baupraxis erprobte Stahlfasern vom selben Typ verwendet.

Die Mindestbewehrung der Zugversuchskörper wurde unter Zuhilfenahme des Zuggurtmodells [4], diejenige der Biege- und Plattenstreifenversuchskörper gemäss der Norm SIA 162 [19] ermittelt. Ausgehend von den Referenzversuchen *T100.0* und *B100.0* wurden bei den Zugversuchen die Längsbewehrungsgehalte um 25 % (*T75*), bei den Biegeversuchen um 25 % (*B75*) bzw. 50 % (*B50*) reduziert. Die Abstufung des Längsbewehrungsgehalts erfolgte bei den Zugversuchen durch Variation der Abmessungen des Betonquerschnitts; bei den Biegeversuchen wurde die Anzahl der Längsbewehrungsstäbe entsprechend reduziert. Bei den Plattenstreifenversuchen entsprach das Verhältnis der Längsbewehrungsgehalte im Feld und über dem Mittenaufleger ungefähr dem Verhältnis der extremalen Biegemomente bei elastischer Schnittgrössenverteilung.

2 Versuchskörper

2.1 Abmessungen und Bewehrung

2.1.1 Zugversuche

Die Abmessungen der Versuchskörper der Zugversuche und deren Bewehrung können Bild 2.1 entnommen werden. Der für alle Versuche gewählte Randabstand des Schwerpunktes der Längsbewehrungsstäbe von 30 mm war bestimmend für die minimalen Querschnittsabmessungen der Versuchskörper. Obere Grenzen für die Abmessungen der Versuchskörper ergaben sich durch die zur Versuchsdurchführung vorgesehene Universalprüfmaschine sowie durch die Bedingung, die Zugkräfte möglichst gleichmässig in den Betonquerschnitt einzuleiten.

Die Längsbewehrung bestand aus vier Stäben \varnothing 8 mm. Diese waren an den Enden mit 30 mm dicken, stählernen Ankerplatten verschweisst. Um ein vorzeitiges Versagen der Längsbewehrung bei den Schweissungen zu vermeiden, wurden die Verankerungsbereiche durch ebenfalls mit den Ankerplatten verschweisste Steckzulagen \varnothing 8 mm verstärkt. Die Verbügelung in den Verankerungsbereichen gewährleistete in Verbindung mit den zwei mittig angeordneten Querstäben \varnothing 4 mm die Sollposition der Längsbewehrung.

2.1.2 Biegeversuche

Die Dicke der schlaff bewehrten Versuchskörper der Biegeversuche wurde zu 220 mm und der Randabstand des Schwerpunktes der Bewehrung zu 30 mm festgelegt. Der Mindestbewehrungsgehalt wurde gemäss [19] ermittelt und entsprechend dem Versuchsprogramm in zwei Schritten um je 25 % reduziert. Die Abstufung des Längsbewehrungsgehalts erfolgte mittels Reduktion der Anzahl Längsbewehrungsstäbe \varnothing 8 mm. Diese Randbedingungen waren bestimmend für den Stababstand der Bewehrung und somit für die Breite der Versuchskörper. Die maximale Länge der Versuchskörper wurde durch die Möglichkeiten der Versuchsanlage bestimmt. Die Abmessungen der schlaff bewehrten Versuchskörper der Biegeversuche und deren Bewehrung können Bild 2.2 entnommen werden.

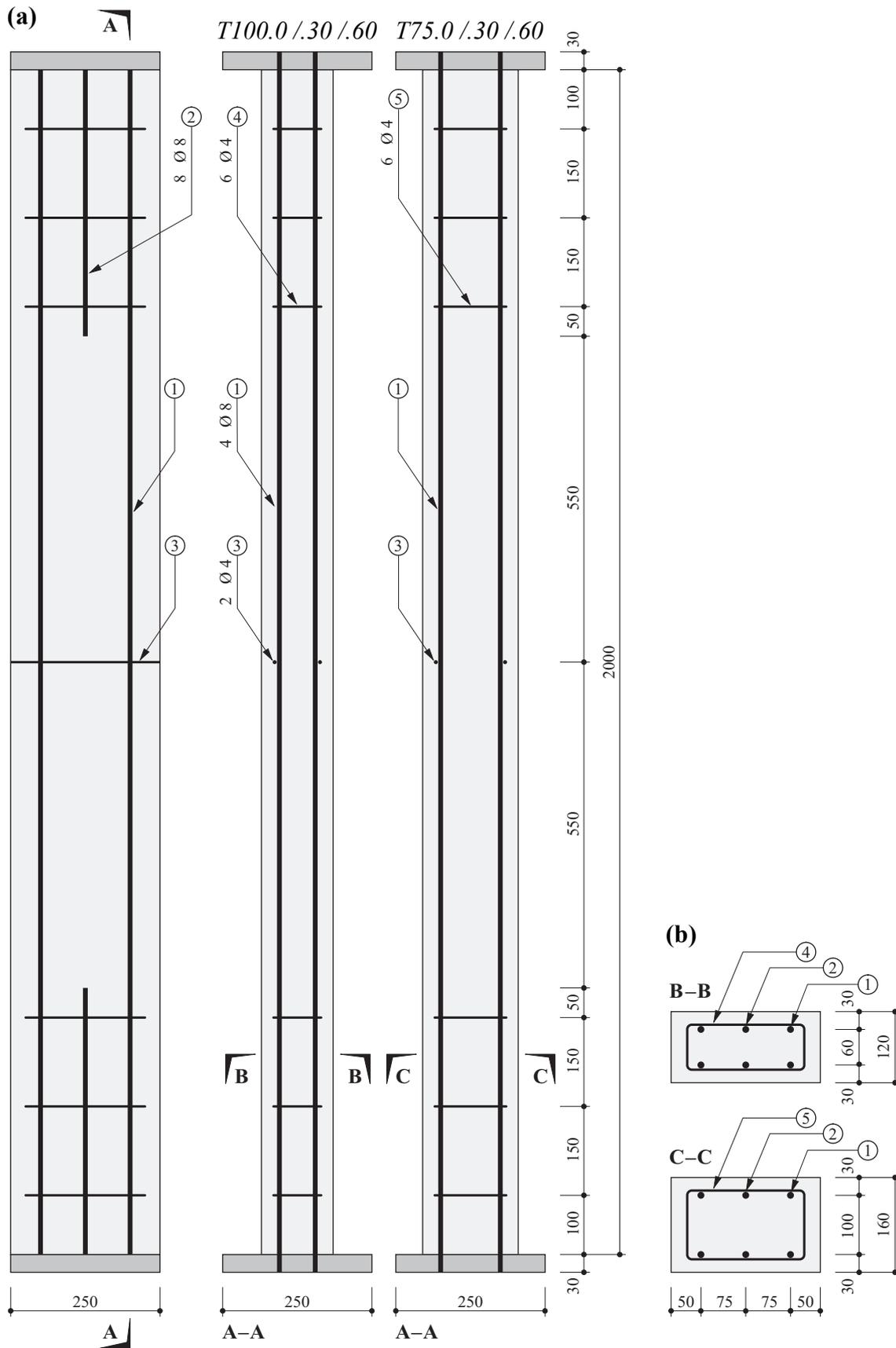


Bild 2.1 – Abmessungen und Bewehrung der Zugversuchskörper: (a) Längsschnitte; (b) Querschnitte; Abmessungen in mm.

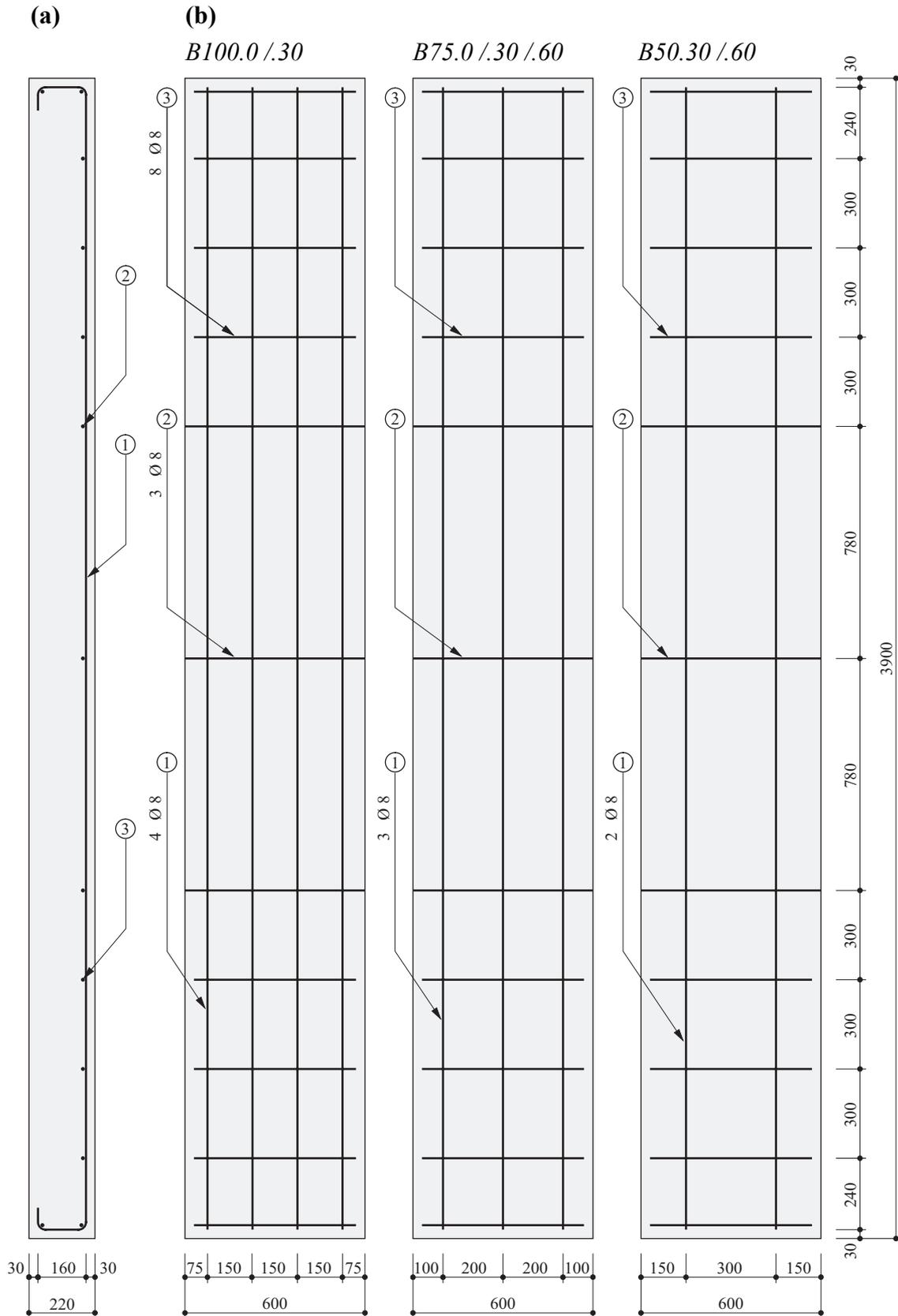


Bild 2.2 – Abmessungen und Bewehrung der schlaff bewehrten Biegeversuchskörper:
(a) Längsschnitt; **(b)** Grundrisse; Abmessungen in mm.

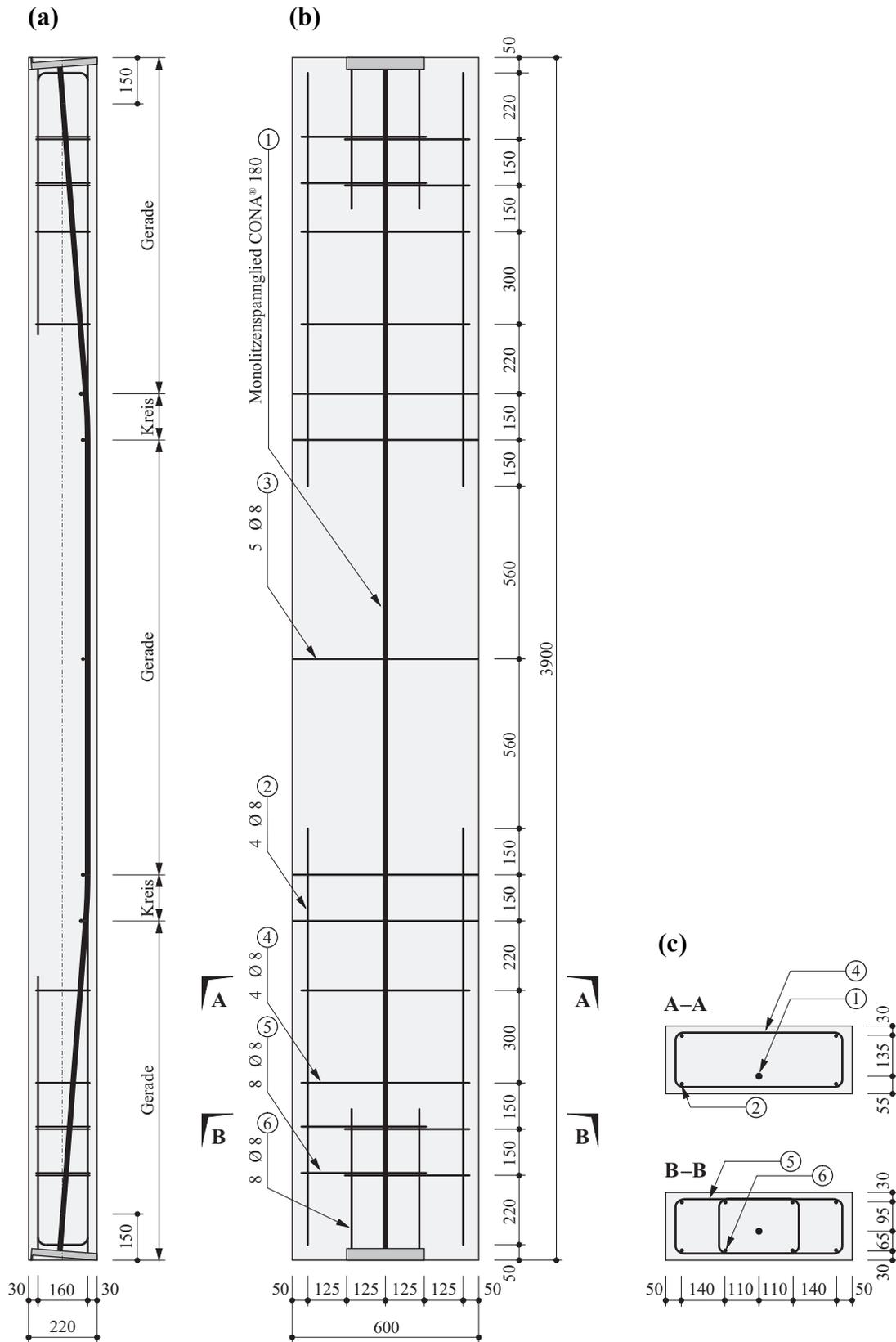


Bild 2.3 – Abmessungen und Bewehrung des vorgespannten Versuchskörpers *BP.60*:
(a) Längsschnitt; **(b)** Grundriss; **(c)** Querschnitte; Abmessungen in mm.

Die Abmessungen des vorgespannten Versuchskörpers *BP.60* sind mit jenen der schlaff bewehrten Biegeversuchskörper identisch. Als Vorspannbewehrung wurde ein Stahlton Monolithenspannglied vom Typ CONA[®] 180 (eine gefettete Spannstahlitze 0.6" in PE-Hüllrohr, Querschnittsfläche 147 mm²) verwendet. Der Kabelverlauf war polygonal, bestehend aus drei Geraden und zwei Übergangskreisen mit den zulässigen Minimalradien. Das Spannglied wurde an beiden Enden durch 20 mm dicke, mit der Spaltzugbewehrung verschweisste Ankerplatten geführt. Details können Bild 2.3 entnommen werden.

2.1.3 Plattenstreifenversuche

Die Abmessungen der Versuchskörper der Plattenstreifenversuche richteten sich nach denjenigen der Biegeversuche. Die Breite der Versuchskörper war durch den gewünschten Bewehrungsgehalt und die Möglichkeiten der Versuchsanlage gegeben.

Die Längsbewehrung bestand aus einer unteren, durchgehenden Bewehrungslage und einer oberen Bewehrungslage, die sich über die mittleren 2.2 m erstreckte. Die Abmessungen der Versuchskörper der Plattenstreifenversuche und deren Bewehrung sind aus Bild 2.4 ersichtlich.

2.2 Herstellung

Sämtliche Versuchskörper wurden im Vorfabrikationswerk der Rudolf Stüssi AG in Dällikon hergestellt.

2.2.1 Schalungs- und Bewehrungsarbeiten

Die Längsbewehrung der Zugversuchskörper wurde unter Zuhilfenahme einer speziell angefertigten Lehre mit den stirnseitigen Ankerplatten verschweisst und anschliessend in die Schalung gehoben. Um ein ungewolltes Verschieben der Längsbewehrung während des Betonierens zu verhindern, wurde diese an zwei mittig angeordneten Querstäben Ø 4 mm (Bild 2.1) befestigt. Diese Querstäbe waren durch exakt gebohrte Löcher in der Schalung geführt und ausserhalb der Schalung gegen axiales Verschieben gesichert.

Die Längsbewehrung der schlaff bewehrten Biegeversuchskörper war an drei Stellen mit durch die Schalung geführten Querstäben Ø 8 mm (Bild 2.2, Position 2) gegen ungewolltes Verschieben während des Betonierens gesichert und mit Kunststoffdistanzhaltern auf der Schalung abgestützt. Um auch im Bereich der Distanzhalter die homogene Verteilung der Stahlfasern im Beton möglichst wenig zu beeinflussen, wurde "überflüssiges" Material der Distanzhalter entfernt. Die Monolitze des vorgespannten Versuchskörpers

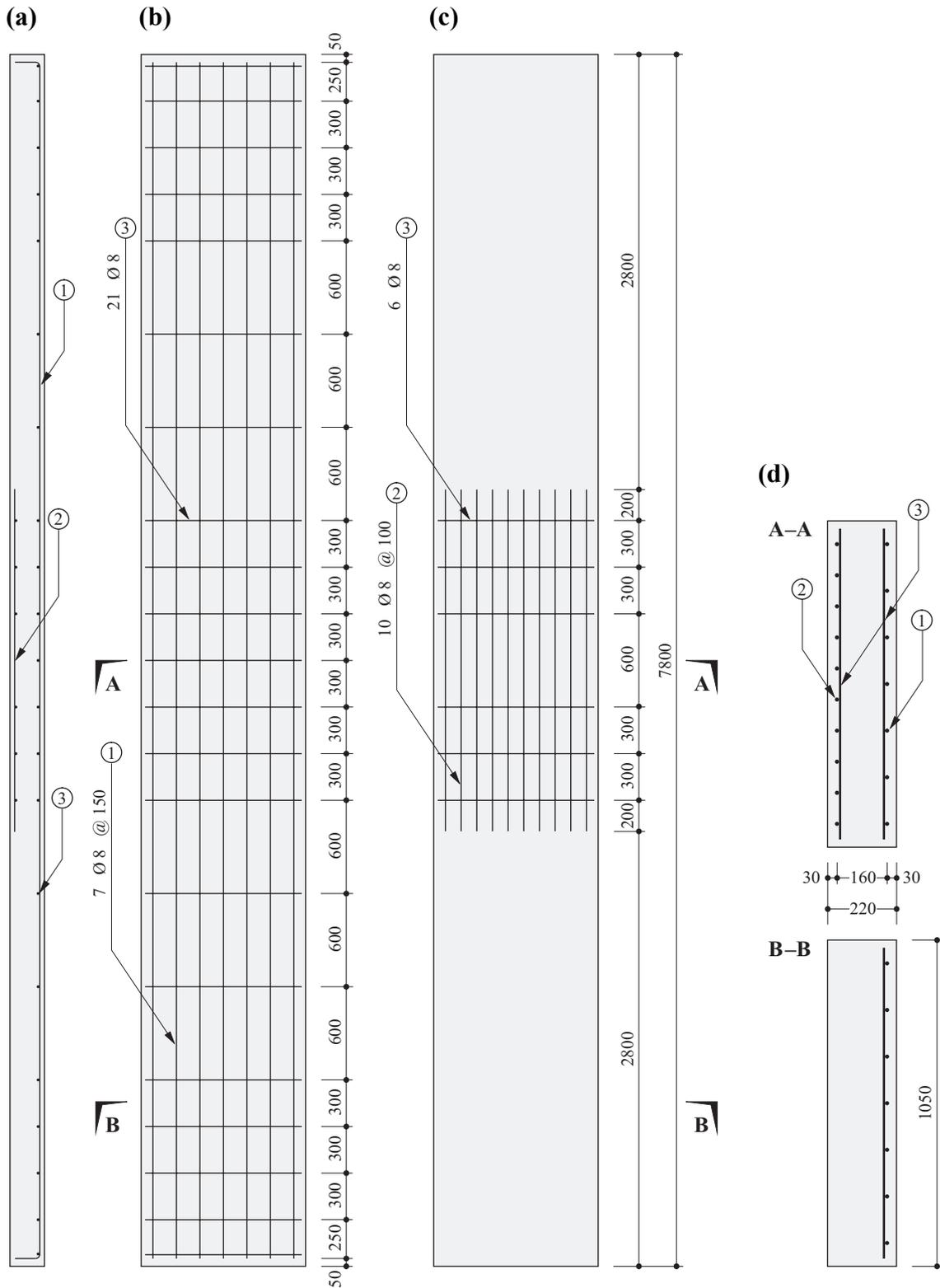


Bild 2.4 – Abmessungen und Bewehrung der Plattenstreifen: **(a)** Längsschnitt; **(b)** untere Bewehrungslage; **(c)** obere Bewehrungslage; **(d)** Querschnitte; Abmessungen in mm.

wurde durch präzise gefertigte, mit den Stirnschalungen verschraubte Ankerplatten geführt. Um die gewünschte Kabelgeometrie zu erreichen, wurde die Monolitze an fünf durch die Schalung geführten Querstäbe \varnothing 8 mm (Bild 2.3, Position 3) sowie an diversen Stellen der Spaltzugbewehrung der Verankerungsbereiche befestigt und auf ebenfalls “materialreduzierten” Kunststoffdistanzhaltern auf der Schalung abgestützt. An einer langen Stirnseite aller Versuchskörper der Biegeversuche wurden Transportanker angebracht.

Die untere Längsbewehrung der Versuchskörper der Plattenstreifenversuche wurde auf “materialreduzierten” Kunststoffdistanzhaltern auf der Schalung abgestützt. Die obere Bewehrungslage wurde an vier, in Plattenstreifen-Längsrichtung einen Meter auseinanderliegenden Distanzböcken befestigt. Die Distanzböcke wurden vor dem Betonieren so zurechtgebogen, dass die Längsbewehrung den gewünschten Randabstand hatte. An einer langen Stirnseite wurden zwei Transportanker für den Transport und zusätzlich an beiden langen Stirnseiten vier kleinere Transportanker angebracht. Letztere dienten später beim Einbau der Plattenstreifen in die Versuchsanlage als Aufhängepunkte an einer eigens dafür zusammengestellten, als Waage konzipierten Hebeeinrichtung.

2.2.2 Betonierarbeiten

Alle Versuchskörper wurden auf einem Rütteltisch liegend betoniert. Der Beton wurde mit den Schalungsrüttlern des Rütteltisches und mit einer Vibriernadel \varnothing 33 mm, die vorsichtig und nur senkrecht eingetaucht wurde, verdichtet. Die Versuchskörper für die Zug- und Biegeversuche wurden zusammen mit den Betonprüfkörpern mit drei (Beton ohne Stahlfasern) beziehungsweise vier (Stahlfaserbeton mit 30 kg Stahlfasern pro m^3 Beton) Betonchargen von 0.5 m^3 in einem Guss betoniert. Um den Betonmischer nicht zu überlasten, wurden die Versuchskörper mit 60 kg Stahlfasern pro m^3 Beton mit sechs Betonchargen von 0.33 m^3 hergestellt. Die Versuchskörper für die Plattenstreifenversuche wurden zusammen mit den Prüfkörpern mit vier (Beton ohne Stahlfasern) beziehungsweise

Versuchskörper	<i>T100.0</i>	<i>T75.0</i>	<i>B100.0</i>	<i>B75.0</i>
Herstellung	8.9.1999			
Versuch	28.10.1999	4.11.1999	18.10.1999	22.10.1999
Festigkeitsprüfung (Beton)	29.10.1999			
E-Modulprüfung (Beton)	29.11.1999			

Tabelle 2.1 – Daten der Herstellung und Prüfung der Zug- und Biegeversuchskörper ohne Stahlfasern.

viereinhalb (Stahlfaserbeton mit 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton) Betonchargen von 0.5 m³ hergestellt, der Versuchskörper mit 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton mit sechs Chargen von 0.33 m³. Nach dem Betonieren wurden die Elemente mit Plastikfolie abgedeckt. Die Abschaltungen wurden nach zwei bis drei Tagen entfernt. Damit die Versuchskörper an den an einer langen Stirnseite eingelegten Transportankern aufgehoben werden

Versuchskörper	<i>T100.30</i>	<i>T75.30</i>	<i>B100.30</i>	<i>B75.30</i>	<i>B50.30</i>
Herstellung	11.10.1999				
Versuch	9.11.1999	11.11.1999	8.12.1999	22.11.1999	2.12.1999
Festigkeitsprüfung (Beton)	23.11.1999				
E-Modulprüfung (Beton)	23.11.1999				
Kreisplattenversuch	24.11.1999				

Tabelle 2.2 – Daten der Herstellung und Prüfung der Zug- und Biegeversuchskörper mit 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Versuchskörper	<i>T100.60</i>	<i>T75.60</i>	<i>B75.60</i>	<i>B50.60</i>	<i>BP.60</i>
Herstellung	8.11.1999				
Vorspannen	–	–	–	–	18.1.2000
Versuch	14.3.2000	16.3.2000	11.1.2000	5.1.2000	19.1.2000
Festigkeitsprüfung (Beton)	31.1.2000				
E-Modulprüfung (Beton)	8.3.2000				
Kreisplattenversuch	21.2.2000				

Tabelle 2.3 – Daten der Herstellung und Prüfung der Zug- und Biegeversuchskörper mit 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Versuchskörper	<i>CB.0</i>	<i>CB.30</i>	<i>CB.60</i>
Herstellung	29.2.2000	15.3.2000	5.4.2000
Versuch	29.3.2000	13.4.2000	10.5.2000
Festigkeitsprüfung (Beton)	11.4.2000	9.5.2000	9.5.2000
E-Modulprüfung (Beton)	6.4.2000	15.5.2000	15.5.2000
Kreisplattenversuch	–	8.5.2000	8.5.2000

Tabelle 2.4 – Daten der Herstellung und Prüfung der Plattenstreifen.

konnten, wurde der kippbare Rütteltisch aufgerichtet. Die Versuchskörper wurden bis zum Abtransport zusammen mit den Betonprüfkörpern im Freien zwischengelagert. Um Schwindrisse zu vermeiden, wurden die Elemente während der ersten Woche mit einer Sprinkleranlage feucht gehalten. Die Daten der Herstellung sowie der Versuchsdurchführungen sind in den Tabellen 2.1 bis 2.4 zusammengestellt.

2.3 Baustoffe

2.3.1 Beton

Die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Frischbetons sind für alle Versuchskörper in den Tabellen 2.5 und 2.6 zusammengestellt. Als Zuschlagstoff wurde gewaschener rolliger Kiessand mit einem Grösstkorn von 16 mm und einer Korngrößenverteilung gemäss Bild 2.5 verwendet. Der geringfügig erhöhte, jedoch im üblichen Bereich liegende Anteil an feinen Bestandteilen führte zu einem leicht erhöhten Wasserbedarf der Mischung. Damit auch die Stahlfaserbeton-Mischungen gut zu verarbeiten waren, wurde eine geringe Menge Hochleistungsverflüssiger beigegeben. Als Bindemittel wurde für die Versuchskörper der Zug- und Biegeversuche Portlandzement CEM I 52.5R und für die Versuchskörper der Plattenstreifenversuche CEM I 42.5 verwendet. Für die Ermittlung der Anmachwassermenge wurde der Eigenfeuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe vorgängig mittels Trocknung bestimmt.

Versuchskörper		<i>T100, T75 B100, B75</i>	<i>T100, T75 B100, B75, B50</i>	<i>T100, T75 B75, B50, BP</i>
		<i>.0</i>	<i>.30</i>	<i>.60</i>
Kiessand (trocken)	[kg/m ³]	1993	1889	1887
Eigenfeuchte Kiessand	[%]	4.7	3.7	3.4
Wasserzugabe	[l/m ³]	86	111	111
Verflüssiger RHEOBUILD 2000®	[l/m ³]	3.1	3.0	3.0
Wasser total	[l/m ³]	179	184	177
Zement CEM I 52.5R	[kg/m ³]	308	305	305
W/Z-Wert (gebrannt)	[-]	0.59	0.60	0.57
Stahlfasergehalt C_f	[kg/m ³]	0	30	60

Tabelle 2.5 – Zusammensetzung des Frischbetons der Zug- und Biegeversuchskörper.

Versuchskörper		CB.0	CB.30	CB.60
Kiessand (trocken)	[kg/m ³]	1895	1894	1882
Eigenfeuchte Kiessand	[%]	4.0	3.6	3.4
Wasserzugabe	[l/m ³]	107	113	117
Verflüssiger RHEOBUILD 2000®	[l/m ³]	3.0	3.0	3.0
Wasser total	[l/m ³]	185	184	182
Zement CEM I 42.5	[kg/m ³]	300	301	300
W/Z-Wert (gebrannt)	[-]	0.60	0.59	0.58
Stahlfasergehalt C_f	[kg/m ³]	0	30	60

Tabelle 2.6 – Zusammensetzung des Frischbetons der Plattenstreifen.

Für alle Versuche wurden Stahlfasern vom Typ Dramix® RC-65/35-BN aus kaltverformtem Stahl verwendet. Die in Bild 2.6 angegebenen Abmessungen verstehen sich als Mittelwerte einer zufälligen Stichprobe aus 20 Messungen. Die Zugfestigkeit der Stahlfasern betrug nach Angaben des Herstellers $f_{fu} = 1250 \pm 150$ MPa. Die Stahlfasern wurden in Säcken zu 20 kg geliefert, wobei die einzelnen Fasern mit einem wasserlöslichen Klebstoff zu Streifen von 20 bis 50 mm Länge zusammengeklebt waren.

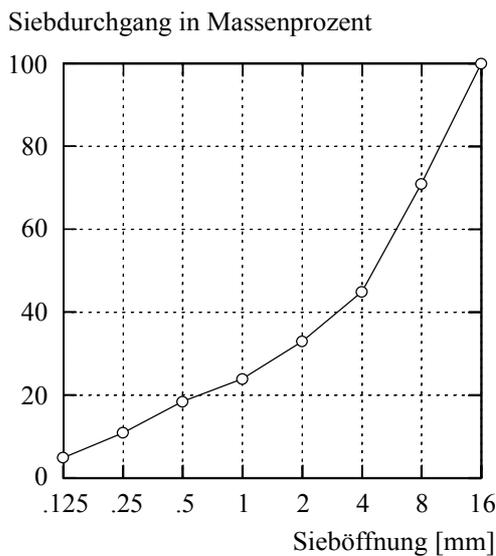


Bild 2.5 – Korngrößenverteilung der Zuschlagstoffe.

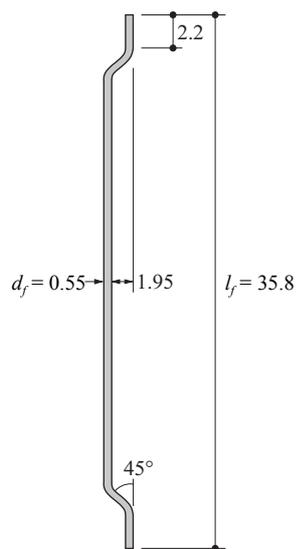


Bild 2.6 – Verwendete Stahlfaser; Abmessungen in mm.

Der Beton wurde in Chargen von 0.5 m³ (Beton ohne Stahlfasern und Stahlfaserbeton mit 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton) beziehungsweise 0.33 m³ (Stahlfaserbeton mit 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton) in einem horizontalen Zwangsmischer gemischt. Die Zuschlagstoff-, Stahlfaser- und Zementzugabe erfolgte mit handgesteuerten Waagen. Das Anmachwasser wurde mittels einer Wasseruhr kontrolliert zugegeben. Es wurde darauf geachtet, dass vor der Herstellung der Versuchskörper mindestens eine anderweitig genutzte Betonmischung produziert wurde, damit der Mischer für alle Chargen etwa gleich feucht war. Geringe Schwankungen der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe im Kiessilo führten dennoch zu einem variierenden Wassergehalt des Frischbetons. Der durch Trocknung einer Frischbetonprobe der zweitletzten Charge bestimmte W/Z-Wert darf daher nur als Richtgrösse betrachtet werden.

Zur Ermittlung der Festigkeitswerte und des Elastizitätsmoduls wurden pro Betonsorte zwölf Zylinder (\varnothing 150 mm, $h = 300$ mm) und sechs Würfel (Kantenlänge 150 mm) hergestellt. Bei den Betonsorten mit Stahlfasern wurden zusätzlich drei Kreisplatten (\varnothing 800 mm, $h = 100$ mm) hergestellt. Der Beton für die Prüfkörper wurde zu gleichen Teilen den Chargen 1 und 3 entnommen. Die Würfel und sechs Zylinder dienten der Be-

Versuchskörper		<i>T100, T75</i> <i>B100, B75</i>	<i>T100, T75</i> <i>B100, B75, B50</i>	<i>T100, T75</i> <i>B75, B50, BP</i>
		.0	.30	.60
Rohdichte	[kg/m ³]	2422	2340	2434
ρ_c		±1 %	±2 %	±1 %
Würfeldruckfestigkeit	[MPa]	53.8	49.5	67.5
f_{cw}		±2 %	±4 %	±7 %
Zylinderdruckfestigkeit	[MPa]	48.2	49.4 (3)	50.5
f_{cc}		±3 %	±4 %	±7 %
Spaltzugfestigkeit	[MPa]	3.48	3.52 (4)	4.10
f_{cts}		±10 %	±8 %	±10 %
Bruchstauchung	[‰]	1.99	2.37 (2)	2.64
ϵ_{cu}		±7 %	±0 %	±11 %
Elastizitätsmodul	[GPa]	34.8	32.5 (2)	34.1
E_c		±3 %	±4 %	±3 %
Rechenwert der wirksamen Biegezugfestigkeit	[MPa]	–	0.52	0.93
f_{cf}			±17 %	±17 %
Rechenwert der Bruchenergie	[N/m]	–	5546	9416
G_f			±13 %	±8 %

Tabelle 2.7 – Mechanische Kennwerte des Betons der Zug- und Biegeversuchskörper; Mittelwerte und Variationskoeffizienten (Zahlen in Klammern in Spalte 3: Von der Regel abweichende Anzahl Prüfkörper).

Versuchskörper		CB.0	CB.30	CB.60
Rohdichte	[kg/m ³]	2394	2362	2428
ρ_c		±0 %	±1 %	±1 %
Würfeldruckfestigkeit	[MPa]	55.6	53.7	48.0
f_{cw}		±2 %	±3 %	±2 %
Zylinderdruckfestigkeit	[MPa]	48.2	47.4	43.1
f_{cc}		±4 %	±1 %	±2 %
Spaltzugfestigkeit	[MPa]	3.86	3.95	3.31
f_{cts}		±4 %	±4 %	±4 %
Bruchstauchung	[%o]	2.17	2.43	2.51
ϵ_{cu}		±8 %	±3 %	±10 %
Elastizitätsmodul	[GPa]	37.6	32.1	31.2
E_c		±5 %	±2 %	±2 %
Rechenwert der wirksamen Biegezugfestigkeit	[MPa]	–	0.63	0.81
f_{ctf}			±11 %	±14 %
Rechenwert der Bruchenergie	[N/m]	–	6329	8526
G_f			±10 %	±12 %

Tabelle 2.8 – Mechanische Kennwerte des Betons der Plattenstreifen; Mittelwerte und Variationskoeffizienten.

stimmung der einachsigen Druckfestigkeiten. An drei weiteren Zylindern wurde ausserdem der Elastizitätsmodul bestimmt. Die Spaltzugfestigkeit wurde mittels Stempeldruckversuchen an den Hälften der restlichen drei Zylinder ermittelt. Die Kreisplatten dienten der Bestimmung des Rechenwerts der Bruchenergie und des Rechenwerts der wirksamen Biegezugfestigkeit [20]. Die Resultate der Festigkeits- und Elastizitätsmodul-Prüfungen sind in den Tabellen 2.7 und 2.8 zusammengefasst.

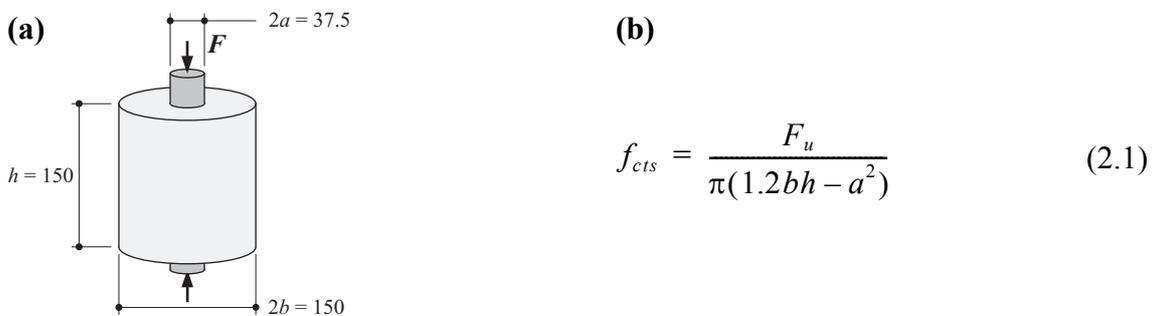


Bild 2.7 – Stempelversuch: (a) Versuchsanordnung; (b) Formel zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit; Abmessungen mm.

Bei der Herstellung der Prüfkörper der Zug- und Biegeversuche mit 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton wurden fünf der zwölf Zylinder ungenügend verdichtet, was erheblich tiefere mechanische Kennwerte zur Folge hatte. Die zur Bestimmung der mechanischen Kennwerte aus diesem Grund reduzierte Anzahl Versuchskörper ist in der dritten Spalte der Tabelle 2.7 in Klammern angegeben (siehe auch Bild 2.8).

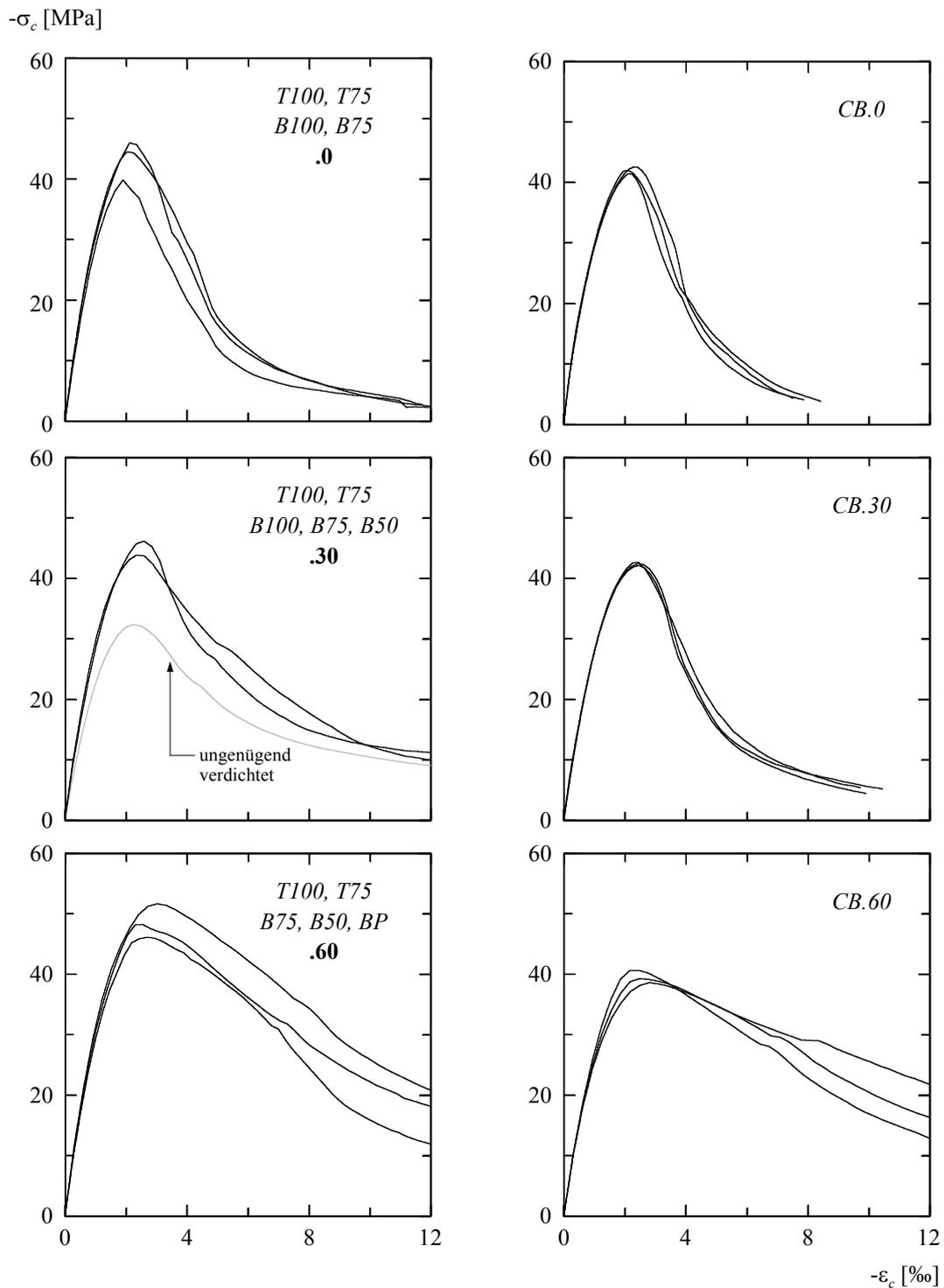


Bild 2.8 – Spannungs-Stauchungsdiagramme des Betons.

Die Versuche an den Betonprüfkörpern wurden, mit Ausnahme derjenigen zur Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeiten und der Spaltzugfestigkeit, verformungsgesteuert durchgeführt. Bei der Ermittlung der Druckfestigkeiten betrug die Belastungsgeschwindigkeit 0.6 MPa/s. Bei den Stempeldruckversuchen betrug der auf die gesamte Querschnittsfläche des Zylinders bezogene Druckspannungszuwachs 0.02 MPa/s, was einem Zugspannungszuwachs von ungefähr 0.5 MPa/min entspricht. Die Spaltzugfestigkeit kann näherungsweise mit der in [5] erläuterten Beziehung (2.1) und den Bezeichnungen aus Bild 2.7 ermittelt werden, wobei F_u die Stempelkraft bei Bruch des Körpers bezeichnet [14].

Die verformungsgesteuerten Versuche zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurden in einer servohydraulischen Universalprüfmaschine durchgeführt. Die Kolbengeschwindigkeit betrug anfänglich im Mittel 1 $\mu\text{m/s}$ was einem Druckspannungszuwachs von ungefähr 0.1 MPa/s entsprach. Nachdem die Maximallast überschritten und der Widerstand der Probe um 30 % abgefallen war, wurde die Kolbengeschwindigkeit verdreifacht. Die Stauchungen des Betons zur Berechnung des E-Moduls wurden mit drei in gleichem Abstand über den Umfang angeordneten induktiven Wegmessungen über eine Messbasis von 100 mm bestimmt. Da sich die Klebestellen der Wegmesser nach dem Überschreiten der Höchstlast vom Zylinder lösten und die Messungen damit unbrauchbar wurden, sind in Bild 2.8 für den Entfestigungsbereich entsprechend umgerechnete Kolbenwegmessungen

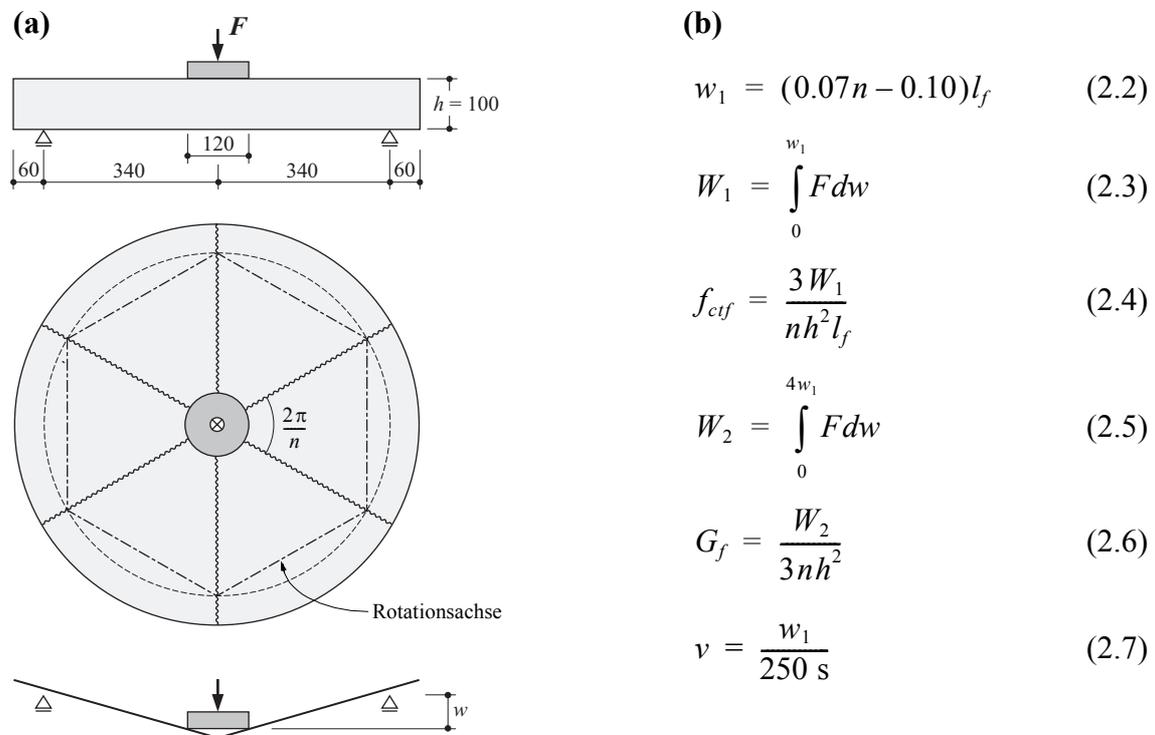


Bild 2.9 – Kreisplattenversuch: **(a)** Versuchsanordnung und Mechanismus; **(b)** Formeln zur Bestimmung der Materialkennwerte; Abmessungen in mm.

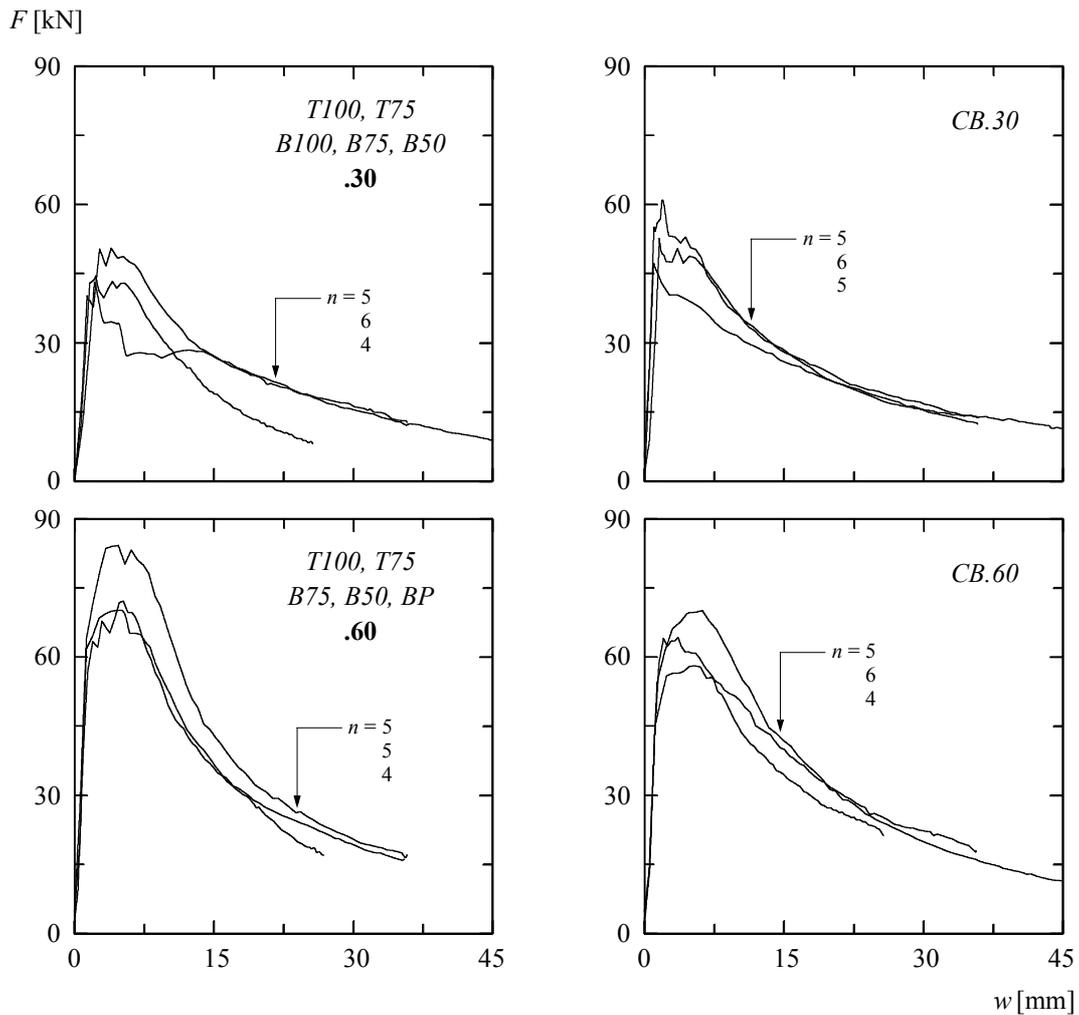


Bild 2.10 – Belastungs-Durchbiegungsdiagramme der Kreisplattenversuche.

gen verwendet worden. Dabei wurde die Elastizität der Prüfmaschine bei der Berechnung der Stauchungen berücksichtigt. Als Elastizitätsmodul des Betons ist in den Tabellen 2.7 und 2.8 die Steigung der Regressionsgeraden aller erfassten Messpunkte (ca. 150 Messpunkte) aus der Erstbelastung zwischen einer Unterspannung von 1 MPa und einer Ober-spannung von einem Drittel der Druckfestigkeit des jeweiligen Prüfkörpers angegeben. Die Druckfestigkeiten aus den verformungsgesteuerten Versuchen wurden in den Tabellen 2.7 und 2.8 wegen der im Vergleich zu den Festigkeitsprüfungen wesentlich langsameren Belastungsgeschwindigkeit nicht berücksichtigt.

Die Kreisplattenversuche zur Bestimmung des Rechenwertes der Bruchenergie und des Rechenwertes der wirksamen Biegezugfestigkeit für die Stahlfaserbetone nach [20] wurden auf einem steifen, auf dem Aufspannboden des Ingenieur-Forschungsgebäudes Höggerberg der ETH Zürich frei stehenden Versuchsrahmen durchgeführt. Ein auf dem Versuchsrahmen montierter gusseiserner und mit Teflon beschichteter Ring diente als Auflager. Die Prüfkörper wurden auf ihrer glatten Schalungsseite mit zwischengelegten

Blechstreifen aufgelagert. Die Belastung erfolgte mit einer hydraulischen Zugpresse, die auf dem Aufspannboden verankert war. Die Pressenkraft wurde mit einer durch die Platte führenden hochfesten Stahlstange \varnothing 13 mm und einer Belastungsplatte \varnothing 120 mm auf der Plattenoberseite aufgebracht. Der Oeldruck wurde mit einer Handpumpe erzeugt. Die Kolbengeschwindigkeit betrug anfänglich im Mittel 5 $\mu\text{m/s}$. Nachdem die Maximallast überschritten und die Anzahl Bruchrisse ausgezählt waren, wurde die Geschwindigkeit auf den durch Gleichung (2.7) vorgegebenen Wert erhöht. Die Geometrie der Probekörper, das Versuchsprinzip sowie die in [15] erläuterten Beziehungen zur Bestimmung des nominellen Arbeitsvermögens, des Rechenwerts der Bruchenergie und des Rechenwerts der wirksamen Biegezugfestigkeit sind in Bild 2.9 zusammengestellt. Bild 2.10 zeigt die Belastungs-Durchbiegungsdiagramme aller Kreisplattenversuche.

2.3.2 Betonstahl

Ausser für die Bügelbewehrung und die Querstäbe der Versuchskörper der Zugversuche, für die kaltgerecktes Ringmaterial \varnothing 4 mm verwendet wurde, kamen ausschliesslich aus der Walzhitze vergütete, gerippte Betonstähle \varnothing 8 mm aus demselben Herstellungslos zur Anwendung (Stabmaterial topar-S[®] der Stahl Gerlafingen AG). Diese Betonstähle \varnothing 8 mm werden bei der Herstellung nicht direkt auf den endgültigen Durchmesser gewalzt. Zuerst wird ein rippenloser Stahlstrang mit \varnothing 14 mm hergestellt, der im folgenden Arbeitsgang gedrittelt, erneut gewalzt und gerippt wird. Die so entstandenen, vom Stahlwerk in einem Bündel gelieferten Betonstähle \varnothing 8 mm stammen somit aus drei sogenannten Rinnen und haben unterschiedliche mechanische Kennwerte mit unterschiedlicher Streuung (siehe Tabelle 2.9 und Bild 2.11). Damit in den Versuchskörpern nicht unterschiedliche Bewehrungsstäbe eingebaut wurden, mussten die Stäbe der drei verschiedenen Rinnen vorgängig von Hand aussortiert werden. Für die Versuchskörper der Zug- und Biegeversuche wurden nur Bewehrungsstäbe der Rinne 2 (mittleres Drittel des rippenlosen Stahlstrangs \varnothing 14 mm) und für die Versuchskörper der Plattenstreifenversuche nur Bewehrungsstäbe der Rinne 1 (eines der äusseren Drittel des rippenlosen Stahlstrangs \varnothing 14 mm) verwendet.

Die mechanischen Kennwerte der Betonstähle beider Rinnen wurden aus jeweils sechs Prüfstücken bestimmt. Die Bestimmung des effektiven Durchmessers erfolgte mittels Wägung und Längenmessung unter Annahme einer Stahldichte von 7850 kg/m^3 . Anschliessend wurden die Stäbe in einer servohydraulischen Prüfmaschine verformungssteuert bis zum Bruch belastet. Die freie Prüflänge betrug dabei 750 mm. Ausser der Zugkraft und dem Kolbenweg der Prüfmaschine wurde mit einem induktiven Wegmesser über eine Basislänge von 300 mm die Stahldehnung gemessen. Die Kolbengeschwindigkeit entsprach im Bereich elastischer Stahldehnungen einem Zugspannungszuwachs von 10 MPa/s. Bei einer Stahldehnung von ungefähr 7.5 ‰ wurde der Kolbenweg während zwei Minuten konstant gehalten, bevor der Versuch mit der sechsfachen Kolbengeschwindigkeit, entsprechend einer Dehnungsgeschwindigkeit von rund 30 ‰/min, fortgesetzt wurde. Bei Erreichen einer Stahldehnung von ungefähr 50 ‰ wurde der Kolben-

weg ein zweites Mal während zwei Minuten konstant gehalten, bevor die Probe mit der gleichen Geschwindigkeit bis zum Bruch belastet wurde.

Sämtliche in Tabelle 2.9 angegebenen Festigkeitswerte wurden unter Verwendung des effektiven Stabdurchmessers berechnet. Die statischen Werte der Fließgrenze und der Zugfestigkeit wurden durch Reduktion der dynamischen Festigkeitswerte um den Spannungsabfall beim ersten beziehungsweise beim zweiten Zwischenhalt ermittelt. Die Dehnungen bei Höchstlast und die Bruchdehnungen wurden aus den Kolbenwegmessungen berechnet. Die Gleichmassdehnungen wurden nach Versuchsende unter Zuhilfenahme einer Schieblehre bestimmt. ε_{20} , ε_{10} und ε_5 bezeichnen die Dehnungen über die symmetrisch zur Bruchstelle zu wählenden Basislängen von $20\emptyset$, $10\emptyset$ und $5\emptyset$. Als Elastizitätsmodul des Betonstahls ist die Steigung der Regressionsgeraden der erfassten Messpunkte (ca. 15 Messpunkte, 0.5 Hz Messfrequenz) zwischen 100 und 400 MPa angegeben.

Versuchskörper		Zug- und Biegeversuche T, B	Plattenstreifenversuche CB
Nomineller Durchmesser	[mm]	8	8
Effektiver Durchmesser (durch Wägung bestimmt)	[mm]	8.05 $\pm 0 \%$	8.07 $\pm 0 \%$
Dynamische Fließgrenze $f_{sy,dyn}$	[MPa]	547 $\pm 1 \%$	556 $\pm 3 \%$
Statische Fließgrenze $f_{sy,stat}$	[MPa]	531 $\pm 1 \%$	537 $\pm 2 \%$
Dynamische Zugfestigkeit $f_{su,dyn}$	[MPa]	627 $\pm 1 \%$	635 $\pm 3 \%$
Statische Zugfestigkeit $f_{su,stat}$	[MPa]	588 $\pm 1 \%$	596 $\pm 3 \%$
Dehnung bei Höchstlast A_{gt}	[‰]	74 $\pm 9 \%$	78 $\pm 12 \%$
Bruchdehnung ε_{su}	[‰]	78 $\pm 8 \%$	83 $\pm 9 \%$
Gleichmassdehnung $\varepsilon_{sg} = 2\varepsilon_{10} - \varepsilon_5$	[‰]	90 $\pm 8 \%$	90 $\pm 15 \%$
Vergleichsgrösse $\varepsilon_{sg}^? = 2\varepsilon_{20} - \varepsilon_{10}$	[‰]	70 $\pm 24 \%$	75 $\pm 24 \%$
Elastizitätsmodul E_s	[GPa]	211 $\pm 1 \%$	210 $\pm 1 \%$

Tabelle 2.9 – Mechanische Kennwerte des Betonstahls; Mittelwerte und Variationskoeffizienten.

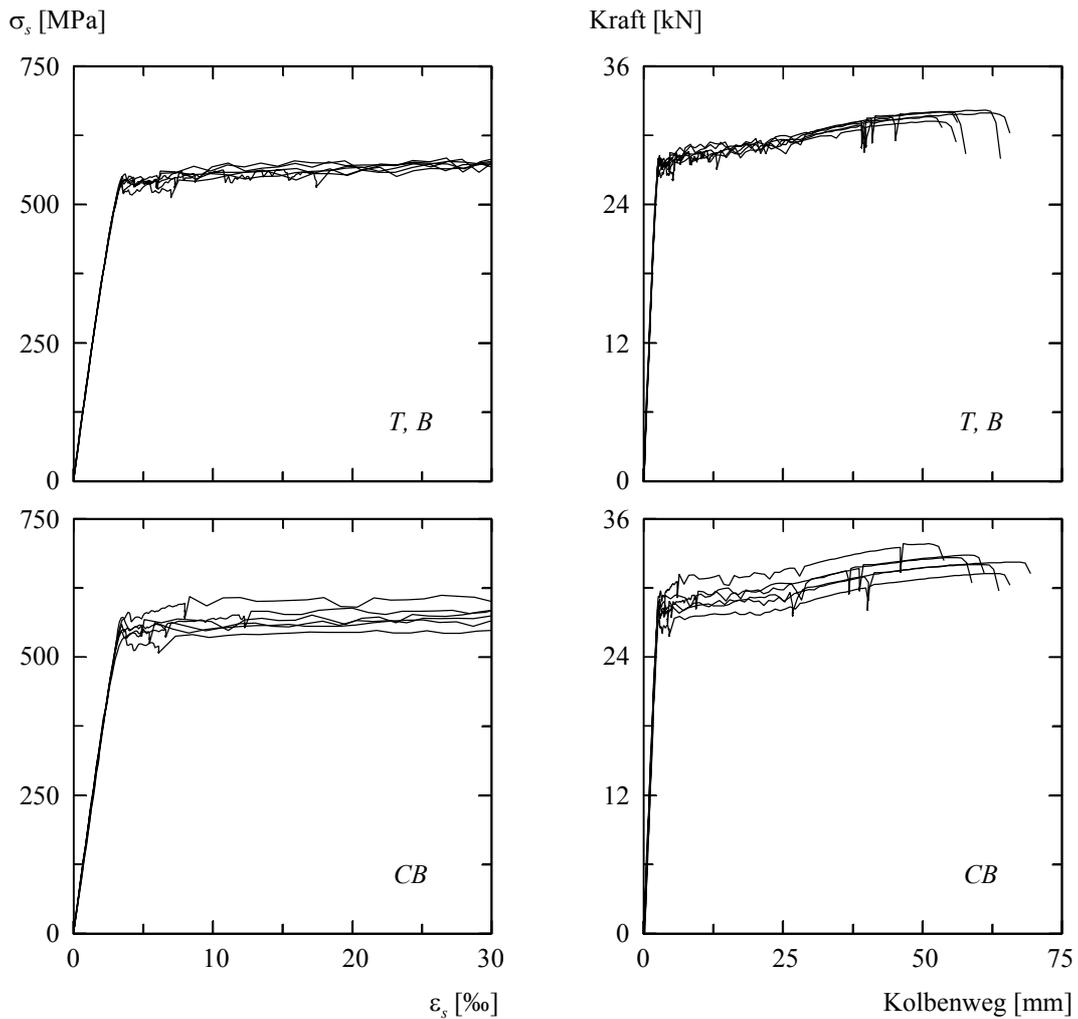


Bild 2.11 – Last-Verformungsdiagramme des Betonstahls.

2.3.3 Spannstahl

Zur Ermittlung der mechanischen Kennwerte der im Versuchskörper *BP.60* verwendeten Litze 0.6" wurden an sieben Litzenproben der Länge 1500 mm Zugversuche durchgeführt. Vorab mussten die gefetteten Litzenstücke aus den PE-Hüllrohren ausgestossen, überschüssiges Fett entfernt und die Einspannstellen gesäubert werden. Die Prüfung erfolgte analog der Betonstahlprüfung in einer servohydraulischen Prüfmaschine mit einer freien Prüflänge von 1150 mm, wobei die Kolbengeschwindigkeit im Bereich elastischer Stahldehnungen einem Zugspannungszuwachs von 10 MPa/s, im Bereich plastischer Stahldehnungen einem Dehnungszuwachs von rund 15 %/min entsprach.

Um eine möglichst gleichmässige Querpressung auf die Litzen zu erzeugen, wurden zylindrische Stahlklemmbacken mit Aluminiumfütterung verwendet. Trotzdem konnte ein Bruch der Litzen in den Einspannstellen nicht immer verhindert werden. Ferner ist mit dieser Art der Klemmung ein gewisser Verankerungsschlupf nicht zu verhindern. Daher

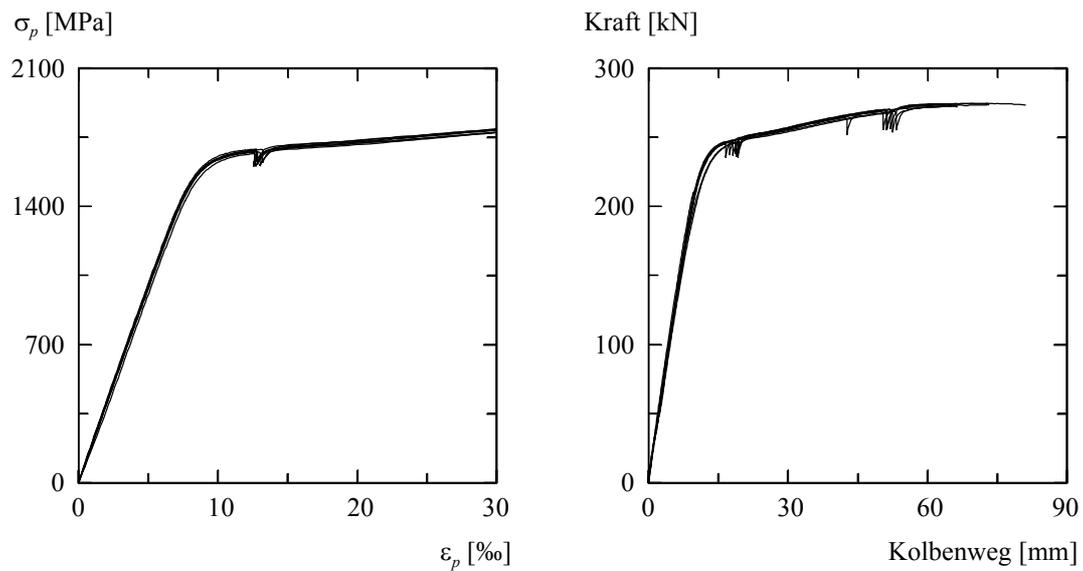


Bild 2.12 – Last-Verformungsdiagramme des Spannstahls.

dürfen die um den geschätzten Verankerungsschlupf korrigierten Kolbenwege in Bild 2.12 und die daraus ermittelte Bruchdehnung in Tabelle 2.10 nur als Näherungswerte betrachtet werden. Als Elastizitätsmodul ist die Steigung der Regressionsgeraden aller erfassten Messpunkte (ca. 45 Messpunkte, 0.5 Hz Messfrequenz) zwischen 300 und 1200 MPa angegeben.

Nomineller Durchmesser	["]	0.6
Querschnittsfläche	[mm ²]	147
Dynamische Fließgrenze $f_{py,dyn}$	[MPa]	1652 ±1 %
Statische Fließgrenze $f_{py,stat}$	[MPa]	1586 ±1 %
Dynamische Zugfestigkeit $f_{pu,dyn}$	[MPa]	1862 ±0 %
Statische Zugfestigkeit $f_{pu,stat}$	[MPa]	1768 ±0 %
Bruchdehnung ϵ_{pu}	[‰]	54
Elastizitätsmodul E_p	[GPa]	196.5 ±1 %

Tabelle 2.10 – Mechanische Kennwerte des Spannstahls; Mittelwerte und Variationskoeffizienten.

3 Versuchsdurchführung

Sämtliche Versuche wurden in der Versuchshalle des Ingenieur-Forschungsgebäudes Höggerberg der ETH Zürich durchgeführt.

3.1 Zugversuche

3.1.1 Versuchsanlage und Belastungseinrichtung

Die Zugversuche wurden in einer servohydraulisch gesteuerten Universalprüfmaschine mit einer Kapazität von 1.6 MN durchgeführt. Die Versuchsanordnung ist in Bild 3.1 dargestellt. An die mit der Längsbewehrung der Versuchskörper verschweissten Ankerplatten wurden mit vier vorgespannten, hochfesten Stahlschrauben mit Nenndurchmesser M16 Stahllaschen angeschraubt. Die daran mit Bolzen \varnothing 40 mm befestigten Pendelstäbe wurden mit den hydraulischen Klemmbacken der beiden Spannköpfe der Prüfmaschine gefasst. Die Pendelstäbe setzten sich aus je einem Augenstück aus hochfestem Stahlguss mit sphärischem Lager und einem zylindrischen Stab \varnothing 40 mm zusammen. Werden eine zentrische Montage der Stahllaschen und verschwindend kleine Fertigungstoleranzen der Versuchskörper vorausgesetzt, ermöglicht diese Art der Lagerung eine von Biegebeanspruchungen freie Versuchsdurchführung. Die Zugpresse der Prüfmaschine wurde über einen servohydraulischen Regelkreis weggesteuert betrieben. Als Steuergrösse diente der maschineninterne Wegmesser.

3.1.2 Messungen

Manuelle Messungen

Auf der Vorder- und Rückseite des Versuchskörpers wurden mit Setzdehnungsmessgeräten (Deformetern) die mittleren Längsdehnungen gemessen. Die Zentrierbohrungen der Aluminiumbolzen, die vorgängig auf die Betonoberfläche aufgeklebt wurden, dienten als Marken der Messstrecken. Bild 3.2 zeigt die Anordnung der Bolzen und die Numerierung der Messstellen. Zwei verschiedene Messgeräte wurden eingesetzt:

- Deformeter 150: Basislänge 150 mm, Messbereich \pm 5 mm, Messgenauigkeit \pm 2 μ m;
- Deformeter 200: Basislänge 200 mm, Messbereich \pm 6 mm, Messgenauigkeit \pm 2 μ m.

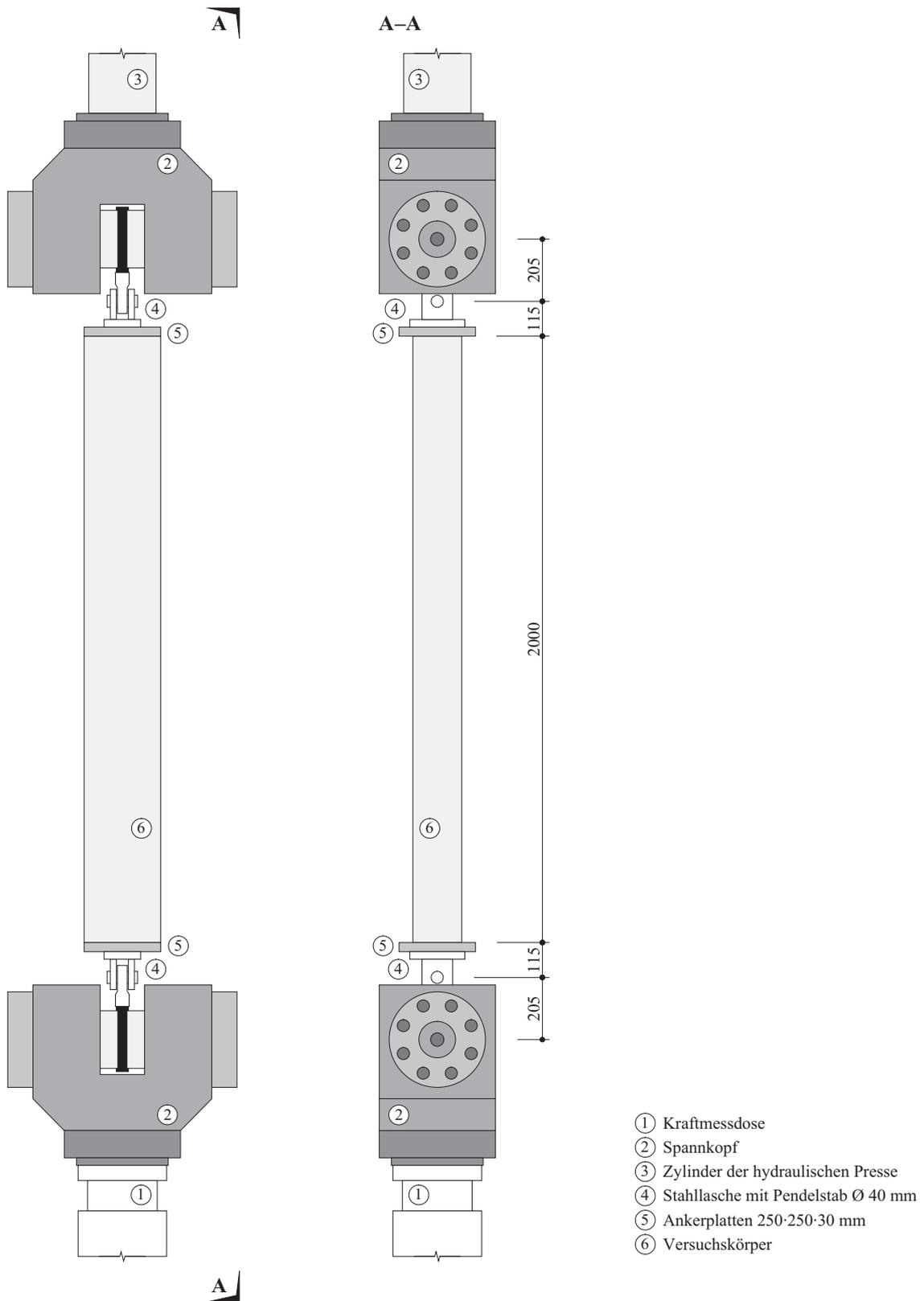


Bild 3.1 – Versuchsanordnung der Zugversuche; Abmessungen in mm.

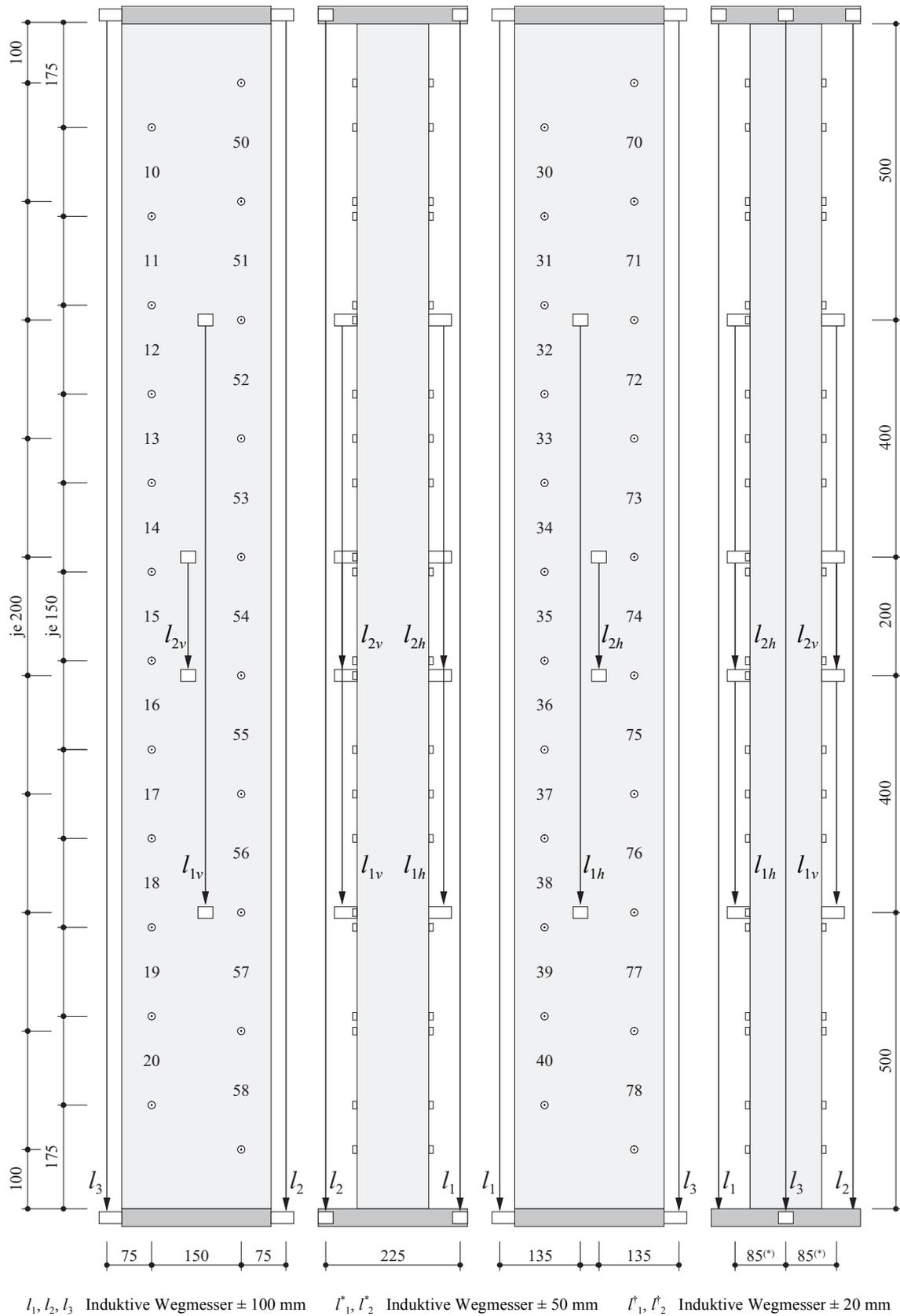


Bild 3.2 – Anordnung und Numerierung der manuellen und fest verdrahteten Messungen bei den Zugversuchen: Abmessungen in mm (*) für die Versuchskörper T75 105 mm).

Messreihe	Messungen	Basislänge	Anzahl
10	10...20	150 mm	11
30	30...40	150 mm	11
50	50...58	200 mm	9
70	70...78	200 mm	9

Tabelle 3.1 – Manuelle Messungen.

Die Messgeräte wurden nach jeder Messreihe mit Referenzmessungen auf einem Invarstab geeicht. Dies war notwendig, da sich die Messgeräte während den Messungen durch den Messstrom und die Körperwärme des Messenden erwärmten, was zu systematischen Messfehlern führte. Zudem konnten so eventuelle Defekte der Messgeräte rechtzeitig entdeckt werden. Die Messwerterfassung erfolgte mit einem Computer, welcher die vom Messverstärker nach Auslösung der Messwerterfassung gelieferten Signale in mechanische Größen umrechnete, auf der Festplatte abspeicherte und zur Kontrolle am Bildschirm anzeigte. Die manuellen Messungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, wobei während der Messwerterfassung die Verlängerung des Versuchskörpers konstant gehalten wurde. Als Referenzmessung wurde jeweils eine vor Belastungsbeginn durchgeführte Nullmessung verwendet; dabei war der Versuchskörper am oberen Spannkopf frei hängend geklemmt.

Pro Laststufe wurden 40 Messungen mit den Setzdehnungsmessgeräten durchgeführt, sämtliche Rissbreiten mit einem Rissmassstab gemessen und protokolliert sowie der Versuchskörper fotografiert. Diese Arbeiten beanspruchten jeweils 20 bis 30 Minuten.

Fest verdrahtete Messungen

Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Verformungen und Kräfte wurden insgesamt neun fest verdrahtete Messstellen eingesetzt. Die Messungen wurden von einem zweiten Computer automatisch alle 2 s an einem Messverstärker ausgelöst, wobei die Messwerte zur Versuchssteuerung und Kontrolle auf dem Bildschirm des Computers geeignet dargestellt angezeigt wurden.

Die aufgebrachte Zugkraft sowie der Zylindereinzug wurden von den maschineninternen Messgeräten erfasst. Die Anordnung der sieben induktiven Wegmesser ist in Bild 3.5 dargestellt. Die drei induktiven Wegmesser l_1 , l_2 und l_3 messen die Gesamtverlängerung des Versuchskörpers von Ankerplatte zu Ankerplatte und gaben Aufschluss über eventuelle Verkippungen der zur Längsachse der Versuchskörper orthogonalen Ebene. Zudem ermöglichten sie eine Kontrolle des maschinenintern gemessenen Zylindereinzugs. Um die Längenänderungen zwischen den Lasteinleitungen über Basislängen von 200 mm und 1000 mm zu erfassen, waren auf der Vorder- und Rückseite je zwei induktive Wegmesser angebracht und mit auf der Betonoberfläche befestigten Invarstangen verbunden.

3.1.3 Versuchsvorbereitung und -ablauf

Die Versuchsvorbereitungen dauerten jeweils einen Tag und umfassten folgende Arbeiten: Montieren der Stahllaschen an den Ankerplatten, Aufkleben der Messmarken, Streichen des Versuchskörpers mit weisser Kalkfarbe, Beschriften der Messstellen, Einhängen des Versuchskörpers in die Prüfmaschine, Anbringen der induktiven Wegmesser und Einrichten der Messanlage.

Zu Beginn des eintägigen Versuchs wurden am frei hängenden Versuchskörper zwei vollständige Nullmessungen durchgeführt, wobei die zweite als Referenzmessung für die Auswertung aller folgenden manuellen Messungen verwendet wurde. Anschliessend wurden alle fest verdrahteten Messgeräte zu Null abgeglichen, die Servohydraulik sowie das Messwerverfassungsprogramm gestartet und die Klemmbacken des unteren Spannkopfes vorsichtig geschlossen.

Die vom Steuerprogramm der Servohydraulik vorgegebenen Belastungsgeschwindigkeiten entsprachen mittleren Dehnungsgeschwindigkeiten des Versuchskörpers von ungefähr $\dot{\epsilon}_m = 2 \text{ ‰/h}$ in der elastisch-ungerissenen und der elastisch-gerissenen Phase und $\dot{\epsilon}_m = 2 \text{ ‰/h}$ in den darauf folgenden Ver- und Entfestigungsbereichen sowie während des Ent- und Wiederbelastungszyklus.

Es war vorgesehen, wenn immer sich ein neuer Riss im Bereich zwischen den Lastleitungen bildete, eine Laststufe durchzuführen. Des Weiteren waren mindestens zwei Laststufen nach dem Ent- und Wiederbelastungszyklus geplant, der nach Erreichen deutlicher plastischer Verformungen durchgeführt wurde. Während den Laststufen sollten die Verformungen des Versuchskörpers durch die Servohydrauliksteuerung konstant gehalten werden. Die genaue Untersuchung der Messdaten der zu Beginn der Versuchsserie geprüften Versuchskörper (*T100.0*, *T75.0*, *T100.30*, *T75.30*) zeigte, dass die Verformungen der Versuchskörper während den Laststufen zunahmen. Die Ursache war der fehlerhaft arbeitende maschineninterne Wegmesser – die Steuergrösse der Servohydraulik. Bei den verbleibenden Versuchskörpern (*T100.60*, *T75.60*) wurden die Verformungen während den Laststufen von Hand gesteuert konstant gehalten, wobei als Steuergrösse die Gesamtverlängerung des Versuchskörpers von Ankerplatte zu Ankerplatte, ermittelt aus den Messwerten der induktiven Wegmesser l_1 , l_2 und l_3 , verwendet wurde.

3.2 Biegeversuche

3.2.1 Versuchsanlage und Belastungseinrichtung

Der Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung ist in Bild 3.3 dargestellt. Damit die Rissebildung während der Versuchsdurchführung besser beobachtet werden konnte und um die Durchführung der manuellen Messungen zu erleichtern, wurden die Versuchskörper, im Gegensatz zu der allgemein üblichen Versuchsanordnung, kopfüber geprüft. Die Versuchskörper wurden direkt auf die 25 mm dicken Stahlplatten der beiden Linien-Kipplager aufgelegt, wobei das linke Lager horizontal verschiebbar ausgebildet war. Die Belastung der Versuchskörper erfolgte mittels zweier Stahlträger HEB 200, die über je zwei hochfeste Stahlstangen \varnothing 13 mm und Zugkraftmessdosen mit den insgesamt vier hydraulischen Pressen verbunden waren. Die Pressen waren paarweise mit je einem HEB 200 verschraubt, und diese wiederum mit hochfesten Stahlstangen \varnothing 13 mm gegen den Versuchsunterbau vorgespannt. Die zwei Stahlträger zur Lasteinleitung übertrugen die Pressenkräfte über je zwei in Abständen von 300 mm angeordnete, stählerne Kipplager. Der Oeldruck wurde mit einem Pendelmanometer erzeugt und von Hand gesteuert.

3.2.2 Messungen

Manuelle Messungen

Entlang der vorderen Längsseite und einseitig randnah auf der Ober- und Unterseite des Versuchskörpers wurden die mittleren Längsdehnungen auf der Betonoberfläche mit Deformetern ermittelt. Die obere seitliche Messreihe befand sich auf der Höhe der Bewehrungslage. Zusätzlich wurden zwischen den beiden Auflagern die Durchbiegungen mit einem Deformeterstab gemessen. Als Marken des Messrasters dienten die Zentrierbohrungen der auf die Betonoberfläche sowie auf den Versuchsunterbau aufgeklebten

Messreihe	Messungen	Basislänge	Anzahl
10	10...30	150 mm	21
40	40...60	150 mm	21
70	70...90	150 mm	21
97	97...103	150 mm	7
110	110...115	1150 mm	6

Tabelle 3.2 – Manuelle Messungen.

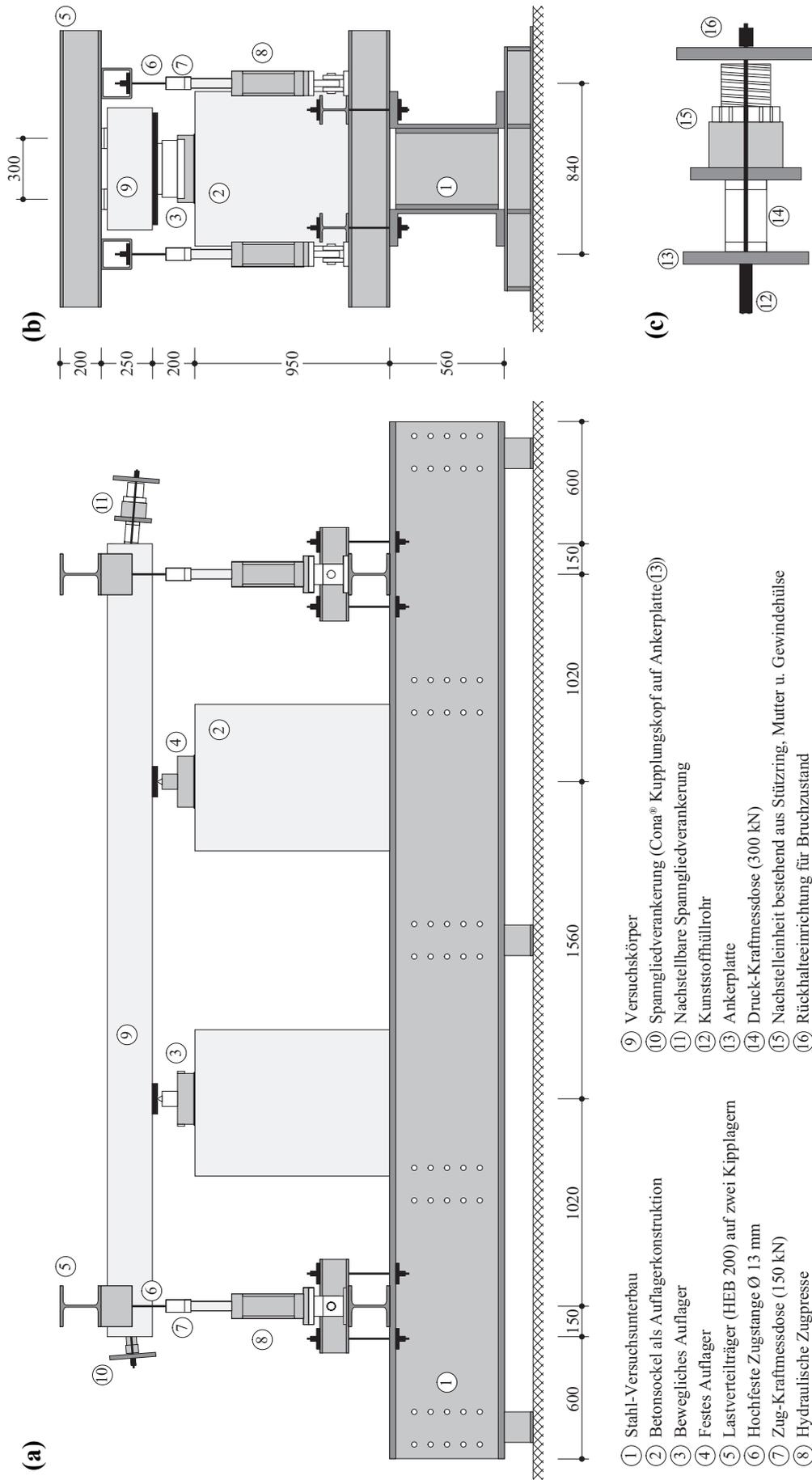


Bild 3.3 – Schema der Versuchsanlage für die Biegeversuche, dargestellt der Versuch *BP.60*: **(a)** Seitliche Ansicht; **(b)** Stirnseite (ohne Spann-
gliedverankerung); **(c)** Bewegliche Spanngliedverankerung; Abmessungen in mm.

Aluminiumbolzen. Bild 3.4 zeigt die Anordnung der Bolzen und die Numerierung der Messstellen. Zwei verschiedene Messgeräte wurden eingesetzt:

- Deformeter 150: Basislänge 150 mm, Messbereich ± 5 mm, Messgenauigkeit ± 2 μm ;
- Deformeterstab: Basislänge 1150 mm, Messbereich ± 50 mm, Messgenauigkeit ± 10 μm .

Aufgrund der durch Temperaturschwankungen entstehenden systematischen Messfehler wurden die Messgeräte nach maximal 21 Messungen am Versuchskörper mit Referenzmessungen auf einem Invarstab geeicht. Die Messwerterfassung erfolgte mit einem Computer, welcher die vom Messverstärker nach Auslösung der Messwerterfassung gelieferten Signale in mechanische Größen umrechnete, auf der Festplatte abspeicherte und zur Kontrolle am Bildschirm anzeigte. Die manuellen Messungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, wobei während der Messwerterfassung die Durchbiegungen durch manuelles Regeln des Oeldrucks möglichst konstant gehalten wurden. Als Referenzmessung wurde eine am unbelasteten Versuchskörper, beim Versuch *BP.60* vor dem Vorspannen, ausgeführte Nullmessung verwendet.

Pro Laststufe wurden 76 Messungen mit den Setzdehnungsmessgeräten durchgeführt, sämtliche Rissbreiten mit einem Rissmassstab gemessen und protokolliert sowie der Versuchskörper fotografiert. Diese Arbeiten beanspruchten jeweils etwa 30 Minuten.

Fest verdrahtete Messungen

Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Verformungen und Kräfte wurden bei den Versuchen der schlaff bewehrten Versuchskörper insgesamt 17, beim Versuch *BP.60* 18 fest verdrahtete Messstellen eingesetzt. Die Messungen wurden von einem zweiten Computer automatisch alle 2 s an einem Messverstärker ausgelöst. Die Messwerte wurden zur Versuchssteuerung und Kontrolle auf dem Bildschirm des Computers digital und grafisch dargestellt.

Die Beanspruchung wurde mit den vier Kraftmessdosen der Zugpressen, beim Versuch *BP.60* zusätzlich mit der zwischen Ankerkopf und Ankerplatte montierten Kraftmessdose (Bild 3.3 (c)), erfasst. Die Messung des Oeldrucks am Pendelmanometer ermöglichte eine Kontrolle der von den Kraftmessdosen ermittelten Pressenkräfte. Zwölf Messstellen waren mit induktiven Wegmessern bestückt, wobei deren neun die Durchbiegungen (w_1 bis w_9), und einer die Auslenkung des horizontal verschiebbaren Auflagers (u_3) massen. Zur Ermittlung der Verlängerung und Stauchung der Zug- und Druckseite im Bereich mit aus äusserer Last konstantem Moment waren zwei weitere induktive Wegmesser installiert. Die Anordnung der fest verdrahteten Messungen ist in Bild 3.5 dargestellt. Die Indizes v und h in den Bezeichnungen der Kraftmessdosen der Zugpressen stehen für Messungen an der Vorder- und Hinterseite.

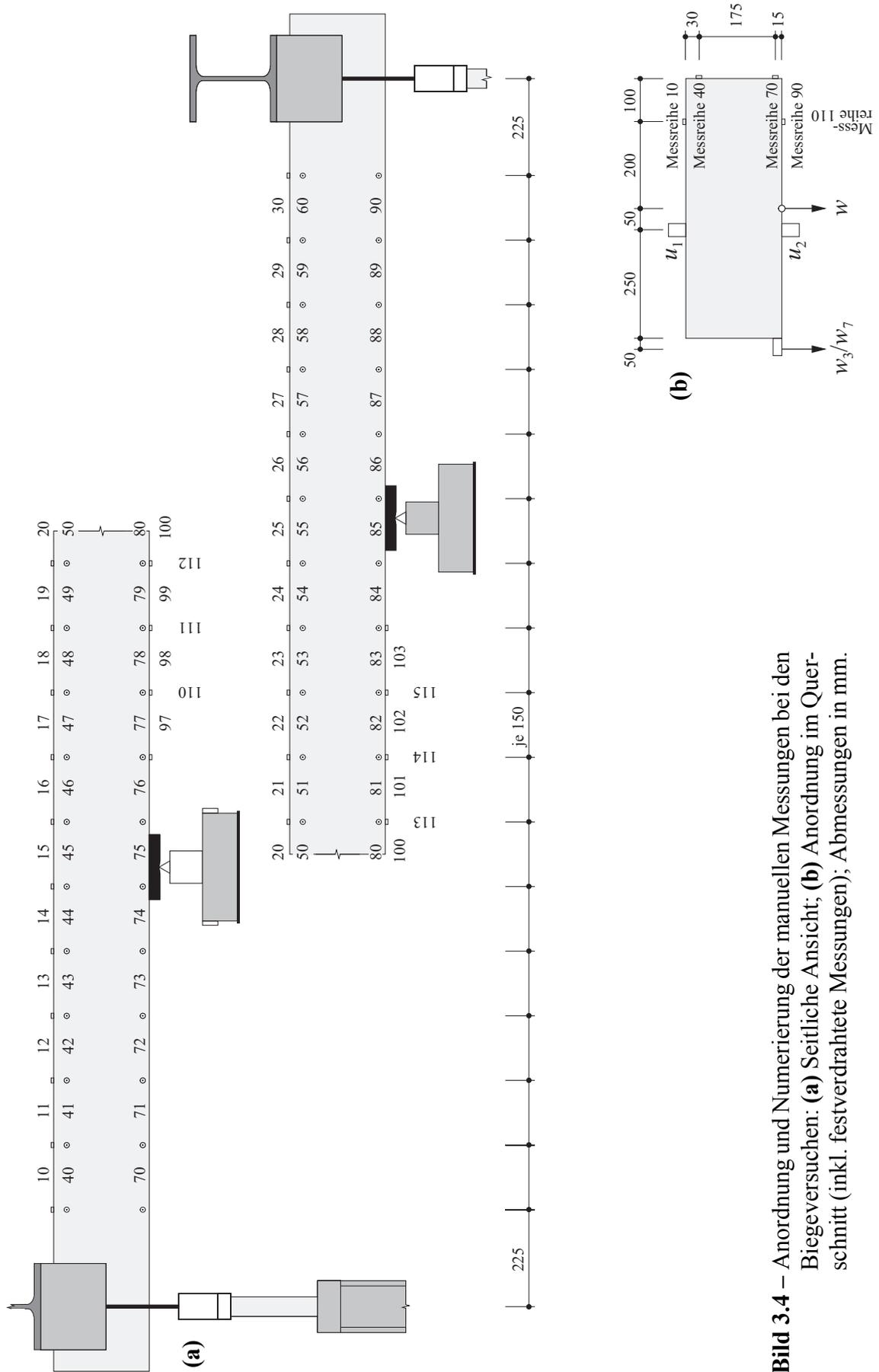
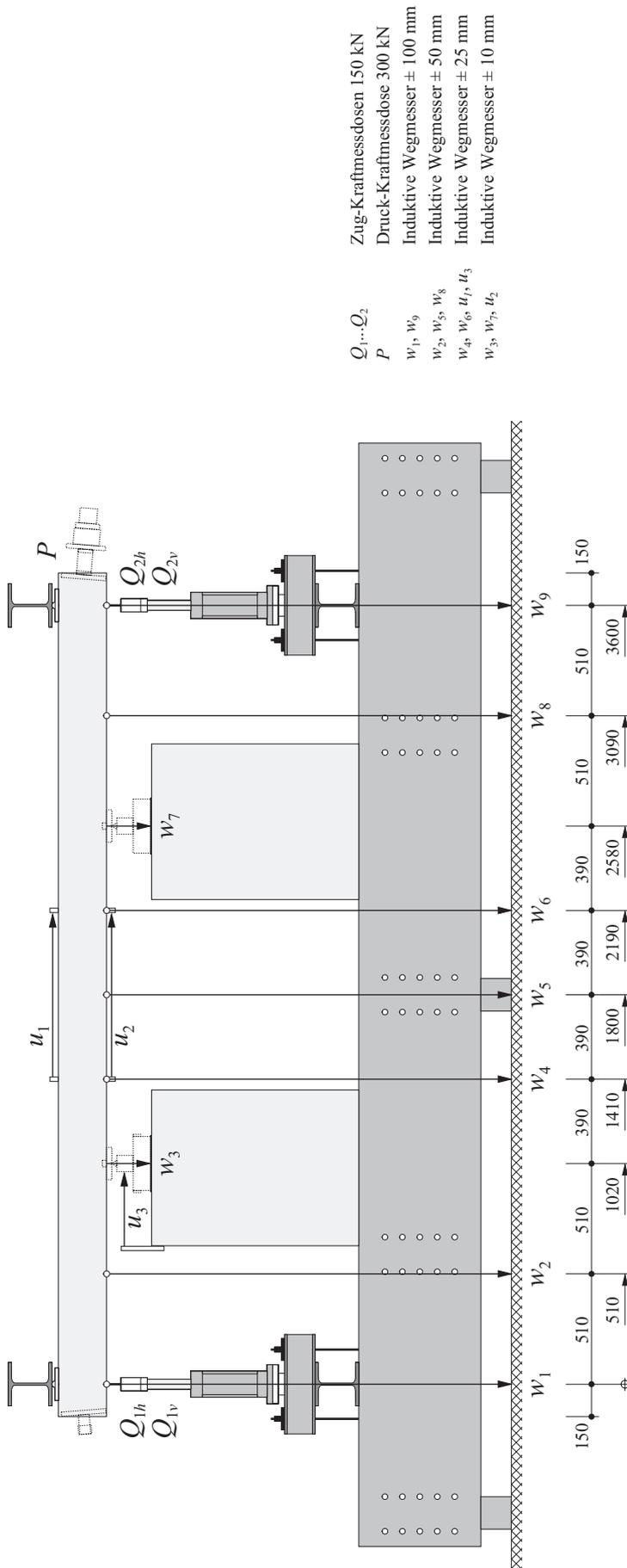


Bild 3.4 – Anordnung und Numerierung der manuellen Messungen bei den Biegeversuchen: **(a)** Seitliche Ansicht; **(b)** Anordnung im Querschnitt (inkl. festverdrahtete Messungen); Abmessungen in mm.



- $Q_1 \dots Q_2$ Zug-Kraftmessdosen 150 kN
- P Druck-Kraftmessdose 300 kN
- w_1, w_9 Induktive Wegmesser ± 100 mm
- w_2, w_3, w_8 Induktive Wegmesser ± 50 mm
- w_4, w_6, u_1, u_3 Induktive Wegmesser ± 25 mm
- w_5, w_7, u_2 Induktive Wegmesser ± 10 mm

Bild 3.5 – Anordnung und Bezeichnung der fest verdrahteten Messungen bei den Biegeversuchen; Abmessungen in mm.

3.2.3 Versuchsvorbereitung und -ablauf

Die Versuchsvorbereitungen dauerten jeweils eineinhalb Tage. Zuerst wurden die Messmarken für die manuellen Messungen aufgeklebt, der Versuchskörper mit weisser Kalkfarbe gestrichen und die Messstellen beschriftet. Nach dem Einbau in die Versuchsanlage und der Montage der Belastungseinrichtungen wurden die Messgeber der fest verdrahteten Messungen installiert, mit dem Messverstärker verbunden und auf ihre Funktionstüchtigkeit überprüft.

Am Versuchstag, beziehungsweise am Tag des Vorspannens, erfolgte der Nullabgleich aller fest verdrahteten Messgeber. Anschliessend wurden zwei vollständige Nullmessungen mit den manuellen Messgeräten durchgeführt, wobei die zweite als Referenzmessung für die Auswertung aller folgenden manuellen Messungen verwendet wurde.

Der vorgespannte Versuchskörper (*BP.60*) wurde am Abend vor dem eigentlichen Versuchstag vorgespannt. Hierbei wurde die gesamte Messeinrichtung in Betrieb genommen. Die Monolitze wurde in zwei Schritten auf 182 kN vorgespannt, wobei die Vorspannpresse direkt am Ankerkopf ansetzte und sich über einen Spannstuhl auf der zwischen Ankerkopf und Ankerplatte montierten Kraftmessdose abstützte (Bild 3.3 (c)). Nachdem die am Ankerkopf angebrachte Stellmutter von Hand festgezogen war, konnte die Vorspannpresse annähernd ohne Spannkraftverlust entfernt werden. Vor Beginn des eigentlichen Versuchs am Folgetag wurde eine erste Laststufe (LS2) durchgeführt. Die Vorspannkraft war bis zu diesem Zeitpunkt auf rund 180 kN abgefallen.

Die eigentlichen Versuche dauerten jeweils einen Tag. Die Steuergrössen waren die aus den Messwerten der vier Kraftmessdosen vom Messprogramm ermittelte Last Q (siehe Formel (4.1) in Kapitel 4.1.2), und die aus den Messwerten der induktiven Wegmesser ermittelte Mittendurchbiegung $w_{5(id)}$ (siehe Formel (4.2) in Kapitel 4.1.2). Die Oelzufuhr wurde so geregelt, dass die Zunahme der Last Q in der elastisch-ungerissenen und der elastisch-gerissenen Phase ungefähr $\dot{Q} = 1$ kN/min, und in den darauf folgenden Ver- und Entfestigungsbereichen die Zunahme der Mittendurchbiegung $w_{5(id)}$ ungefähr $\dot{w}_{5(id)} = 0.5$ mm/min betragen. Der Ent- und Wiederbelastungszyklus wurde mit etwa zehnfacher Geschwindigkeit durchgeführt.

Je Versuch waren acht bis zehn Laststufen vorgesehen, wobei die erste Laststufe (LS2; beim Versuch *BP.60* LS3) noch vor Erreichen der Risslast, die zweite Laststufe kurz nach dem Entstehen der ersten Risse durchgeführt wurde. Vor dem Ent- und Wiederbelastungszyklus, der nach Erreichen deutlicher plastischer Verformungen durchgeführt wurde, waren mindestens drei weitere Laststufen geplant. Nach dem Erreichen einer Laststufe wurde die Mittendurchbiegung $w_{5(id)}$ konstant gehalten, wobei mit den manuellen Messungen erst begonnen wurde, nachdem die Relaxation abgeklungen war. Währenddessen wurden die Risse angezeichnet und das Rissbild fotografiert.

3.3 Plattenstreifenversuche

3.3.1 Versuchsanlage und Belastungseinrichtung

Der Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung ist in den Bildern 3.6 und 3.7 dargestellt. Das mittlere Auflager der als Zweifeldträger gelagerten Plattenstreifen mit Spannweiten von je 3.6 m stellte das feste Lager dar. Es bestand aus einer in Plattenquerrichtung stehenden Stahl-Schubwand mit zwei in einem Abstand von 740 mm fixierten Kraftmessdosen. Die beiden Kraftmessdosen wurden von einem Stahlträger HEB 200 überspannt, auf dem zwei 30 mm hohe und 100 mm breite Flachstähle mit aufgelegten, 2 mm dicken Neoprenstreifen angeordnet waren. Die beiden Endauflager waren längs verschieb- und kippbar ausgebildet. Sie bestanden aus je zwei Stahlträgern UNP 250, die über je zwei gelenkig angeschlossene hochfeste Stahlstangen \varnothing 13 mm an einem massiven Stahlrahmen aufgehängt waren. Diese Ausbildung der Endauflager stellte eine elastische Auflagerung dar, deren Federnachgiebigkeit in den Versuchen zu $c_f = 42.7$ mm/MN ermittelt wurde. Die Belastung der Versuchskörper erfolgte mittels vier Stahlträgern HEB 200, die über gelenkig angeschlossene hochfeste Stahlstangen \varnothing 13 mm mit insgesamt acht auf dem Aufspannboden verankerten hydraulischen Zugpressen verbunden waren. Die vier Stahlträger zur Lasteinleitung übertrugen die Pressenkräfte über je zwei in Abständen von 630 mm angeordnete Neoprenkissen auf die Plattenstreifen. Der Oeldruck wurde mit einem von Hand geregelten Pendelmanometer erzeugt und gesteuert, mit dem alle acht Zugpressen über gleich lange Hydraulikschläuche verbunden waren.

3.3.2 Messungen

Manuelle Messungen

Auf der Ober- und Unterseite der Plattenstreifen wurden einseitig randnah und zusätzlich im Bereich des Mittenauflegers auf einer Längsseite die mittleren Längsdehnungen auf der Betonoberfläche mit Deformetern ermittelt. Die seitlichen Messreihen befanden sich

Messreihe	Messungen	Basislänge	Anzahl
10	10...13, 17...23, 30...40, 47...53, 57...60	150 mm	33
70	70...80	150 mm	11
90	90...100	150 mm	11
110	110...126, 130...133, 137...140, 144...160	150 mm	42
210	210...216, 226...228, 238...244	450 mm	17
310	310...311, 312...325, 330...343, 344...345	1920 mm	32

Tabelle 3.3 – Manuelle Messungen.

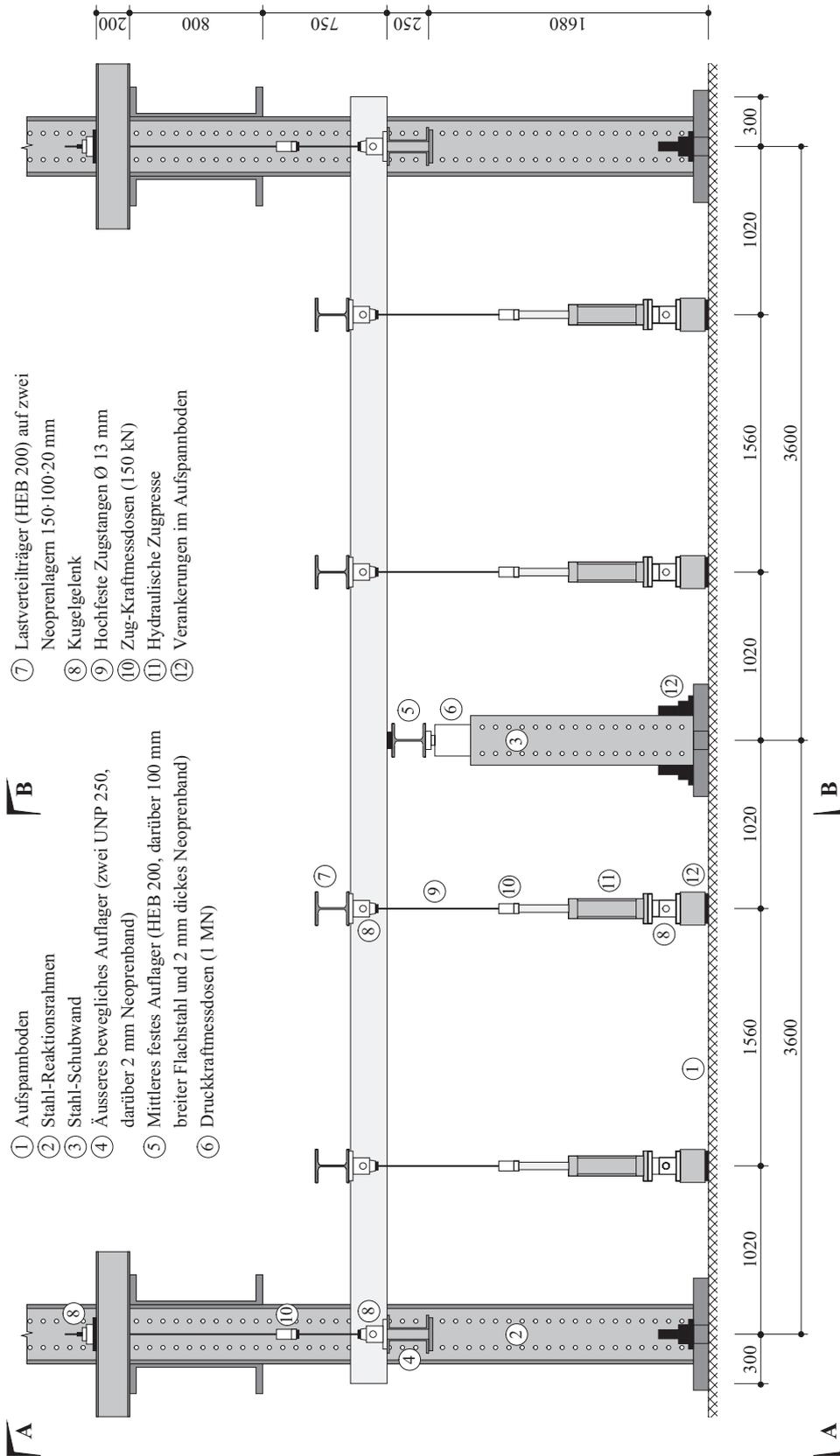


Bild 3.6 – Schema der Versuchsanlage für die Plattenstreifenversuche; Abmessungen in mm.

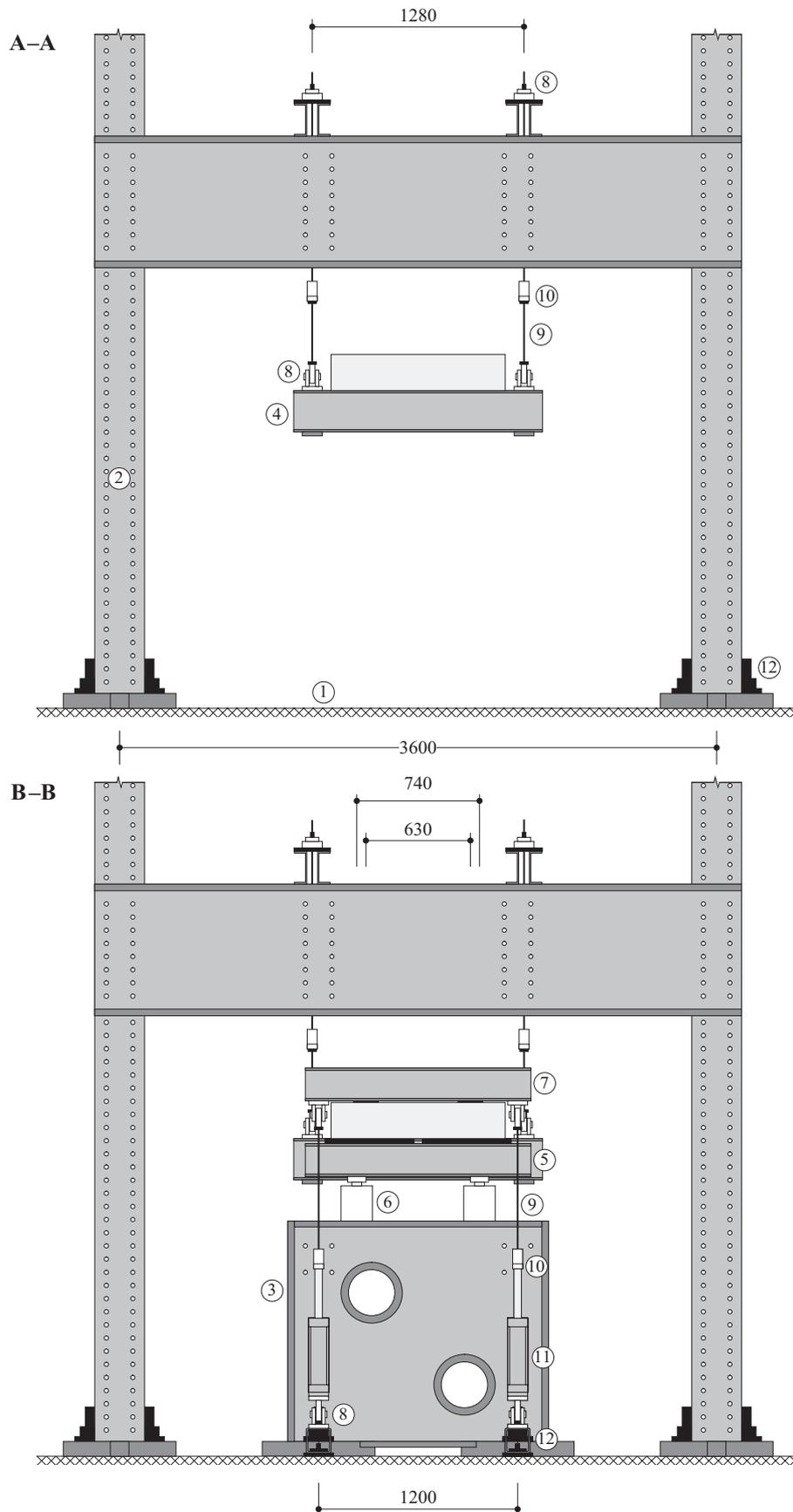


Bild 3.7 – Schnitte von Bild 3.6; Abmessungen in mm.

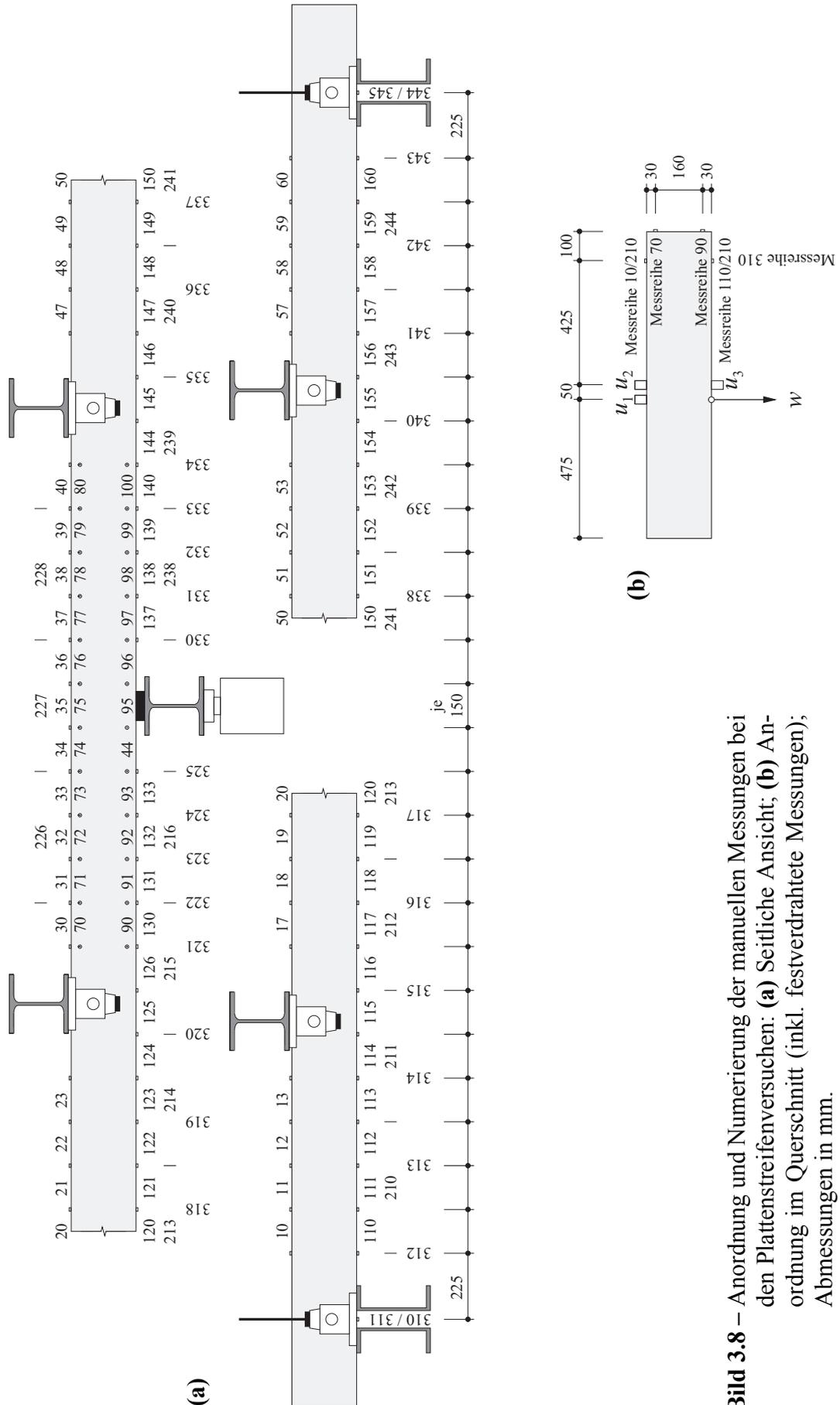


Bild 3.8 – Anordnung und Numerierung der manuellen Messungen bei den Plattenstreifenversuchen: **(a)** Seitliche Ansicht; **(b)** Anordnung im Querschnitt (inkl. festverdrahtete Messungen); Abmessungen in mm.

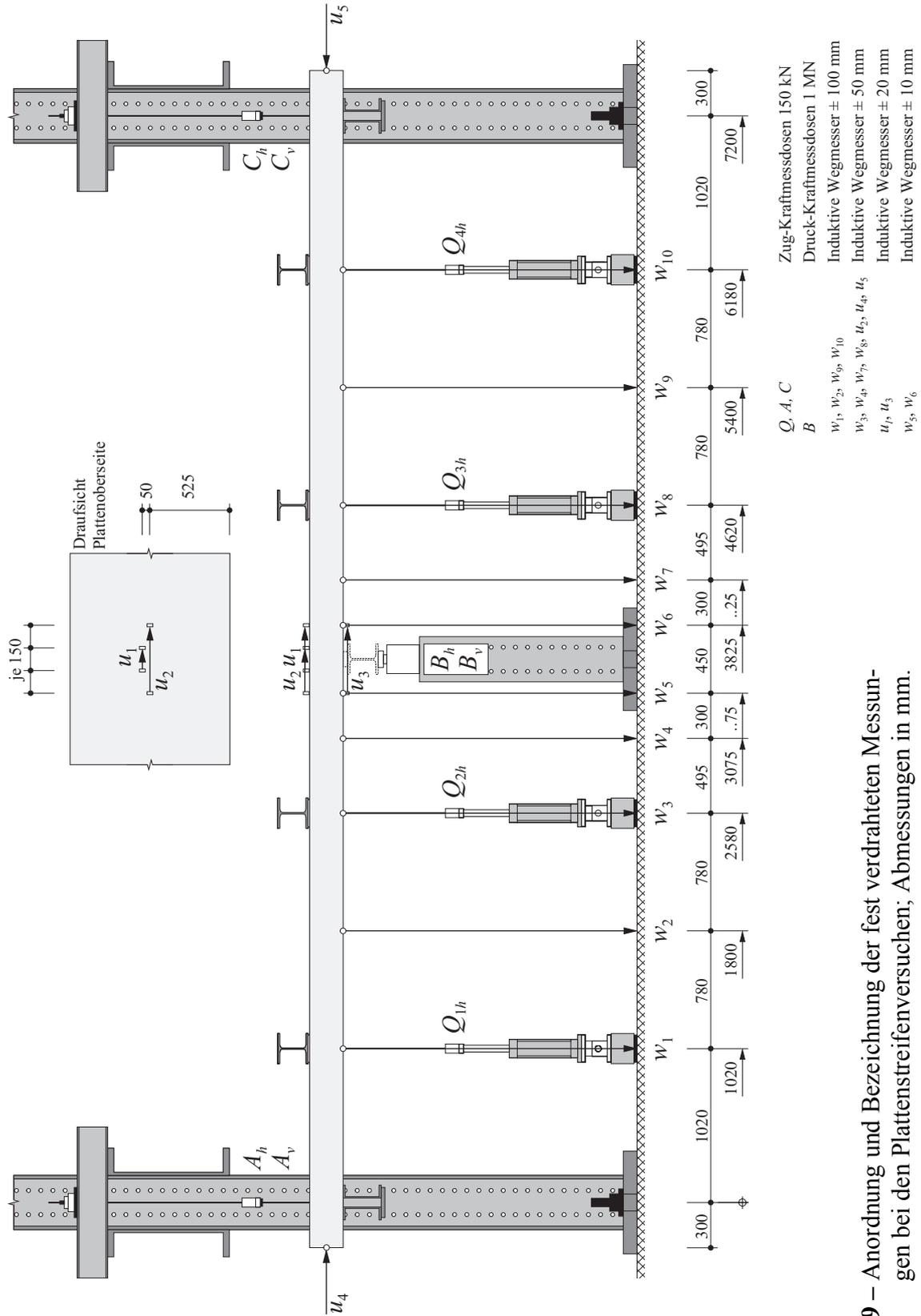


Bild 3.9 – Anordnung und Bezeichnung der fest verdrahteten Messungen bei den Plattenstreifenversuchen; Abmessungen in mm.

jeweils auf der Höhe der Bewehrungslagen. Zusätzlich wurden die Durchbiegungen entlang des Plattenstreifens und die Einsenkungen der Endauflager mit einem Deformometerstab gemessen. Als Marken des Messrasters dienten die Zentrierbohrungen der auf die Betonoberfläche sowie auf den Aufspannboden aufgeklebten Aluminiumbolzen. Bild 3.8 zeigt die Anordnung der Bolzen und die Numerierung der Messstellen. Drei verschiedene Messgeräte wurden eingesetzt:

- Deformeter 150: Basislänge 150 mm, Messbereich ± 5 mm, Messgenauigkeit ± 2 μm ;
- Deformeter 450: Basislänge 450 mm, Messbereich ± 20 mm, Messgenauigkeit ± 4 μm ;
- Deformeterstab: Basislänge 1920 mm, Messbereich ± 50 mm, Messgenauigkeit ± 10 μm .

Die Messgeräte wurden nach maximal 17 Messungen am Versuchskörper mit Referenzmessungen auf einem Invarstab geeicht. Die Messwerterfassung erfolgte mit einem Computer, welcher die vom Messverstärker nach Auslösung der Messwerterfassung gelieferten Signale in mechanische Grössen umrechnete, auf der Festplatte abspeicherte und zur Kontrolle am Bildschirm anzeigte. Die manuellen Messungen wurden bei jeder Laststufe durchgeführt, wobei während der Messwerterfassung die Durchbiegungen durch manuelles Regeln des Oeldrucks möglichst konstant gehalten wurden. Als Referenzmessung wurde eine am unbelasteten Versuchskörper kurz vor Belastungsbeginn ausgeführte Nullmessung verwendet.

Pro Laststufe wurden 146 Messungen mit den Setzdehnungsmessgeräten durchgeführt, sämtliche Rissbreiten mit einem Rissmassstab gemessen und protokolliert sowie der Versuchskörper fotografiert. Diese Arbeiten beanspruchten jeweils etwa 45 Minuten.

Fest verdrahtete Messungen

Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Verformungen und Kräfte wurden insgesamt 26 fest verdrahtete Messstellen eingesetzt. Die Messungen wurden von einem zweiten Computer automatisch alle 2 s an einem Messverstärker ausgelöst, wobei die Messwerte zur Versuchssteuerung und Kontrolle auf dem Bildschirm des Computers geeignet dargestellt angezeigt wurden.

Mit vier Kraftmessdosen an den insgesamt acht Zugpressen, den vier an den Stahlstangen der Endauflager angebrachten Kraftmessdosen und den beiden Kraftmessdosen beim Mittenaflager wurde die Beanspruchung der Plattenstreifen erfasst. Die Messung des Oeldrucks am Pendelmanometer ermöglichte eine Kontrolle der von den Kraftmessdosen ermittelten Pressenkräfte. 15 Messstellen waren mit induktiven Wegmessern bestückt. Zwölf dieser Messungen erfassten die Durchbiegungen entlang des Plattenstreifens (w_1 bis w_{10}) und die horizontalen Endauflagerverschiebungen (u_4 und u_5). Damit die Messungen durch Verschiebungen senkrecht zur Messrichtung möglichst unbeeinflusst blieben,

wurden die induktiven Wegmesser so weit wie möglich von den Messstellen entfernt befestigt und mit diesen mit Invardraht verbunden. Zur Ermittlung der Verlängerung und Stauchung der Zug- und Druckseite über dem Mittenaufleger waren drei weitere induktive Wegmesser installiert. Die Anordnung der fest verdrahteten Messungen ist in Bild 3.9 dargestellt. Die Indizes v und h in den Bezeichnungen der Kraftmessdosen stehen für Messungen an der Vorder- und Hinterseite.

3.3.3 Versuchsvorbereitung und -ablauf

Die Versuchsvorbereitungen dauerten jeweils drei Tage. Nach der Anlieferung des Versuchskörpers wurden die Messmarken für die manuellen Messungen aufgeklebt und der Versuchskörper mit weisser Kalkfarbe gestrichen. Anschliessend wurde der Versuchskörper mit einer als Waage konzipierten Hebeeinrichtung in den Viertelpunkten der Halbspannweiten angehoben, in die Versuchsanlage eingeschwenkt und auf die Lager abgesenkt. Die zuvor nivellierten Endauflager wurden so lange in ihrer Höhe korrigiert, bis die gemessenen Auflagerkräfte einer elastischen Schnittgrössenverteilung möglichst genau entsprachen. Die Versuchsvorbereitungen wurden mit dem Beschriften der Messstellen, der Montage der Belastungseinrichtungen und dem Installieren und Kontrollieren der fest verdrahteten Messungen abgeschlossen.

Am Versuchstag wurden zuerst zwei vollständige Nullmessungen mit den manuellen Messgeräten durchgeführt und alle fest verdrahteten Messgeber zu Null abgeglichen.

Die wichtigsten Steuergrössen waren die aus den Messwerten der Kraftmessdosen vom Messprogramm errechneten Momente M_1 an der Stelle von Q_1 und M_B beim Mittenaufleger, sowie die von den induktiven Wegmessern ermittelten Lasteinsenkungen w_1 und w_{10} . Die Oelzufuhr wurde so geregelt, dass die Kraftzunahme der Einzellasten Q (siehe Formel (4.12) in Kapitel 4.1.2) in der elastisch-ungerissenen und der elastisch-gerissenen Phase ungefähr $\dot{Q} = 1 \text{ kN/min}$, und in den darauf folgenden Ver- und Entfestigungsbereichen die Zunahme der mittleren Lasteinsenkung $w_m = (w_1 + w_3 + w_8 + w_{10})/4$ ungefähr $\dot{w}_m = 0.5 \text{ mm/min}$ betragen. Der Ent- und Wiederbelastungszyklus wurde mit etwa zehnfacher Geschwindigkeit durchgeführt.

Pro Versuch waren neun bis zehn Laststufen vorgesehen, wobei die erste Laststufe (LS2) direkt nach dem Entstehen der ersten Risse über dem Mittenaufleger durchgeführt wurde. Vor dem Ent- und Wiederbelastungszyklus, der nach Erreichen deutlicher plastischer Verformungen über dem Mittenaufleger und im Feld durchgeführt wurde, waren mindestens vier weitere Laststufen geplant. Beim Versuchskörper *CB.0* wurde dieses Vorhaben durch Probleme mit der Versuchssteuerung vereitelt, was zu einem zusätzlichen Ent- und Wiederbelastungszyklus führte. Nach dem Erreichen einer Laststufe wurde die mittlere Lasteinsenkung w_m konstant gehalten, wobei mit den manuellen Messungen erst begonnen wurde, nachdem die Relaxation abgeklungen war. Währenddessen wurden die Risse angezeichnet und das Rissbild fotografiert.

4 Versuchsresultate

4.1 Auswertung der Messdaten

4.1.1 Manuelle Messungen

Die Auswertung der Messdaten, die während jeder Laststufe durch Messungen mit den Setzdehnungsmessgeräten gewonnen wurden, erfolgte in mehreren Schritten. Zuerst wurden die infolge der Erwärmung der Messgeräte entstehenden systematischen Messfehler eliminiert. Dazu wurden die Differenzen der in Kapitel 3 erwähnten Referenzmessungen am Invarstab linear auf die dazwischenliegenden Messungen verteilt. In einem zweiten Schritt wurden dann für alle Messwerte die Differenzen zur Nullmessung gebildet. Offensichtliche Fehlmessungen wurden anschliessend eliminiert.

Bei den *Biegeversuchen* wurden die mittleren Längsdehnungen auf drei beziehungsweise auf vier Ebenen (siehe Bild 3.4) und bei den *Plattenstreifenversuchen* im Bereich des Mittenaufagers auf ebenfalls vier Ebenen (siehe Bild 3.8) gemessen. Mittels linearer Regression der Messwerte der einzelnen Messabschnitte wurden daraus ausgeglichene mittlere Querschnittskrümmungen berechnet.

Bei den *Plattenstreifenversuchen* wurde in den Bereichen grosser Längsdehnungen sowohl mit einem Deformeter mit einer Basislänge von 150 mm als auch mit einem Deformeter mit einer Basislänge von 450 mm gemessen. Die mittleren Längsdehnungen über die Basis von 450 mm wurden durch Mittelbildung der Messungen beider Setzdehnungsmessgeräte bestimmt. Da entsprechend dem Gauss'schen Fehlerfortpflanzungsgesetz die Genauigkeit der Summe dreier aufeinanderfolgender Messungen mit dem Deformeter 150 ($\pm 2 \mu\text{m}$) mit der Genauigkeit des Deformeters 450 ($\pm 4 \mu\text{m}$) ungefähr übereinstimmt, erfolgte die Mittelbildung ohne Gewichtung. Die Korrektur der Längsdehnungen wurde anschliessend zu gleichen Teilen auf die Messungen mit der Basis 150 mm verteilt. Zudem ermöglichten die Messungen mit dem Deformeter 450 auf die mittleren Längsdehnungen der Basis 150 mm zu schliessen, wenn diese den Messbereich des Deformeters 150 an einer von drei benachbarten Messstellen überschritten.

4.1.2 Fest verdrahtete Messungen

Die rohen Messdaten der Kraft- und Verformungsmessungen wurden anhand der zu Versuchsende für alle Messgeräte erstellten Eichprotokolle umgerechnet und gegen die auch für die manuellen Messungen als Bezugslaststufe verwendete Nullmessung abgeglichen.

Um die Versuchsergebnisse der *Biegeversuche* geeignet darzustellen, wurden die Durchbiegungen derart umgeformt, dass die Einsenkungen an den Stellen der Lasten Q zu Null wurden, wobei

$$Q = (Q_{1v} + Q_{1h} + Q_{2v} + Q_{2h})/2 + Q_{HEB} \quad (4.1)$$

$Q_{HEB} = 1.1$ kN bezeichnet das Gewicht der kompletten Lasteinleitträger. Diese Umformung erfolgte durch Verrechnen der resultierenden Starrkörperbewegungen mit den von den einzelnen induktiven Wegmessern ermittelten Werten. Die Korrektur umfasste sowohl eine Translation als auch eine Rotation. Die Bezeichnungen der so umgeformten Messungen sind mit dem Fusszeiger (*id*) erweitert. So gilt zum Beispiel für die Durchbiegungen in der Mitte der Versuchskörper an der Stelle des Wegmessers w_5 :

$$w_{5(id)} = (w_1 + w_9)/2 - w_5 \quad (4.2)$$

Bei den *Plattenstreifenversuchen* war die Anzahl der gemessenen Kraftgrößen im Verhältnis zu den zu erfüllenden Gleichgewichtsbedingungen überbestimmt (siehe Bild 3.9). Die zufälligen Fehler der Messwerte der Kraftmessdosen wurden unter Zuhilfenahme des Gauss'schen Ausgleichsprinzips mit als Nebenbedingungen formulierten Gleichgewichtsbedingungen minimiert. Hierbei waren die vier Fehlergleichungen

$$\bar{A} = A_v + A_h + a \quad (4.3)$$

$$\bar{B} = B_v + B_h + b \quad (4.4)$$

$$\bar{C} = C_v + C_h + c \quad (4.5)$$

$$\bar{Q} = \sum_{i=1}^4 Q_i/2 + q \quad (4.6)$$

wobei die Residuen mit Kleinbuchstaben bezeichnet sind. Die aus den Gleichgewichtsbedingungen formulierten Nebenbedingungen waren

$$F_1 = \bar{A} + \bar{B} + \bar{C} - 4\bar{Q} = 0 \quad (4.7)$$

$$F_2 = \bar{A} - \bar{C} = 0 \quad (4.8)$$

Mit der Methode der Lagrange'schen Multiplikatoren schreibt sich die zu minimierende Zielfunktion zu

$$a^2 + b^2 p + c^2 + 4q^2 + \lambda_1 F_1 + \lambda_2 F_2 = \min \quad (4.9)$$

wobei die Kraftmessdosen beim Mittenaufleger entsprechend ihres geringeren Auflösungsvermögens mit $p = 0.15$ gewichtet wurden.

Anschliessend wurden die Größen der Kraftmessungen mit den initialen Kraftgrößen entsprechend der elastischen Schnittkraftverteilung aus dem Eigengewicht g der Platten-

streifen und dem Gewicht $Q_{HEB} = 1.1$ kN der Lastverteilträger ergänzt (siehe hierzu auch Kapitel 3.3.3)

$$A \cong \bar{A} + \frac{267}{160}g + 0.70Q_{HEB} \cong C \quad (4.10)$$

$$B \cong \bar{B} + \frac{714}{160}g + 2.61Q_{HEB} \quad (4.11)$$

$$Q = \bar{Q} + Q_{HEB} \quad (4.12)$$

und die Momentenverläufe entlang der Plattenstreifen berechnet. Stellvertretend seien die Momente M_1 und M_2 an den Stellen Q_1 und Q_2 sowie M_B beim Mittenaufleger angegeben (g in kN/m; A, B, C, Q in kN; M_1, M_2 in kNm):

$$M_1 = 1.02A - \frac{1.32^2}{2}g \quad (4.13)$$

$$M_2 = 2.58A - 1.56Q - \frac{2.88^2}{2}g \quad (4.14)$$

$$M_B = 3.6(A - Q) - \frac{3.9^2}{2}g + \frac{0.1}{8}B \quad (4.15)$$

Der letzte Term in Gleichung (4.15) stellt den Momentenabzug über dem Mittenaufleger für eine über 0.1 m gleichmässig verteilte Auflagerpressung dar.

Das Eigengewicht der Plattenstreifen, g , wurde aus der Rohdichte der Betonprüfzylinder und dem Bewehrungsgehalt der Plattenstreifen bestimmt: $g = 5.58$ kN/m für den Versuchskörper *CB.0*, $g = 5.51$ kN/m für den Versuchskörper *CB.30* und $g = 5.66$ kN/m für den Versuchskörper *CB.60*.

4.2 Zugversuche

In der Folge werden die wichtigsten Resultate jedes einzelnen Zugversuchs dargestellt. Es werden gezeigt:

- Eine tabellarische Zusammenstellung des Versuchsablaufs. Diese beinhaltet alle aus den fest verdrahteten Messungen gewonnenen Messwerte zu Beginn und Ende der Laststufen sowie bei den Belastungszuständen Riss-, Höchst- und Bruchlast.

Bei Bedarf kann aus den angegebenen Messwerten das Mass der Verkippungen der zur Längsachse der Versuchskörper orthogonalen Ebene ermittelt werden. Diese Verkippungen sind insbesondere auf variierende Verbundeigenschaften zwischen Bewehrung und Beton zurückzuführen;

- Zugkraft-Verlängerungsdiagramme für die verschiedenen Messbereiche (siehe Bild 3.2) für den gesamten Versuchsablauf und als Ausschnitt bis zum Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes. Die Verlängerungen Δl stellen jeweils den Mittelwert der Wegmessungen gleicher Basislängen dar.

Die in allen Diagrammen ersichtlichen, sprunghaft ansteigenden Verlängerungen Δl bei der Rissbildung sind Folgen der zu geringen Steifigkeit der Belastungseinrichtung. Zudem ist bei genauer Betrachtung der Diagramme der Versuchskörper *T100.0*, *T75.0*, *T100.30* und *T75.30* die in Kapitel 3.1.3 erwähnte, zunehmende Verlängerung der Versuchskörper während den Laststufen, verursacht durch den fehlerhaft arbeitenden maschineninternen Wegmesser, erkennbar;

- Manuell gemessene mittlere Längsdehnungen ϵ_m für ausgewählte Laststufen. Die angegebenen Werte sind Mittelwerte der Messungen mit den Setzdehnungsmessgeräten gleicher Basislängen auf den Vorder- und Rückseiten der Versuchskörper, das heisst aus den Messreihen 10 und 30 (Deformeter 150) beziehungsweise 50 und 70 (Deformeter 150);
- Ein schematisches Rissbild und die Entwicklung der Rissbreiten. Die angegebenen Rissbreiten sind Mittelwerte der auf allen vier Seiten mit einem Rissmassstab durchgeführten Messungen. Die zum Zeitpunkt einer Laststufe noch nicht vorhandenen Risse sind mit einem Bindestrich (–) gekennzeichnet, das Aufzählungszeichen (•) deutet auf sehr feine, mit einem Rissmassstab nicht messbare Rissbreiten hin;
- Das fotografierte Rissbild zum Zeitpunkt der letzten Laststufe oder kurz vor Bruch.

Bei den Versuchskörpern mit Stahlfasern deuteten während der Versuchsdurchführung gut wahrnehmbare Geräusche darauf hin, dass viele der rissquerenden Stahlfasern nicht aus dem Beton ausgezogen, sondern zerrissen wurden. Die Untersuchungen der Bruchflächen beim Versuchsende bestätigten dies. Zudem konnte festgestellt werden, dass die mittig angeordneten Querstäbe $\varnothing 4$ mm (siehe Bild 2.1) die Faserverteilung stark beeinträchtigten; im Überdeckungsbeton waren örtlich fast keine Stahlfasern vorhanden.

4.2.1 Zugversuch T100.0

Der Versuchskörper T100.0 war als Referenzversuch konzipiert. Der Längsbewehrungsgehalt wurde unter Zuhilfenahme des Zuggurtmodells [4] zu $\rho_s = A_s/A_c = 0.67\%$ festgelegt, was ungefähr 100 % der erforderlichen Mindestbewehrung entsprach. Der Fasergehalt pro m^3 Beton betrug 0 kg Stahlfasern.

Der erste Riss entstand in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe $\varnothing 4$ mm und somit im Messbereich der beiden induktiven Wegmesser mit Basislänge 200 mm. Die zum Zeitpunkt der Rissbildung gemessene Normalkraft betrug $N = 68$ kN. Dies entspricht unter Annahme eines homogen ungerissenen Querschnitts bei Rissbildung und unter Berücksichtigung des Beton-Nettoquerschnitts sowie der Wertigkeit $n = E_s/E_c$ einer Zugfestigkeit des Betons von $f_{ct} = 2.3$ MPa.

Mit Laststufe 8 wurde das abgeschlossene Rissbild im Bereich zwischen den Lasteinleitungen erreicht. Der mittlere Rissabstand betrug $s_{rm} \approx 140$ mm. Im Anschluss an Laststufe 8 entstanden auch in den Bereichen der Lasteinleitungen keine weiteren Haupt-

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	68	0.34	0.34	0.22	0.13	0.07	0.001	0.001	RL
2	54	0.45	0.48	0.33	0.25	0.23	0.154	0.162	AB
	63	0.52	0.52	0.40	0.30	0.27	0.190	0.200	ME
3	60	0.68	0.67	0.60	0.45	0.44	0.206	0.216	AB
	62	0.71	0.69	0.60	0.49	0.46	0.209	0.219	ME
4	59	0.90	0.98	0.89	0.64	0.57	0.222	0.233	AB
	61	0.94	0.98	0.92	0.65	0.61	0.220	0.231	ME
5	71	1.41	1.49	1.43	0.99	0.97	0.241	0.253	AB
	69	1.41	1.48	1.45	1.01	1.10	0.238	0.250	ME
6	87	2.40	2.44	2.37	1.46	1.37	0.383	0.403	AB
	85	2.41	2.43	2.39	1.48	1.39	0.402	0.423	ME
7	91	2.82	2.89	2.76	1.83	1.70	0.448	0.471	AB
	90	2.83	2.86	2.77	1.84	1.70	0.477	0.470	ME
8	106	3.87	4.27	3.88	3.07	2.22	0.603	0.633	AB
	105	3.88	4.26	3.92	3.10	2.25	0.598	0.628	ME
9	112	4.67	5.23	5.51	4.44	3.30	0.639	0.671	AB
	109	4.69	5.24	5.52	4.46	3.32	0.636	0.667	ME
10	0	1.14	2.61	2.70	2.64	1.26	0.162	0.170	AB
	0	1.09	2.57	2.70	2.61	1.24	0.155	0.163	ME
11	110	4.41	5.49	5.53	4.73	3.20	0.612	0.642	AB
	108	4.42	5.56	5.56	4.78	3.21	0.616	0.646	ME
12	116	8.37	9.63	9.34	8.87	7.03	0.683	0.717	AB
	112	8.39	9.66	9.37	8.91	7.06	0.680	0.714	ME
13	119	18.20	19.70	19.08	19.17	16.78	3.685	3.868	AB
	114	18.24	19.78	19.11	19.25	16.83	3.682	3.865	ME
	123	31.24	33.11	31.09	32.26	28.55	5.023	5.273	HL
	119	34.82	36.52	35.45	36.20	32.50	5.108	5.362	BL

Tabelle 4.1 – Versuch T100.0 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

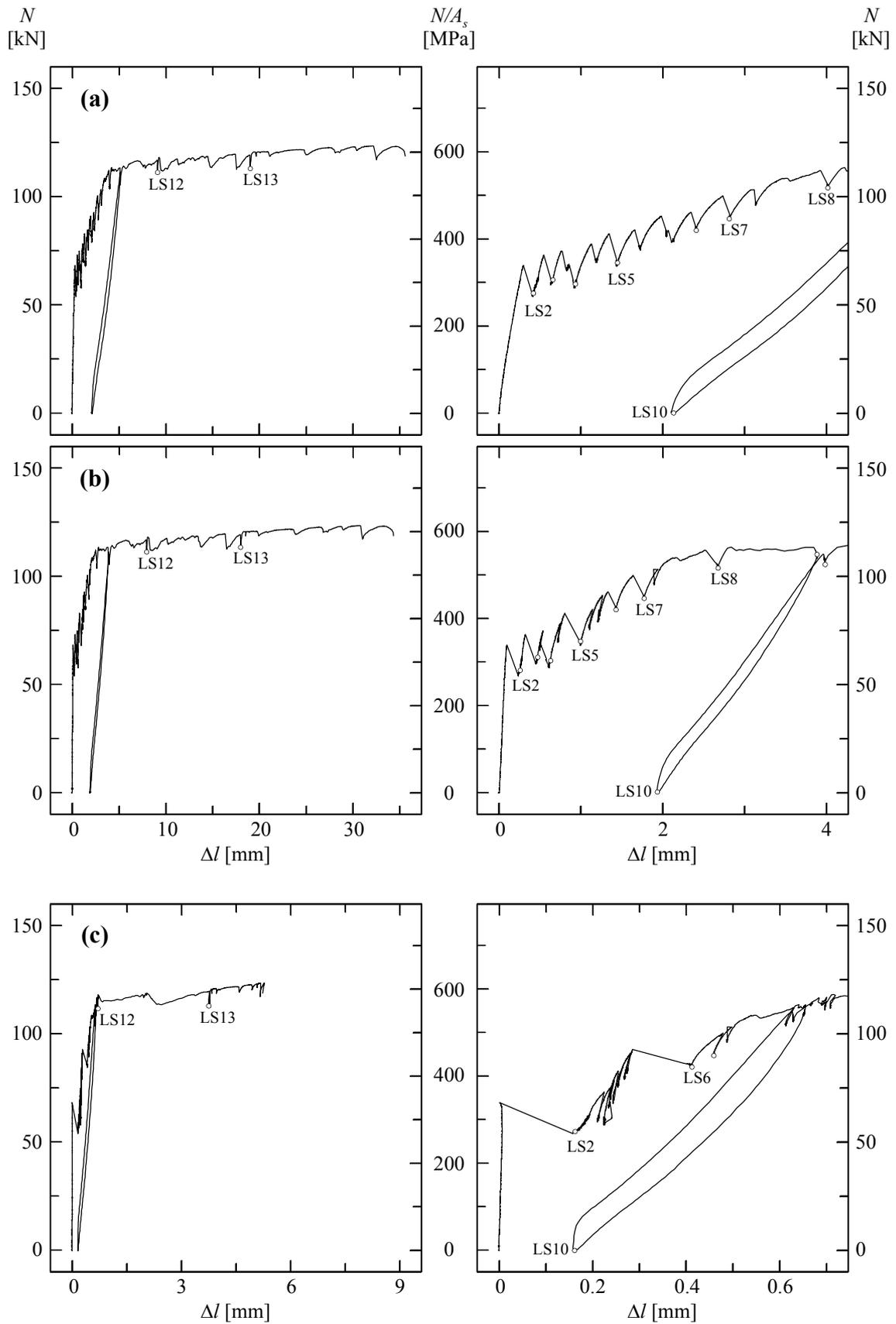


Bild 4.1 – T100.0: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: (a) l_1 bis l_3 ; (b) l_{1v} und l_{1h} ; (c) l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

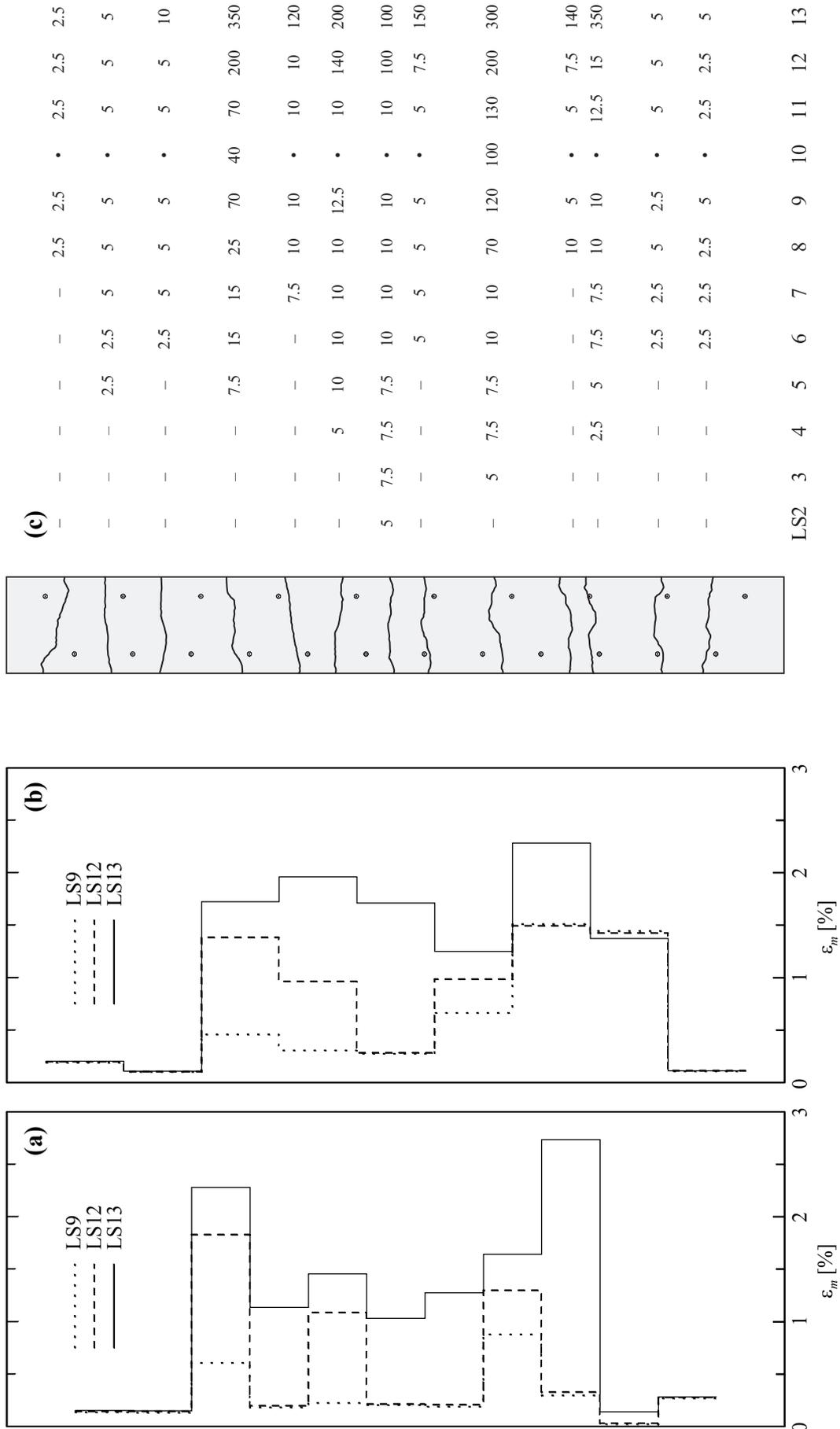


Bild 4.2 – T100.0 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: **(a)** 10 und 30; **(b)** 50 und 70; **(c)** Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

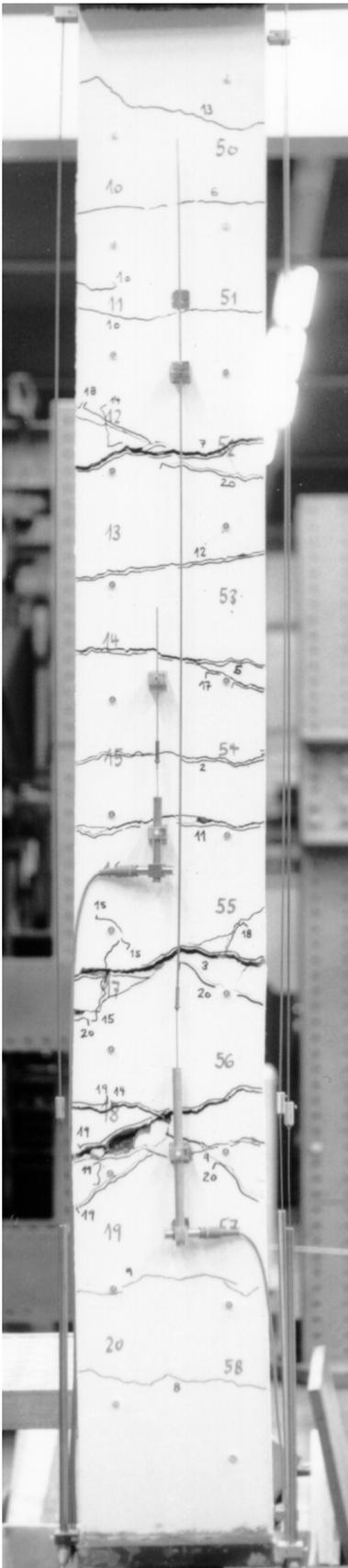


Bild 4.3 – T100.0: Rissbild kurz vor Bruch.

risse. Mit Erreichen der Laststufe 12 bildeten sich vereinzelt in den Ecken des Betonquerschnitts Sekundärrisse (siehe Bild 4.3). Wie auch die in Bild 4.2 dargestellten mittleren Dehnungen und die zahlenmässig erfassten, mit einem Rissmassstab gemessenen Rissbreiten zeigen, lokalisierte sich die aufgezwungene Verlängerung nach dem Ent- und Wiederbelastungszyklus in drei der insgesamt sieben Hauptrisse. Ab einer Gesamtverlängerung von ungefähr $\Delta l = 15$ mm bis kurz vor Bruch öffneten sich alle Risse im Bereich zwischen den Lasteinleitungen relativ gleichmässig.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei Höchstlast und beim Bruch betragen $\varepsilon_m = 3.0$ % beziehungsweise $\varepsilon_{mu} = 3.4$ %. Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen zweier Stäbe der Längsbewehrung im Bereich zwischen den Lasteinleitungen (viertunterster Riss in Bild 4.3). Die beim Bruch gemessene Normalkraft $N = 119$ kN entsprach 97 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.2.2 Zugversuch T75.0

Der Versuchskörper T75.0 war als unterbewehrter Referenzversuch konzipiert. Der Längsbewehrungsgehalt $\rho_s = A_s/A_c = 0.503\%$ entsprach 75 % des Längsbewehrungsgehalts des Versuchskörpers T100.0 und somit etwa 75 % der erforderlichen Mindestbewehrung. Der Fasergehalt betrug 0 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Der erste Riss entstand in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe $\varnothing 4$ mm bei einer Normalkraft von $N = 87$ kN. Unter Annahme eines homogen ungerissenen Querschnitts bei Rissbildung und unter Berücksichtigung des Beton-Nettoquerschnitts sowie der Wertigkeit $n = E_s/E_c$ entspricht dies einer Zugfestigkeit des Betons von $f_{ct} = 2.2$ MPa.

Zwischen Laststufe 5 und 6 bildeten sich vereinzelt kurze, von den Hauptrissen ausgehende Haarrisse entlang den Längsbewehrungsstäben, die sich im folgenden Versuchsablauf nicht weiter ausdehnten. Nach dem Ent- und Wiederbelastungszyklus zwischen Laststufe 8 und 9 lokalisierten sich die aufgezwungenen Verformungen zunehmend im zweit- und drittobersten Riss (Bilder 4.5 und 4.6), bevor mit Laststufe 10 das abgeschlossene

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	87	0.43	0.32	0.3	0.12	0.04	0.044	0.000	RL
2	67	0.61	0.37	0.45	0.22	0.28	0.142	0.258	AB
	75	0.67	0.42	0.51	0.26	0.33	0.171	0.296	ME
3	75	0.97	0.66	0.76	0.47	0.61	0.207	0.343	AB
	79	1.02	0.70	0.81	0.51	0.65	0.215	0.351	ME
4	83	1.43	1.06	1.24	0.88	1.04	0.254	0.387	AB
	85	1.47	1.10	1.28	0.92	1.09	0.256	0.388	ME
5	90	1.86	1.42	1.58	1.01	1.46	0.278	0.407	AB
	89	1.90	1.44	1.60	1.01	1.50	0.278	0.403	ME
6	109	2.48	2.60	2.23	2.11	1.88	0.267	0.607	AB
	96	2.62	2.68	2.33	2.08	1.80	0.248	0.587	ME
7	0	0.87	1.38	0.97	1.24	0.56	0.079	0.221	AB
	1	0.85	1.37	0.95	1.23	0.54	0.076	0.216	ME
8	100	2.61	2.73	2.34	2.10	1.78	0.252	0.580	AB
	96	2.61	2.73	2.34	2.10	1.78	0.251	0.578	ME
9	109	4.30	4.33	3.55	3.49	3.26	0.282	0.645	AB
	104	4.28	4.36	3.57	3.53	3.26	0.277	0.639	ME
10	101	7.55	7.68	6.81	6.94	6.54	1.289	1.909	AB
	100	7.56	7.68	6.83	6.96	6.56	1.289	1.908	ME
11	115	11.47	11.79	10.96	11.29	10.53	1.385	2.774	AB
	111	11.49	11.82	10.99	11.33	10.56	1.384	2.779	ME
12	117	13.97	14.28	13.34	13.80	13.02	1.610	3.002	AB
	113	13.99	14.33	13.37	13.85	13.06	1.609	3.009	ME
13	121	23.97	24.57	22.92	24.32	22.93	2.443	4.562	AB
	115	24.00	24.62	22.96	24.38	22.98	2.440	4.565	ME
	123	24.23	24.83	23.17	24.57	23.19	2.466	4.600	HL
	114	26.81	27.56	24.40	26.71	25.16	2.471	4.651	BL

Tabelle 4.2 – Versuch T75.0 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

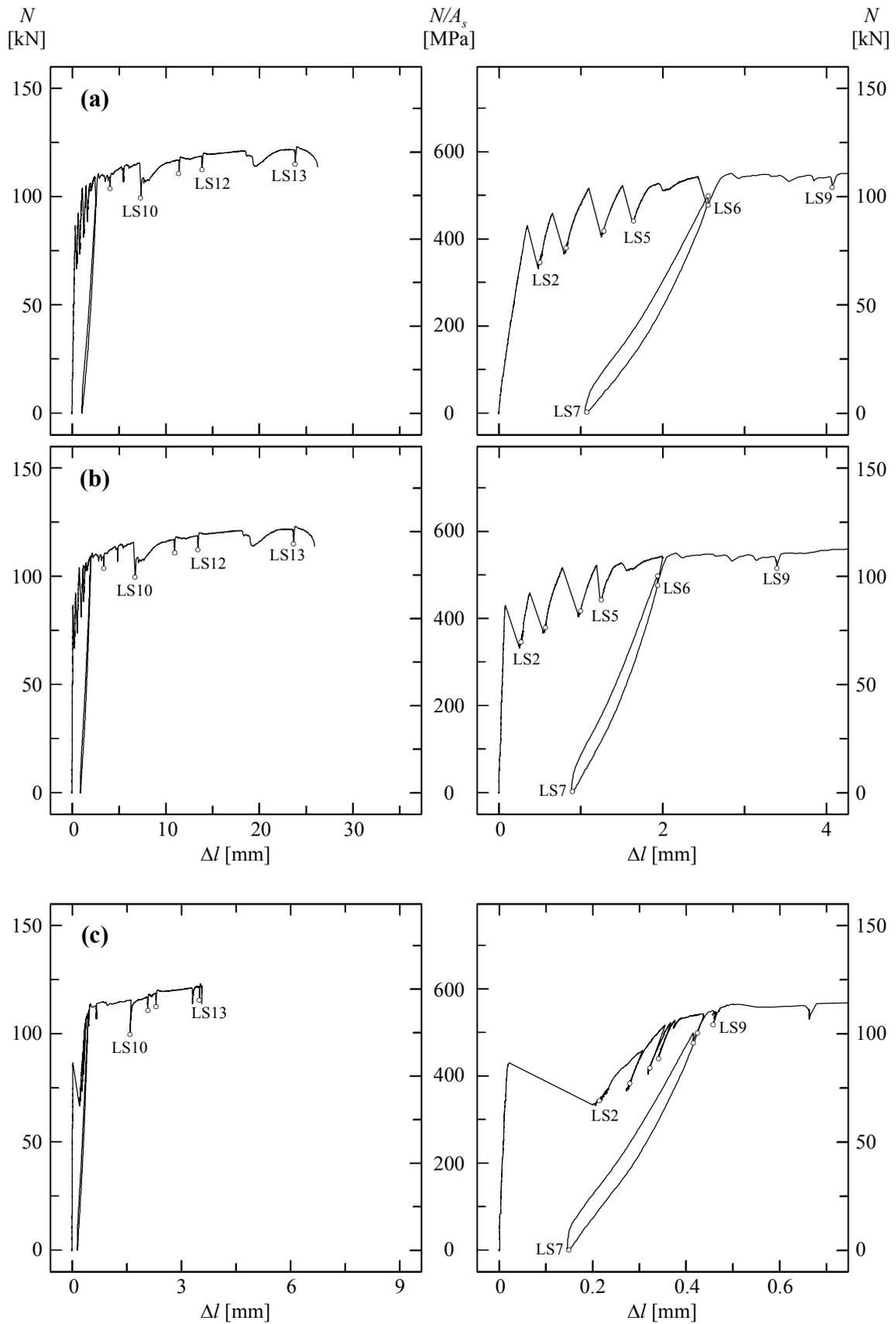


Bild 4.4 – T75.0: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: **(a)** l_1 bis l_3 ; **(b)** l_{1v} und l_{1h} ; **(c)** l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

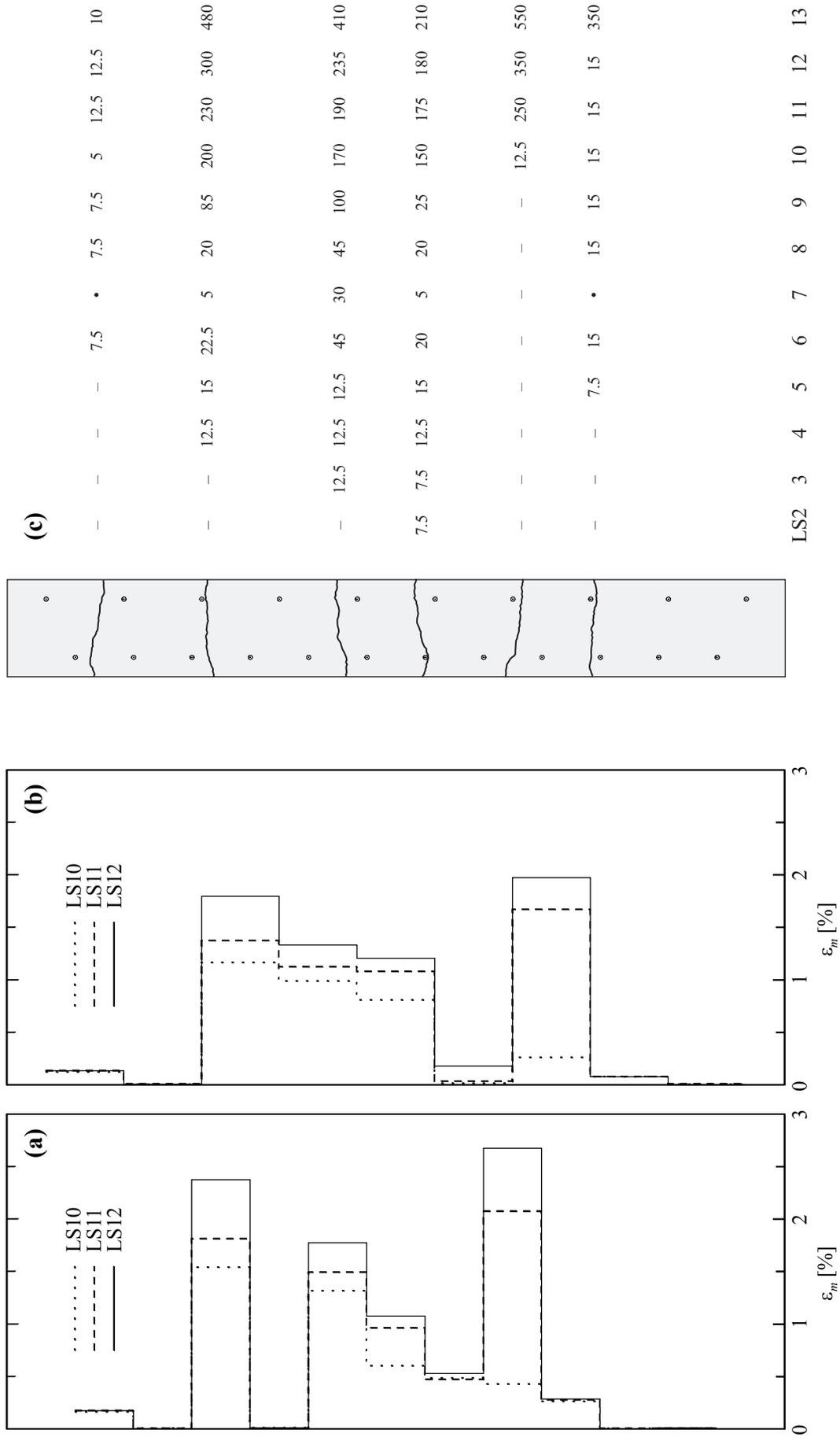


Bild 4.5 – T75.0 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: (a) 10 und 30; (b) 50 und 70; (c) Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

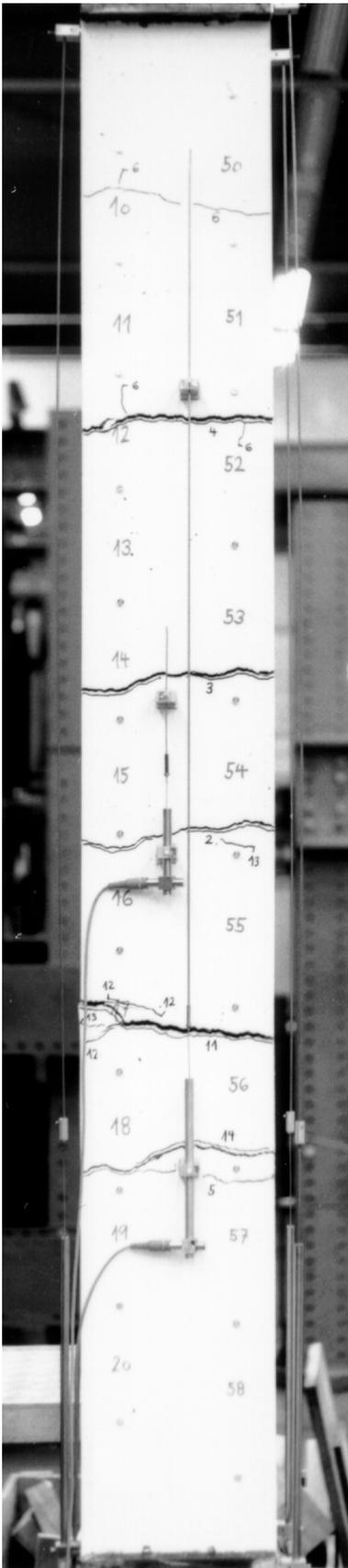


Bild 4.6 – T75.0: Rissbild bei Laststufe 13.

Rissbild im weit fortgeschrittenen Verfestigungsbereich des Bewehrungsstahls erreicht wurde. Anschliessend öffneten sich die massgebenden Hauptrisse im Bereich zwischen den Lasteinleitungen relativ gleichmässig (siehe auch Bild 4.5). Der mittlere Rissabstand zwischen den Lasteinleitungen war mit $s_{rm} \cong 240$ mm annähernd doppelt so gross wie beim Versuch T100.0.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei der Höchstlast und beim Bruch betrugen $\varepsilon_m = 2.4$ %, beziehungsweise $\varepsilon_{mu} \approx 2.6$ %. Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen zweier Stäbe der Längsbewehrung im zweituntersten Riss (Bild 4.6). Die beim Bruch gemessene Normalkraft $N = 114$ kN entsprach 93 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.2.3 Zugversuch T100.30

Der Versuchskörper T100.30 war bis auf den Fasergehalt von 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton mit dem Versuchskörper T100.0 identisch.

Der erste Riss entstand wie bei den vorangegangenen Versuchen in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe Ø 4 mm. Die bei der Rissbildung gemessene Normalkraft betrug $N = 78$ kN, entsprechend einer Betonzugfestigkeit von $f_{ct} = 2.7$ MPa.

Zwischen Laststufe 2 und 3 bildeten sich insgesamt vier neue Risse. Hierbei ging die Rissbildung nicht wie bei den Versuchskörpern ohne Stahlfasern mit einem starken Lastabfall einher, sondern sie erfolgte fast lautlos und mit nur geringem Lastabfall (siehe Bild 4.7 (a)). Im Gegensatz dazu waren die Rissbildungen welche die Laststufen 4 bis 7 einleiteten, während der Versuchsdurchführung gut wahrnehmbar. Dieses unterschiedliche Verhalten könnte durch lokal unterschiedliche Stahlfaserkonzentrationen, variierende Verbundwerte oder biegebeanspruchte Risselemente, sowie Kombinationen dieser Einflüsse verursacht worden sein. Mit Laststufe 7 wurde das abgeschlossene Rissbild im Be-

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	78	0.50	0.28	0.38	0.10	0.09	0.014	0.019	RL
2	74	0.47	0.24	0.47	0.10	0.09	0.014	0.019	AB
	68	0.96	0.53	0.82	0.33	0.48	0.134	0.277	ME
3	77	1.07	0.66	1.11	0.42	0.56	0.163	0.308	AB
	80	1.21	0.80	1.27	0.46	0.58	0.175	0.324	ME
4	74	1.36	0.87	1.42	0.61	0.67	0.173	0.321	AB
	78	1.44	0.93	1.48	0.65	0.75	0.179	0.321	ME
5	76	1.53	1.04	1.61	0.81	0.85	0.178	0.326	AB
	77	1.60	1.07	1.66	0.83	0.91	0.181	0.324	ME
6	90	2.15	1.74	2.14	1.41	1.19	0.202	0.378	AB
	87	2.29	1.73	2.21	1.41	1.37	0.208	0.374	ME
7	93	2.71	2.26	2.63	1.68	1.74	0.216	0.411	AB
	91	2.72	2.26	2.65	1.69	1.76	0.213	0.406	ME
8	120	3.86	3.53	3.96	2.71	2.32	0.684	0.358	AB
	115	3.86	3.54	4.00	2.77	2.35	0.742	0.349	ME
9	1	0.87	0.78	1.02	0.80	0.56	0.391	0.028	AB
	2	0.84	0.76	0.99	0.82	0.54	0.390	0.026	ME
10	113	3.84	3.43	3.96	2.77	2.35	0.743	0.329	AB
	110	3.85	3.43	3.97	2.77	2.36	0.744	0.329	ME
11	125	5.54	5.41	5.96	4.85	3.93	1.872	1.512	AB
	119	5.55	5.40	6.00	4.90	3.98	1.908	1.551	ME
12	126	7.31	7.26	8.04	6.92	5.79	2.667	2.711	AB
	123	7.37	7.31	8.06	6.97	5.84	2.692	2.728	ME
13	130	11.82	11.83	12.33	11.55	10.15	4.289	4.433	AB
	123	11.88	11.87	12.37	11.63	10.24	4.344	4.475	ME
	131	12.15	12.16	12.60	11.86	10.46	4.394	4.531	HL
	117	16.88	17.02	18.42	17.45	15.85	8.992	9.480	BL

Tabelle 4.3 – Versuch T100.30 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

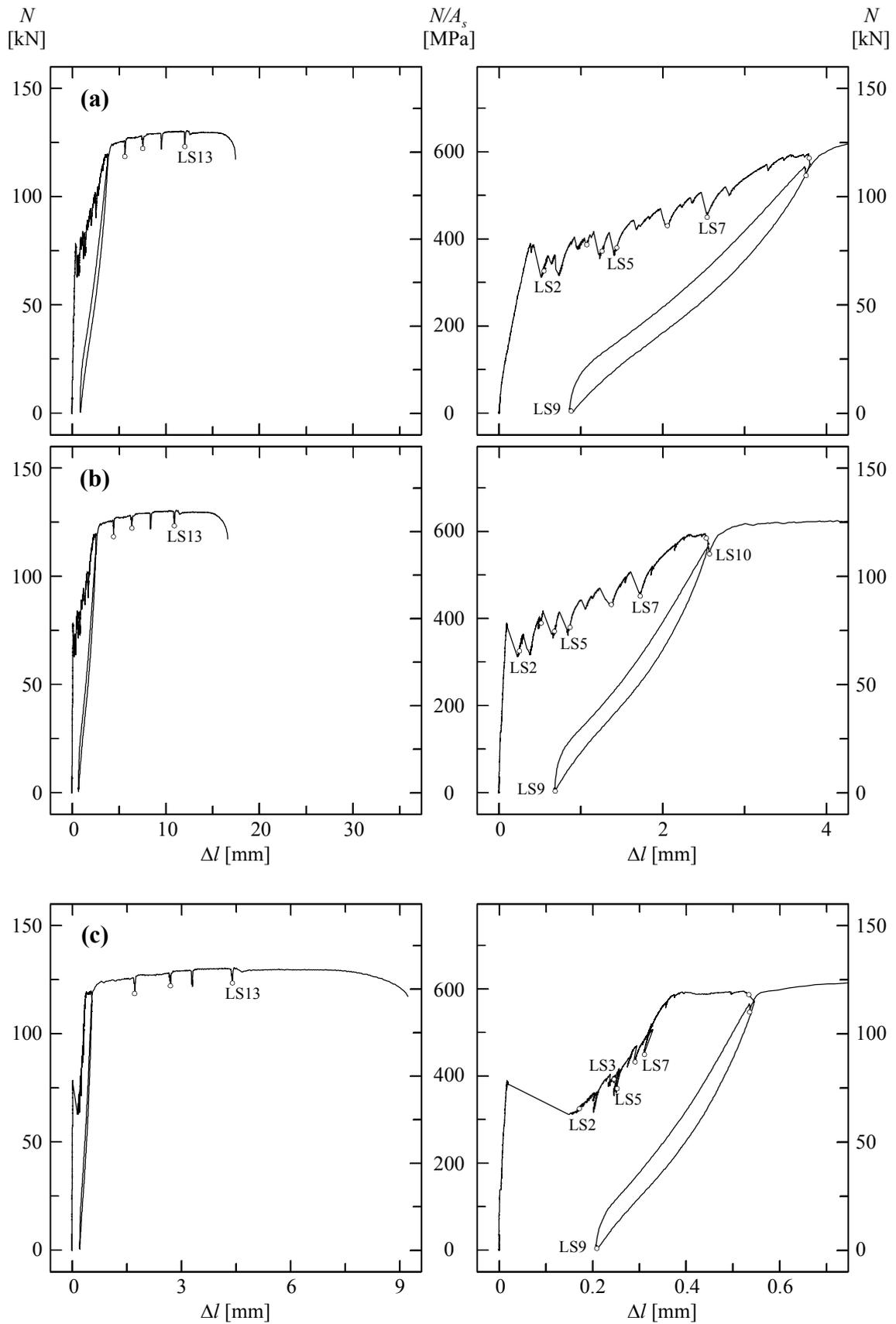


Bild 4.7 – T100.30: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: **(a)** l_1 bis l_3 ; **(b)** l_{1v} und l_{1h} ; **(c)** l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

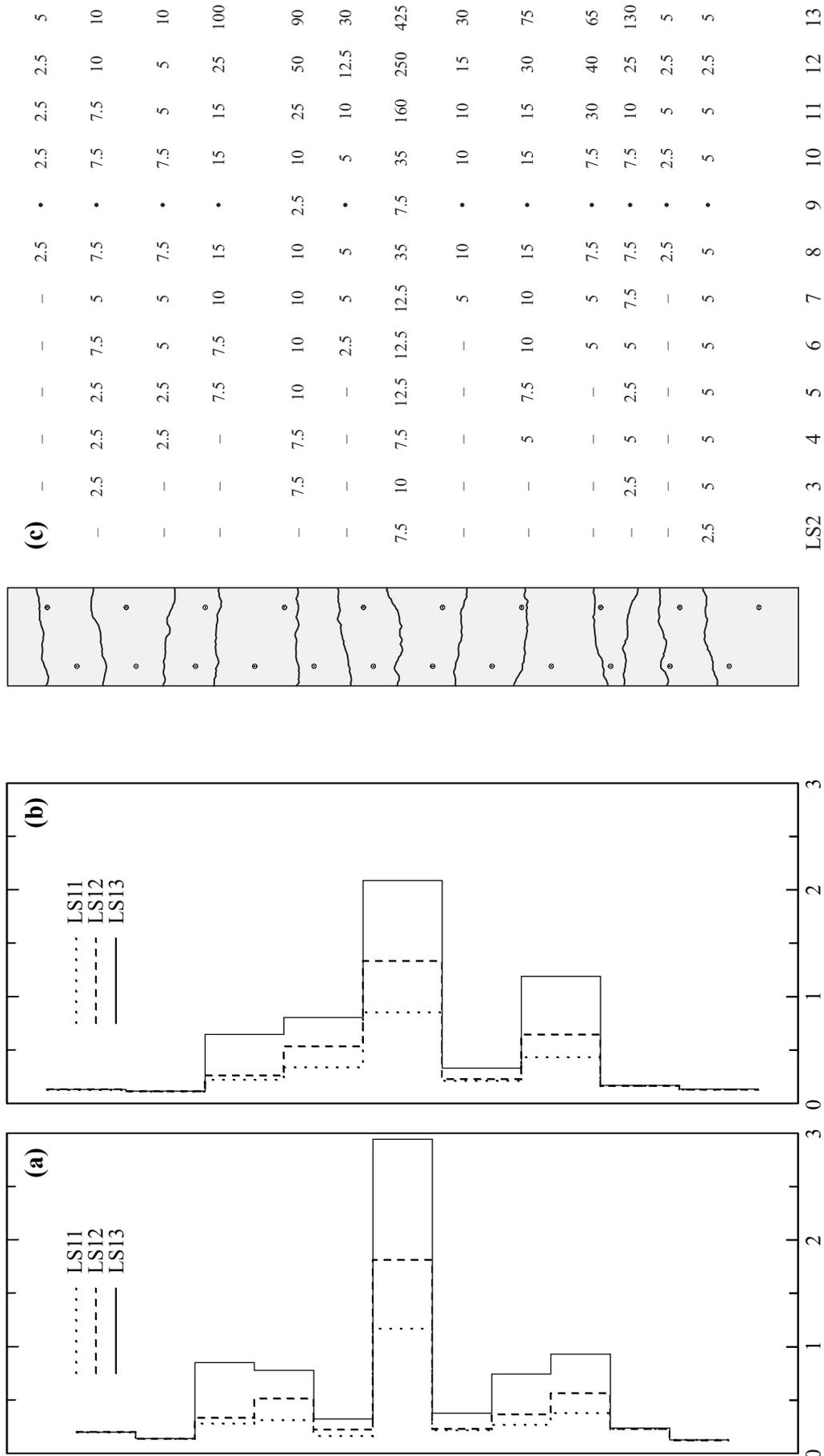


Bild 4.8 – T100.30 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: (a) 10 und 30; (b) 50 und 70; (c) Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

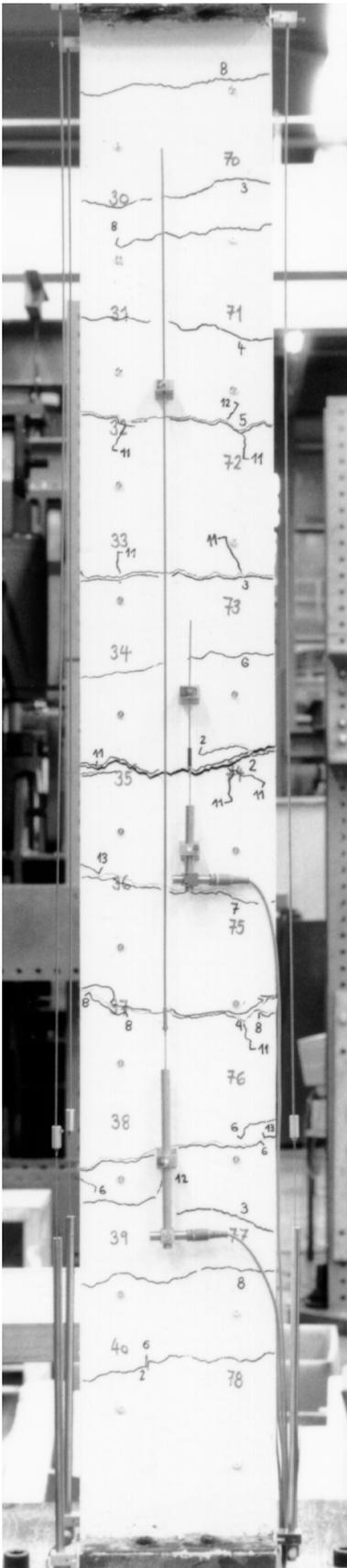


Bild 4.9 – T100.30: Rissbild bei Laststufe 13.

reich zwischen den Lasteinleitungen erreicht. Der mittlere Rissabstand betrug $s_{rm} \approx 160$ mm. Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus und mit zunehmender Längsdehnung bildeten sich vereinzelt in den Ecken des Betonquerschnitts Sekundärrisse und Haarrisse entlang den Längsbewehrungsstäben (siehe Bild 4.9). Wie die Bilder 4.7 und 4.8 verdeutlichen, lokalisierte sich ab Laststufe 11 annähernd die gesamte aufgezogene Verformung im Riss in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe $\varnothing 4$ mm.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei der Höchstlast und beim Bruch betragen $\varepsilon_m = 1.1$ % beziehungsweise $\varepsilon_{mu} = 1.7$ %. Die Bruchlast betrug 89 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.2.4 Zugversuch T75.30

Der Versuchskörper T75.30 war mit dem Versuchskörper T75.0 identisch, hatte jedoch einen Fasergehalt von 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Wie bei den vorangegangenen Versuchen entstand der erste Riss in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe Ø 4 mm. Die bei der Rissbildung gemessene Normalkraft entsprach einer Zugfestigkeit des Betons von $f_{ct} = 2.3$ MPa.

Wie beim Versuch T100.30 war die Bildung einiger Risse während der Versuchsdurchführung kaum wahrnehmbar. Dies betraf in diesem Fall jedoch nur die Risse in den Bereichen der stärker bewehrten Lasteinleitungen. Das abgeschlossene Rissbild im Bereich zwischen den Lasteinleitungen wurde mit Laststufe 7 erreicht. Der mittlere Rissabstand betrug $s_{rm} \approx 220$ mm und war somit annähernd so gross wie beim Versuchskörper T75.0 ohne Stahlfasern. Wie beim Versuchskörper T75.0 bildeten sich zwischen den Laststufen 5 und 6 vereinzelt kurze, von den Hauptrissen ausgehende Haarrisse entlang

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	91	0.57	0.18	0.39	0.06	0.13	0.005	0.034	RL
2	73	0.74	0.22	0.49	0.12	0.35	0.064	0.270	AB
	90	0.91	0.30	0.66	0.18	0.49	0.114	0.393	ME
3	86	1.17	0.48	0.94	0.32	0.64	0.128	0.407	AB
	96	1.32	0.60	1.03	0.39	0.73	0.144	0.428	ME
4	91	1.48	0.69	1.15	0.48	0.90	0.147	0.428	AB
	91	1.65	0.80	1.30	0.53	0.95	0.153	0.431	ME
5	96	1.94	1.04	1.53	0.70	1.17	0.175	0.446	AB
	101	2.02	1.13	1.58	0.76	1.22	0.182	0.452	ME
6	124	2.70	2.08	2.29	1.57	1.60	0.683	0.457	AB
	116	2.91	2.19	2.40	1.57	1.61	0.692	0.469	ME
7	115	3.23	2.50	2.54	1.80	1.85	0.776	0.496	AB
	116	3.26	2.53	2.58	1.84	1.89	0.780	0.498	ME
8	127	4.13	3.39	3.42	2.53	2.50	1.318	1.016	AB
	123	4.15	3.42	3.45	2.57	2.55	1.353	1.059	ME
9	1	1.36	1.42	1.23	1.30	0.99	0.996	0.531	AB
	0	1.32	1.38	1.19	1.28	0.98	0.992	0.524	ME
10	124	4.17	3.43	3.45	2.58	2.59	1.356	1.064	AB
	119	4.19	3.43	3.47	2.58	2.60	1.361	1.074	ME
11	130	6.53	5.80	5.81	4.98	4.90	3.309	3.275	AB
	126	6.57	5.84	5.86	5.03	4.96	3.358	3.334	ME
12	132	8.52	7.79	7.78	7.02	6.89	4.992	5.180	AB
	126	8.56	7.83	7.83	7.08	6.98	5.055	5.257	ME
	134	8.70	7.96	7.96	7.19	7.08	5.118	5.331	HL
13	129	10.68	9.84	9.69	9.08	8.99	6.786	7.198	AB
	125	10.72	9.84	9.72	9.11	9.05	6.824	7.268	ME
	121	12.12	11.54	10.19	10.44	9.94	7.968	8.017	BL

Tabelle 4.4 – Versuch T75.30 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

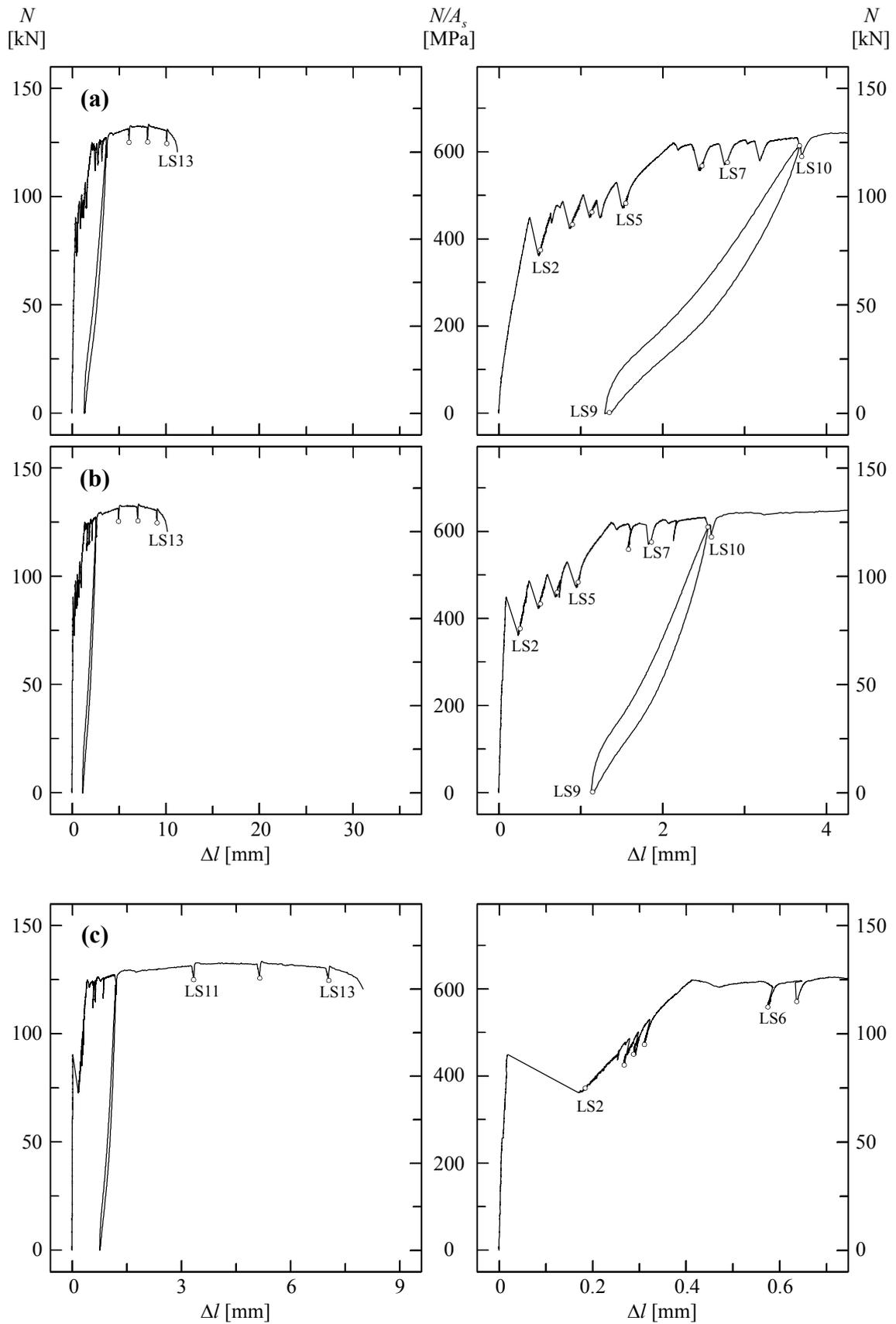


Bild 4.10 – T75.30: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: (a) l_1 bis l_3 ; (b) l_{1v} und l_{1h} ; (c) l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

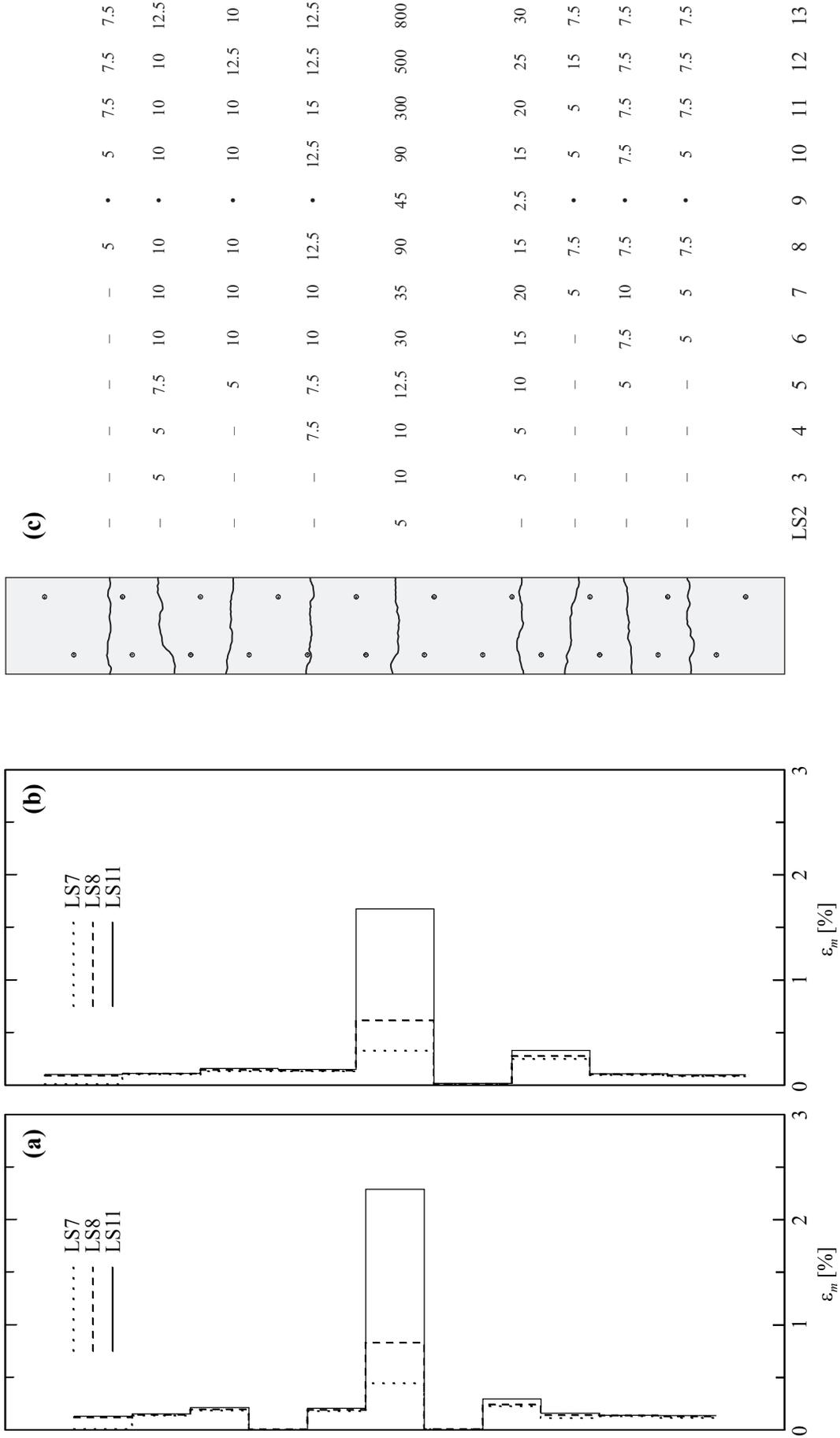


Bild 4.11 – T75.30 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: (a) 10 und 30; (b) 50 und 70; (c) Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

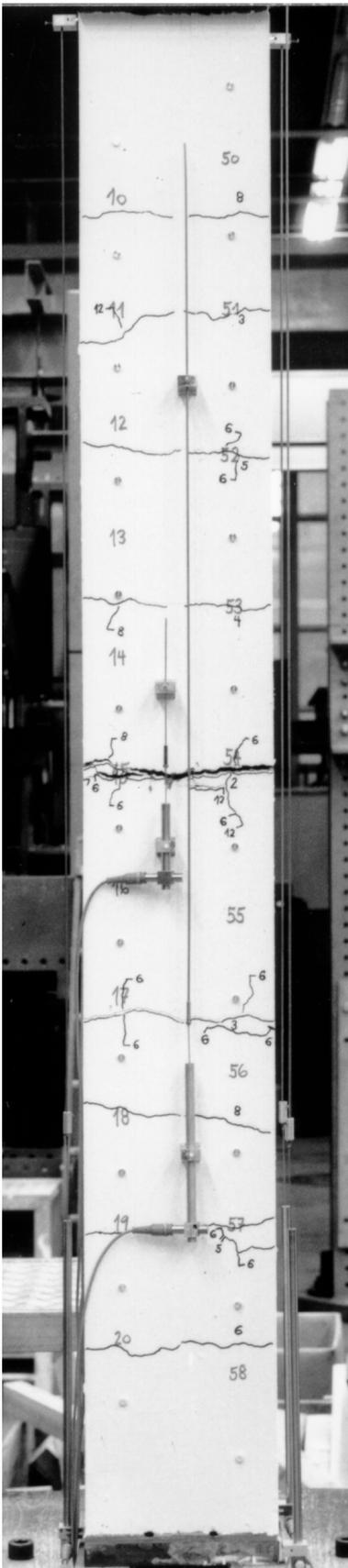


Bild 4.12 – T75.30: Rissbild bei Laststufe 13.

den Längsbewehrungsstäben, die sich im folgenden Versuchsablauf nicht weiter ausdehnten. Mit der Bildung von Sekundärrissen in den Ecken des Betonquerschnitts, kurz vor Laststufe 8, begann sich annähernd die gesamte aufgezwungene Verformung im Riss in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe $\varnothing 4$ mm zu lokalisieren (siehe Bilder 4.10 bis 4.12). Dadurch wurde das Verlängerungsvermögen des Versuchskörpers bei Bruch im Vergleich zu den vorangegangenen Versuchskörpern weiter reduziert.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei der Höchstlast und beim Bruch betragen $\varepsilon_m = 0.7\%$, beziehungsweise $\varepsilon_{mu} = 1.0\%$. Die Bruchlast betrug 90 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.2.5 Zugversuch T100.60

Der Versuchskörper T100.60 unterschied sich von den Versuchskörpern T100.0 und T100.30 durch den erhöhten Fasergehalt. Der Fasergehalt des Versuchskörpers T100.60 betrug 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Im Gegensatz zu den vorangegangenen Versuchen bildeten sich die ersten drei Risse in den Bereichen der Lasteinleitungen an den Stellen der eingelegten Bügel (siehe Bild 2.1). Erst der vierte Riss, der die Laststufe 3 einleitete, bildete sich in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe Ø 4 mm. Die bei der Bildung dieses vierten Risses gemessene Zugkraft betrug $N = 82$ kN, entsprechend einer Betonzugfestigkeit von $f_{ct} = 2.8$ MPa.

Das Entstehen der Risse war, im Gegensatz zu den Versuchskörpern mit 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton, während der Versuchsdurchführung gut wahrnehmbar und jeweils mit einem ausgeprägten Lastabfall verbunden (siehe Bild 4.13). Im Anschluss an Laststufe 9, ab einer gemessenen Zugkraft von ungefähr 130 kN, war in schneller Abfolge

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	79	0.46	0.34	0.33	0.10	0.04	0.019	0.007	RL
2	74	0.79	0.67	0.72	0.11	0.09	0.024	0.007	AB
	70	0.83	0.67	0.71	0.11	0.09	0.025	0.005	ME
3	70	0.98	0.84	0.89	0.32	0.21	0.206	0.115	AB
	66	0.96	0.86	0.89	0.34	0.22	0.224	0.114	ME
4	86	1.67	1.65	1.71	0.70	0.42	0.346	0.203	AB
	83	1.69	1.64	1.71	0.70	0.42	0.342	0.203	ME
5	95	2.04	2.02	2.09	0.99	0.65	0.376	0.236	AB
	92	2.06	2.03	2.09	1.01	0.67	0.374	0.237	ME
6	96	2.24	2.23	2.34	1.24	0.82	0.380	0.248	AB
	94	2.24	2.22	2.35	1.26	0.85	0.377	0.247	ME
7	97	2.50	2.46	2.61	1.47	1.08	0.389	0.255	AB
	96	2.50	2.48	2.62	1.49	1.11	0.387	0.253	ME
8	106	2.75	2.80	2.94	1.75	1.29	0.408	0.265	AB
	103	2.76	2.79	2.94	1.76	1.30	0.405	0.264	ME
9	107	3.34	3.36	3.42	2.23	1.84	0.464	0.274	AB
	106	3.35	3.37	3.42	2.23	1.83	0.460	0.271	ME
10	133	4.19	4.67	5.29	3.74	2.64	1.804	0.522	AB
	127	4.18	4.66	5.30	3.75	2.65	1.836	0.534	ME
11	0	0.98	2.22	2.68	2.22	1.00	1.406	0.276	AB
	0	0.92	2.16	2.63	2.19	0.98	1.399	0.272	ME
12	128	3.98	4.84	5.42	3.88	2.62	1.900	0.514	AB
	123	3.95	4.85	5.43	3.90	2.63	1.918	0.513	ME
	136	5.57	6.67	7.74	5.97	4.33	3.821	2.059	HL
13	133	6.16	7.22	8.12	6.44	4.84	4.211	2.572	AB
	127	6.16	7.22	8.14	6.47	4.86	4.256	2.621	ME
	123	12.36	13.56	14.77	13.02	11.17	10.194	9.111	BL

Tabelle 4.5 – Versuch T100.60 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

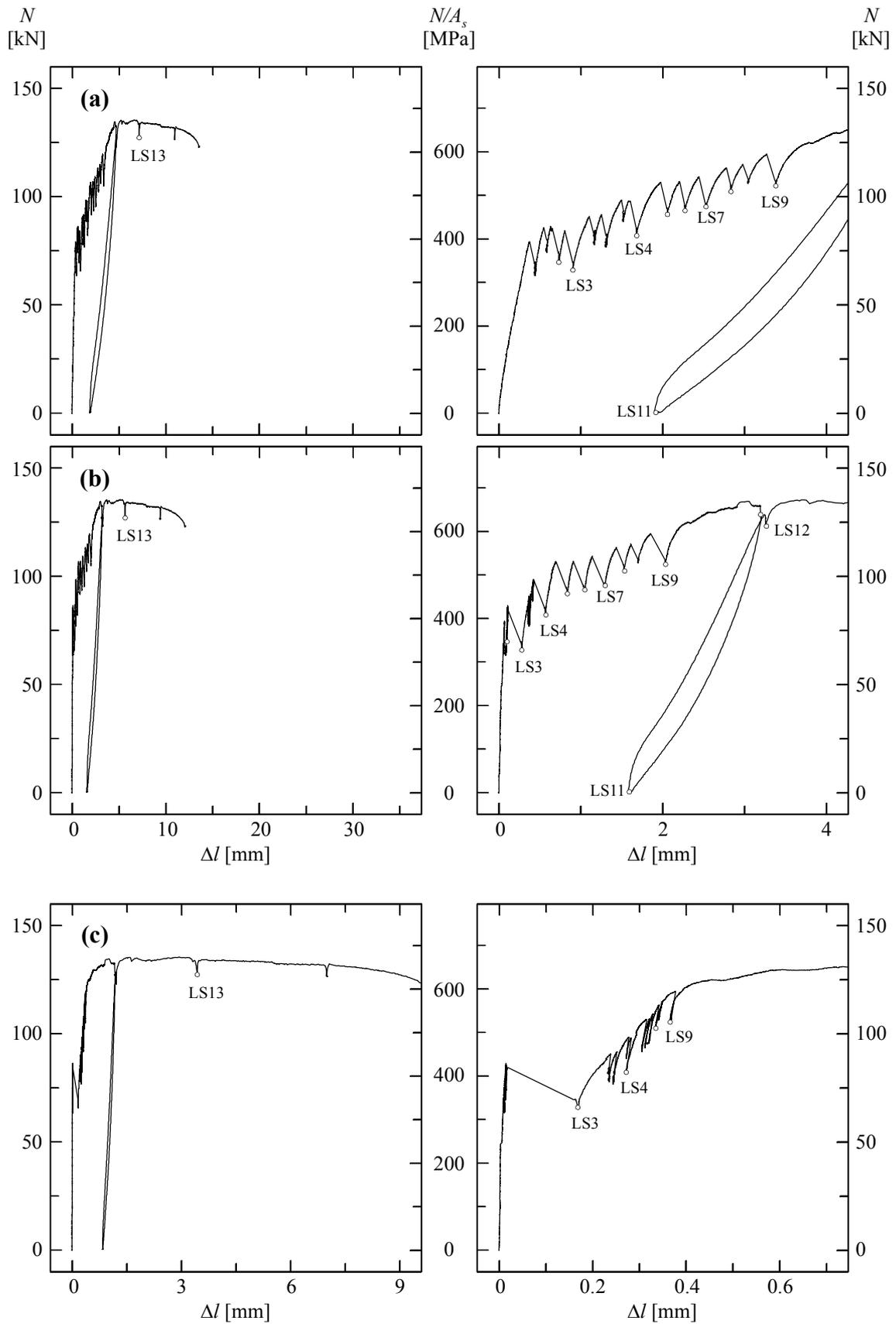


Bild 4.13 – T100.60: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: (a) l_1 bis l_3 ; (b) l_{1v} und l_{1h} ; (c) l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

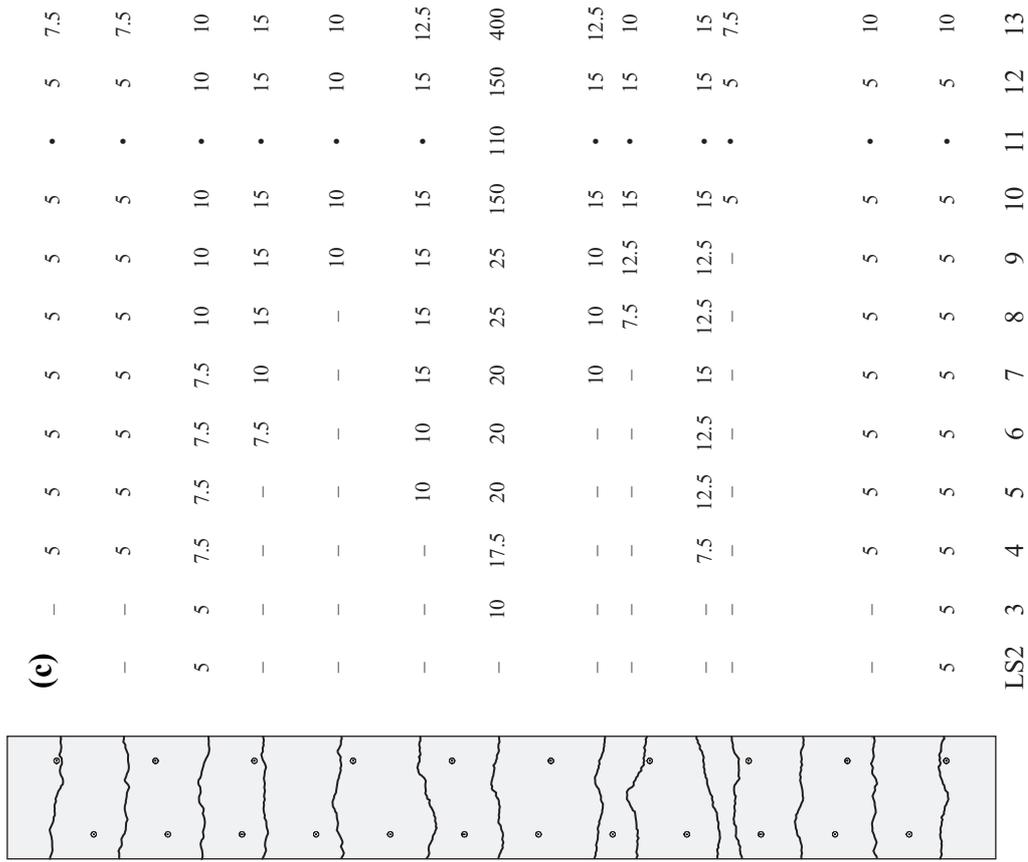


Bild 4.14 – T100.60 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: **(a)** 10 und 30; **(b)** 50 und 70; **(c)** Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

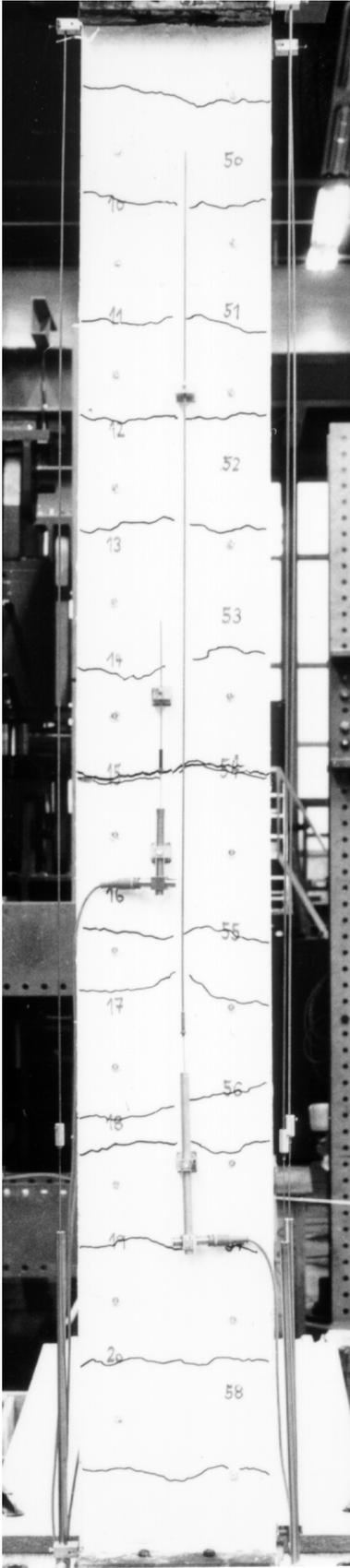


Bild 4.15 – T100.60: Rissbild
bei Laststufe 13.

das für Faserreißen typische Geräusch wahrnehmbar. Die Diagramme in Bild 4.13 (b) zeigen einen entsprechend unruhigen Verlauf. Mit Laststufe 10 war das abgeschlossene Rissbild mit einem mittleren Rissabstand von $s_{rm} \approx 135$ mm erreicht. Noch ausgeprägter als bei den vorangegangenen Versuchskörpern mit Stahlfasern, lokalisierte sich im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus die gesamte aufgezwungene Verformung in einem Riss – wiederum in der Mitte des Versuchskörpers an der Stelle der zwei Querstäbe $\varnothing 4$ mm.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei der Höchstlast und beim Bruch betrugen $\varepsilon_m = 0.5$ %, beziehungsweise $\varepsilon_{mu} = 1.2$ %. Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte wie auch bei den vorangegangenen Versuchskörpern durch Zerreißen zweier Stäbe der Längsbewehrung. Die beim Bruch gemessene Normalkraft $N = 123$ kN entsprach 90 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.2.6 Zugversuch T75.60

Der Versuchskörper T75.60 unterschied sich von den Versuchskörpern T75.0 und T75.30 durch den erhöhten Fasergehalt. Der Fasergehalt des Versuchskörper T75.60 betrug 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton.

Zu Beginn des Versuch bildeten sich zwei Risse im Bereich der oberen Lasteinleitung. Der erste Riss im Bereich zwischen den Lasteinleitungen (Laststufe 2) entstand nicht wie bei allen vorangegangenen Versuchen an der durch die beiden Querstäbe geschwächten Stelle, sondern im ungestörten Bereich. Dabei entstanden von diesem Riss ausgehend auf der Vorderseite des Versuchskörpers, in den Ecken des Betonquerschnitts Sekundärrisse (siehe Bild 4.18). Die bei der Rissbildung gemessene Normalkraft entsprach einer Zugfestigkeit des Betons von $f_{ct} = 2.9$ MPa.

In der Mitte des Versuchskörpers bildeten sich zwei Risse in einem Abstand von nur 30 mm, wobei der erste die Laststufe 3 einleitete und der zweite im Anschluss an Laststufe 3 ohne erkennbaren Lastabfall entstand (Bild 4.16 (c)). Mit Laststufe 8 war das

Laststufe (LS)	N [kN]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_{1v} [mm]	l_{1h} [mm]	l_{2v} [mm]	l_{2h} [mm]	Bemerkung
	112	0.62	0.40	0.40	0.08	0.06	0.012	0.011	RL
2	102	1.09	0.84	0.93	0.33	0.17	0.014	0.010	AB
	97	1.09	0.84	0.94	0.35	0.19	0.015	0.010	ME
3	105	1.41	1.10	1.23	0.55	0.46	0.142	0.238	AB
	102	1.40	1.09	1.25	0.58	0.48	0.163	0.257	ME
4	120	2.03	1.72	1.77	0.83	0.61	0.313	0.345	AB
	118	2.05	1.74	1.77	0.83	0.61	0.313	0.345	ME
5	127	2.69	2.40	2.29	1.20	0.81	0.364	0.404	AB
	124	2.71	2.40	2.29	1.21	0.83	0.361	0.403	ME
6	129	3.18	2.83	2.69	1.47	1.15	0.377	0.435	AB
	125	3.18	2.82	2.70	1.47	1.19	0.371	0.428	ME
7	134	3.60	3.27	3.08	1.84	1.50	0.384	0.454	AB
	131	3.59	3.29	3.09	1.86	1.52	0.380	0.452	ME
8	139	4.13	3.92	3.68	2.24	1.90	0.391	0.481	AB
	138	4.13	3.92	3.69	2.26	1.92	0.389	0.480	ME
	157	4.80	4.68	4.27	2.89	2.46	0.386	0.591	HL
9	154	4.98	4.83	4.51	3.19	2.42	0.380	0.609	AB
	149	4.97	4.83	4.55	3.23	2.43	0.375	0.613	ME
10	0	1.97	2.10	2.00	1.66	1.09	0.124	0.273	AB
	1	1.88	2.03	1.93	1.62	1.05	0.116	0.264	ME
11	146	4.93	4.84	4.57	3.29	2.41	0.363	0.627	AB
	142	4.94	4.82	4.58	3.29	2.43	0.361	0.629	ME
12	144	5.72	5.91	7.51	5.35	3.96	0.287	0.916	AB
	137	5.74	5.91	7.51	5.37	4.00	0.281	0.910	ME
13	137	7.71	7.85	8.61	6.93	5.58	0.283	0.912	AB
	130	7.73	7.84	8.63	6.96	5.62	0.278	0.905	ME
	118	15.35	15.38	13.22	13.22	11.96	0.275	0.885	BL

Tabelle 4.6 – Versuch T75.60 (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

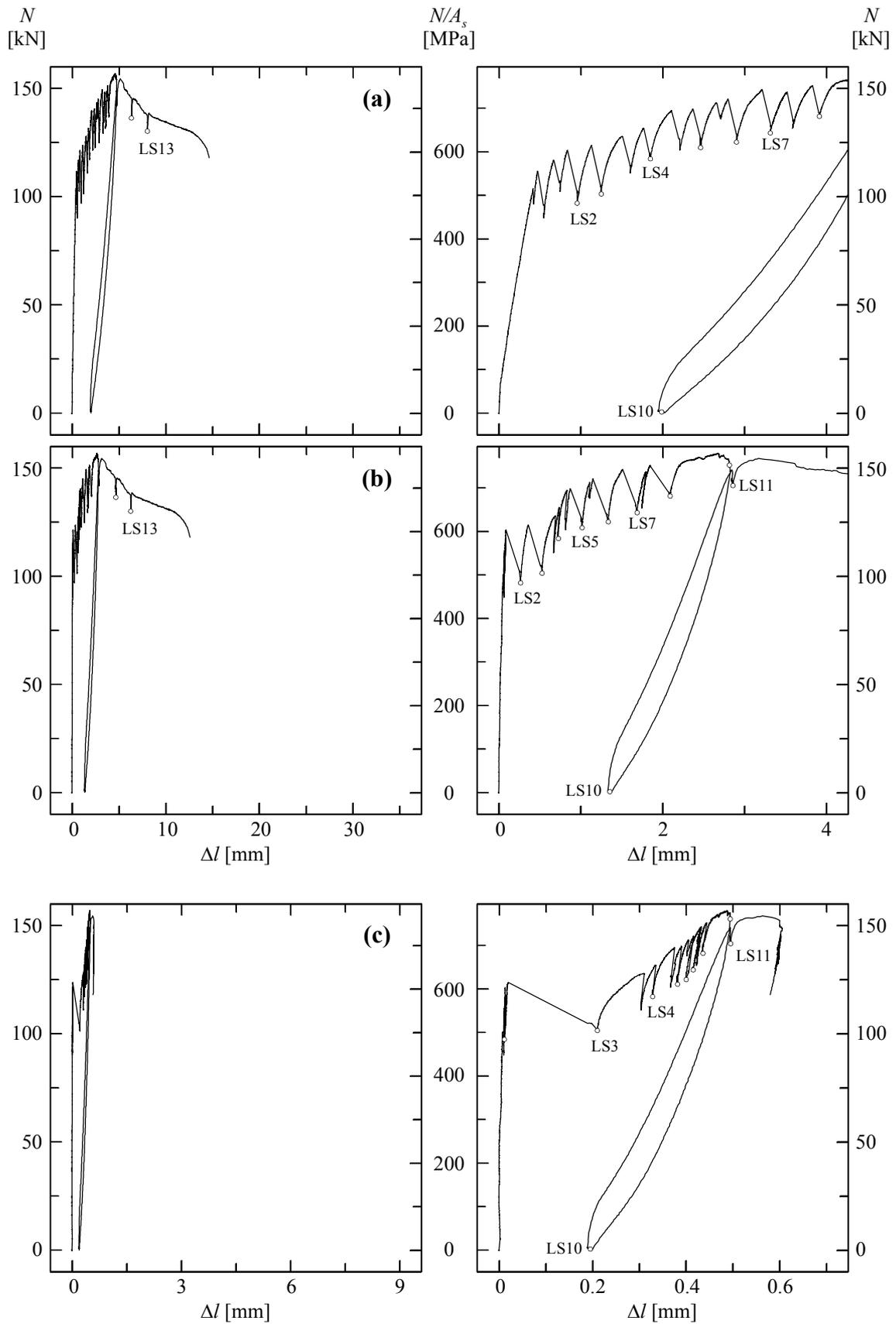


Bild 4.16 – T75.60: Zugkraft-Verlängerungsdiagramme; Δl ermittelt aus: (a) l_1 bis l_3 ; (b) l_{1v} und l_{1h} ; (c) l_{2v} und l_{2h} (Mittelwerte der Wegmessungen).

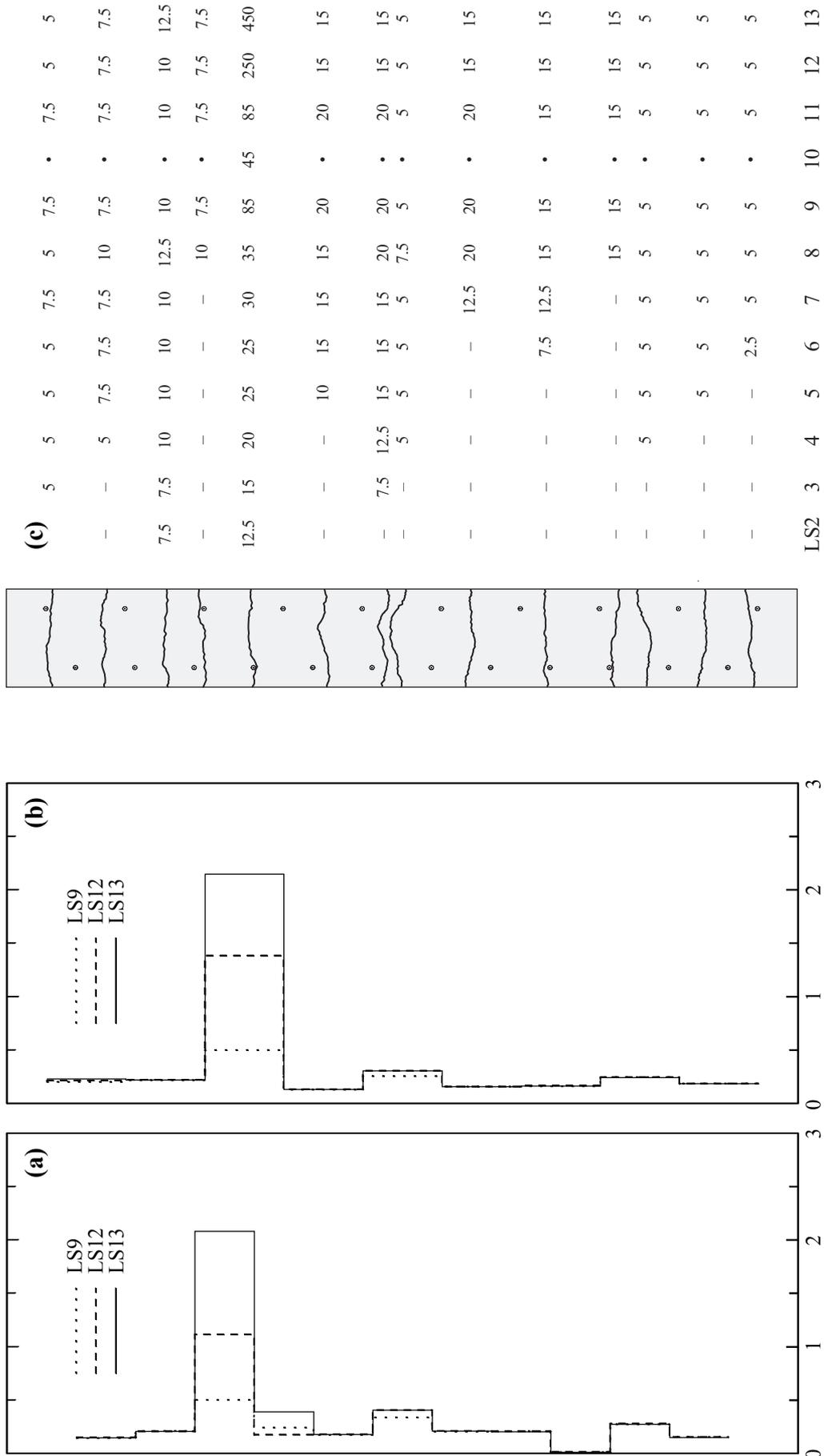


Bild 4.17 – T75.60 : Mittlere Längsdehnungen aus den Messreihen: (a) 10 und 30; (b) 50 und 70; (c) Rissbild und Rissbreiten [mm/100].

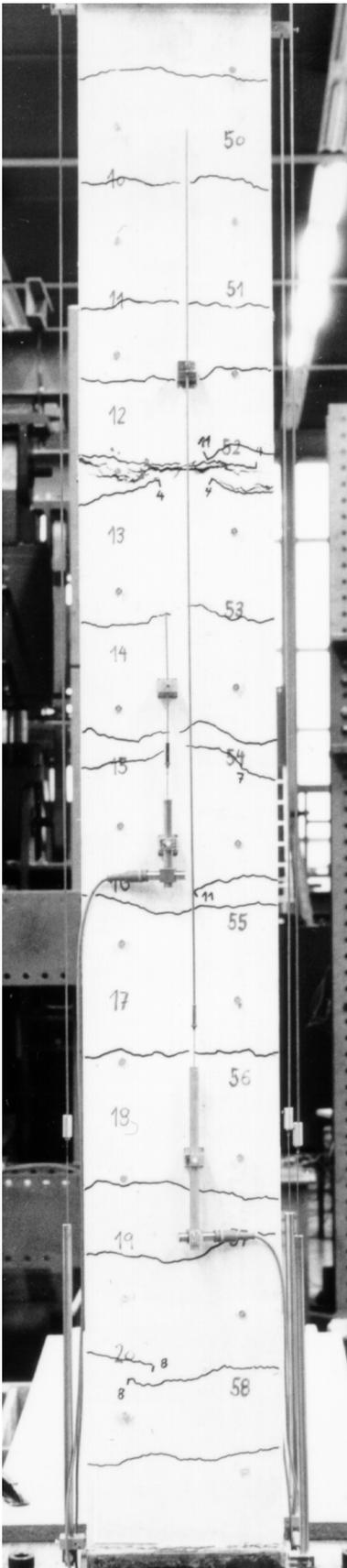


Bild 4.18 – T75.60: Rissbild bei Laststufe 13.

abgeschlossene Rissbild erreicht. Unter Berücksichtigung des sehr kleinen Rissabstandes in der Mitte des Versuchskörpers betrug der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den Lasteinleitungen $s_{rm} \approx 140$ mm, ansonsten $s_{rm} \approx 170$ mm. Im Gegensatz zu den Versuchskörpern T75.0 und T75.30 bildeten sich auch im weiteren Versuchablauf keine Haarrisse entlang den Längsbewehrungsstäben. Im Anschluss an Laststufe 8, im Verfestigungsbereich des Betonstahls, bildeten sich in der näheren Umgebung des fünftobersten Risses zusätzliche Sekundärrisse, die sich im weiteren Versuchablauf zu einem einzigen Hauptriss sammelten. Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus konzentrierte sich die gesamte aufgezwungene Verformung in diesem Hauptriss. Das Verlängerungsvermögen des Versuchskörpers beim Bruch war im Vergleich zu den vorangegangenen Versuchskörpern stark reduziert, und die Entfestigung im Anschluss an die Höchstlast $N = 157$ kN war entsprechend ausgeprägter.

Die mittleren Längsdehnungen zwischen den Lasteinleitungen bei der Höchstlast und beim Bruch betrugen $\varepsilon_m = 0.3$ %, beziehungsweise $\varepsilon_{mu} = 1.3$ %. Die Bruchlast betrug 75 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

4.3 Biegeversuche

In der Folge werden die wichtigsten Resultate jedes einzelnen Biegeversuchs dargestellt. Es werden gezeigt:

- Eine tabellarische Zusammenstellung des Versuchsablaufs. Diese beinhaltet alle aus den fest verdrahteten Messungen gewonnenen Messwerte zu Beginn und Ende der Laststufen sowie bei den Belastungszuständen Höchst- und Bruchlast.

Bei den Versuchskörpern ohne Stahlfasern sind zusätzlich die Messwerte bei Erstrissbildung (Risslast) gegeben. Bei den Versuchskörpern mit Stahlfasern war der Beginn der Rissbildung mit den verwendeten Messgeräten nicht eindeutig bestimmbar;

- Last- beziehungsweise Momenten-Durchbiegungsdiagramme für die ideale Durchbiegung $w_{5(id)}$ in der Mitte der Versuchskörper (siehe Gleichung 4.2) für den gesamten Versuchsablauf und als Ausschnitt bis zum Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes. Als Moment ist das mittlere Moment M_m im Bereich der beiden induktiven Wegmesser u_1 und u_2 (siehe Bild 3.5) angegeben;
- Last- beziehungsweise Momenten-Krümmungsdiagramme, ermittelt aus den Messwerten der induktiven Wegmesser u_1 und u_2 (Bild 3.5). Als Moment ist wiederum M_m angegeben;
- Momentenverläufe und Biegelinien für ausgewählte Laststufen und die Belastungszustände Höchst- und Bruchlast sowie, wenn vorhanden, für die Risslast;
- Krümmungen entlang der Längsachse für ausgewählte Laststufen, ermittelt aus den Messwerten der manuellen Messungen;
- Ein schematisches Rissbild und die Entwicklung der Rissbreiten. Die zum Zeitpunkt einer Laststufe noch nicht vorhandenen Risse sind mit einem Bindestrich (–) gekennzeichnet, das Aufzählungszeichen (•) deutet auf sehr feine, mit einem Rissmassstab nicht messbare Rissbreiten hin;
- Manuell gemessene mittlere Längsdehnungen ε_m für ausgewählte Laststufen.

Beim vorgespannten Versuchskörper *BP.60* in Kapitel 4.3.8 wird zusätzlich gezeigt:

- Ein Litzenkraft-Durchbiegungsdiagramm. Als Durchbiegung ist die ideale Durchbiegung $w_{5(id)}$ in der Mitte der Versuchskörper angegeben.

4.3.1 Biegeversuch *B100.0*

Der Versuch *B100.0* war als Referenzversuch konzipiert. Der Längsbewehrungsgehalt $\rho_s = 0.152\%$ entsprach gemäss [19] dem minimalen Bewehrungsgehalt. Der Fasergehalt betrug 0 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Bei einer Last $Q = 14.7$ kN und einem mittleren Moment $M_m = 16.5$ kNm, entsprechend einer Betonrandzugspannung bei Rissbildung von $\sigma_{cr} = 3.4$ MPa, entstanden im Bereich zwischen den Auflagern die ersten Biegerisse.

Anschliessend bildeten sich noch vor Erreichen der Fließspannung des Bewehrungsstahls zusätzlich vier weitere Biegerisse in diesem Bereich, bevor kurz vor Laststufe 4, in geringem Abstand zum bereits bestehenden Riss über dem rechten Auflager, ein weiterer Riss entstand. Gleichzeitig nahm die gemessene Last ab und ein grosser Teil der aufgezwungenen Verformungen lokalisierten sich in einem Riss (siehe Bilder 4.20 (c) und 4.21). Dieses Verhalten kann auf eine lokale Verschlechterung der Verbundbedingungen zurückgeführt werden. Der mittlere Abstand der Hauptrisse im Bereich zwischen den Auflagern betrug $s_{rm} \approx 180$ mm.

Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus (Laststufen 4, 5 und 6) und mit zunehmenden aufgezwungenen Verformungen bildeten sich in unmittelbarer Nähe der Hauptrisse vereinzelt sekundäre Nebenrisse in den Ecken des Betonquerschnitts. Im Vergleich zu den umliegenden Rissen öffneten sich infolge lokaler Verschlechterung der Ver-

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	9.0	0.35	0.57	0.65	0.63	0.60	0.57	0.31	0.04	-0.04	0.00	AB
	8.8	0.36	0.59	0.67	0.66	0.61	0.59	0.32	0.05	-0.04	0.00	ME
	14.7	0.85	1.50	1.77	1.72	1.66	1.47	0.78	0.19	-0.12	-0.02	RL
3	14.7	0.85	1.51	1.78	1.73	1.67	1.48	0.78	0.19	-0.12	-0.02	AB
	13.7	1.02	1.80	2.17	2.15	2.11	1.83	0.97	0.25	-0.14	-0.04	ME
	20.9	5.65	10.91	13.53	14.44	13.68	11.46	5.87	1.99	-0.59	-0.84	HL
4	19.8	6.25	12.07	15.09	16.41	16.01	13.72	6.75	2.03	-0.59	-0.99	AB
	18.4	7.44	14.49	18.46	20.83	21.39	19.15	9.74	2.01	-0.58	-1.31	ME
5	1.2	4.26	8.18	10.59	12.21	13.05	11.92	6.03	0.95	-0.24	-0.87	AB
	1.1	4.19	8.07	10.45	12.07	12.90	11.78	5.96	0.93	-0.24	-0.86	ME
6	18.6	7.46	14.52	18.48	20.85	21.41	19.18	9.76	2.01	-0.57	-1.31	AB
	18.0	7.45	14.50	18.45	20.83	21.37	19.13	9.69	2.01	-0.57	-1.31	ME
7	19.2	10.32	20.31	26.35	30.80	32.34	28.26	14.32	4.12	-0.91	-1.95	AB
	18.6	10.27	20.25	26.29	30.78	32.28	28.20	14.29	4.13	-0.90	-1.95	ME
	20.0	29.55	59.57	77.04	86.58	91.04	77.83	38.60	7.40	-1.36	-5.89	BL

Tabelle 4.7 – Versuch *B100.0* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

bundeigenschaften im Verlaufe des weiteren Versuchs immer wieder einzelne Risse unverhältnismässig stark. Der damit einhergehende Lastabfall ist in Bild 4.19 (a) gut erkennbar.

Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung im Haupttriss links neben dem rechten Auflager (siehe Bild 4.21). Die dabei gemessene Last $Q = 20.0$ kN entsprach 96 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die idealen Durchbiegungen in der Mitte des Versuchskörpers bei Höchstlast und bei Bruch waren $w_{5(id)} = 14.4$ mm beziehungsweise $w_{5(id),u} = 86.6$ mm.

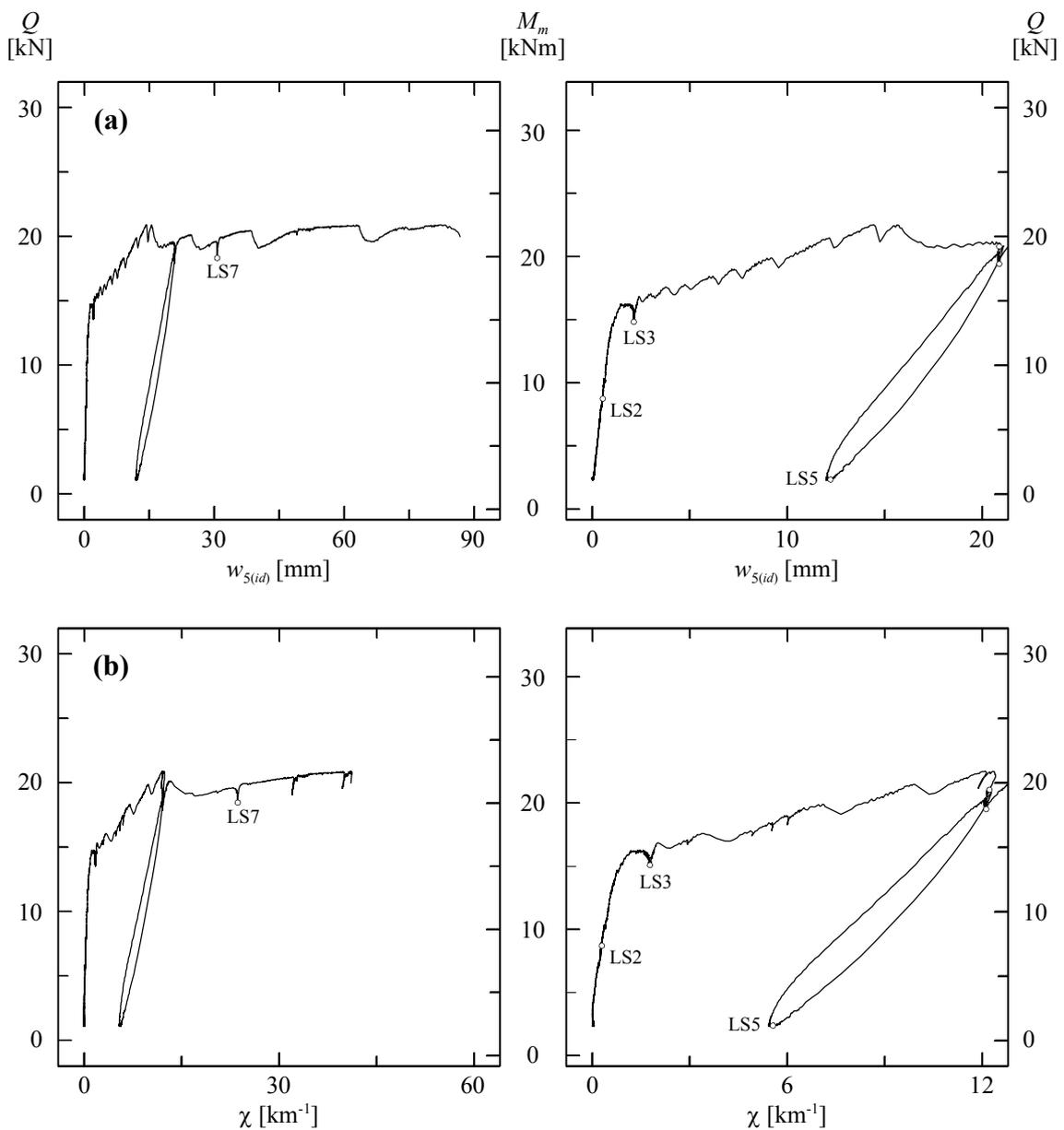


Bild 4.19 – B100.0: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

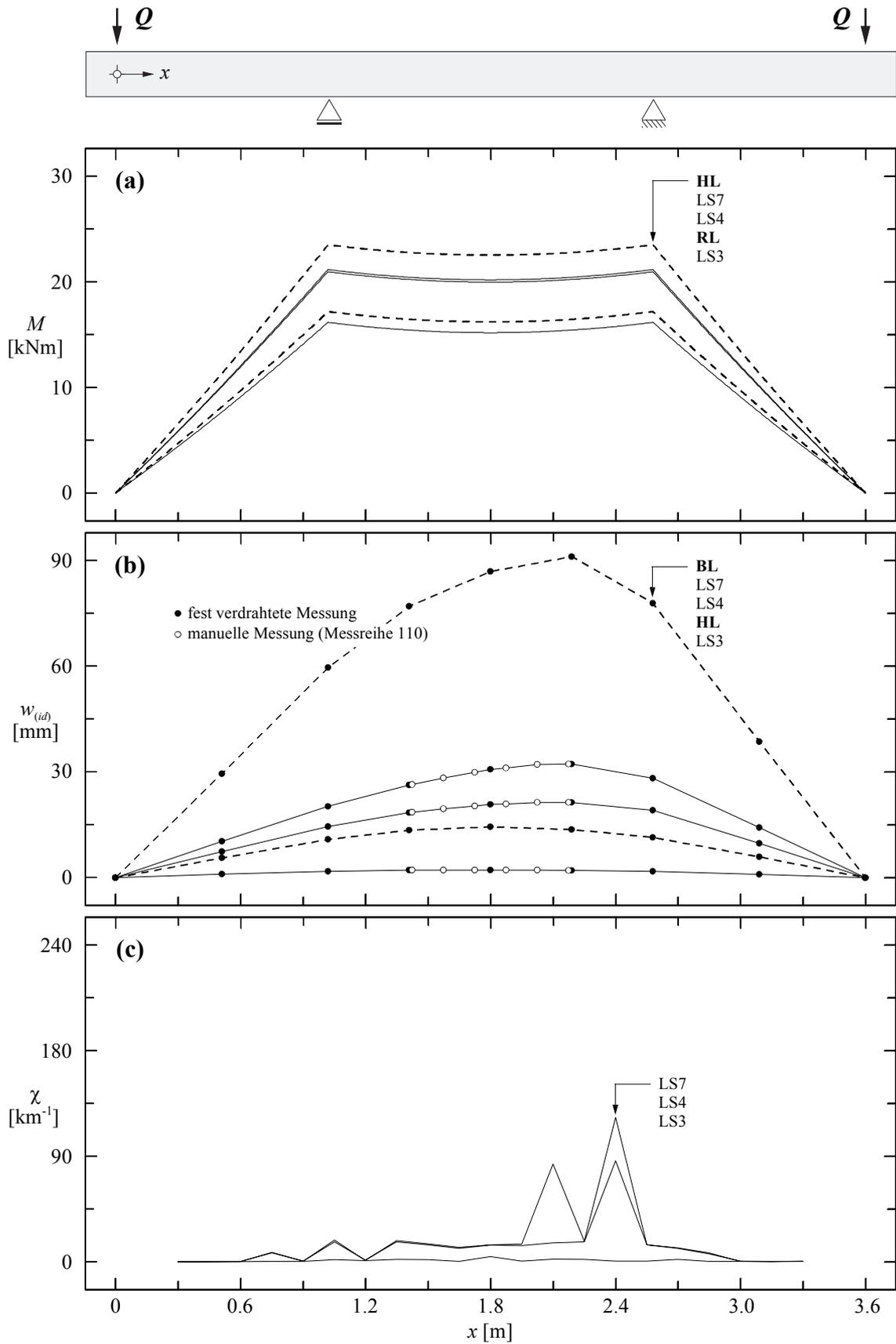


Bild 4.20 – *B100.0*: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

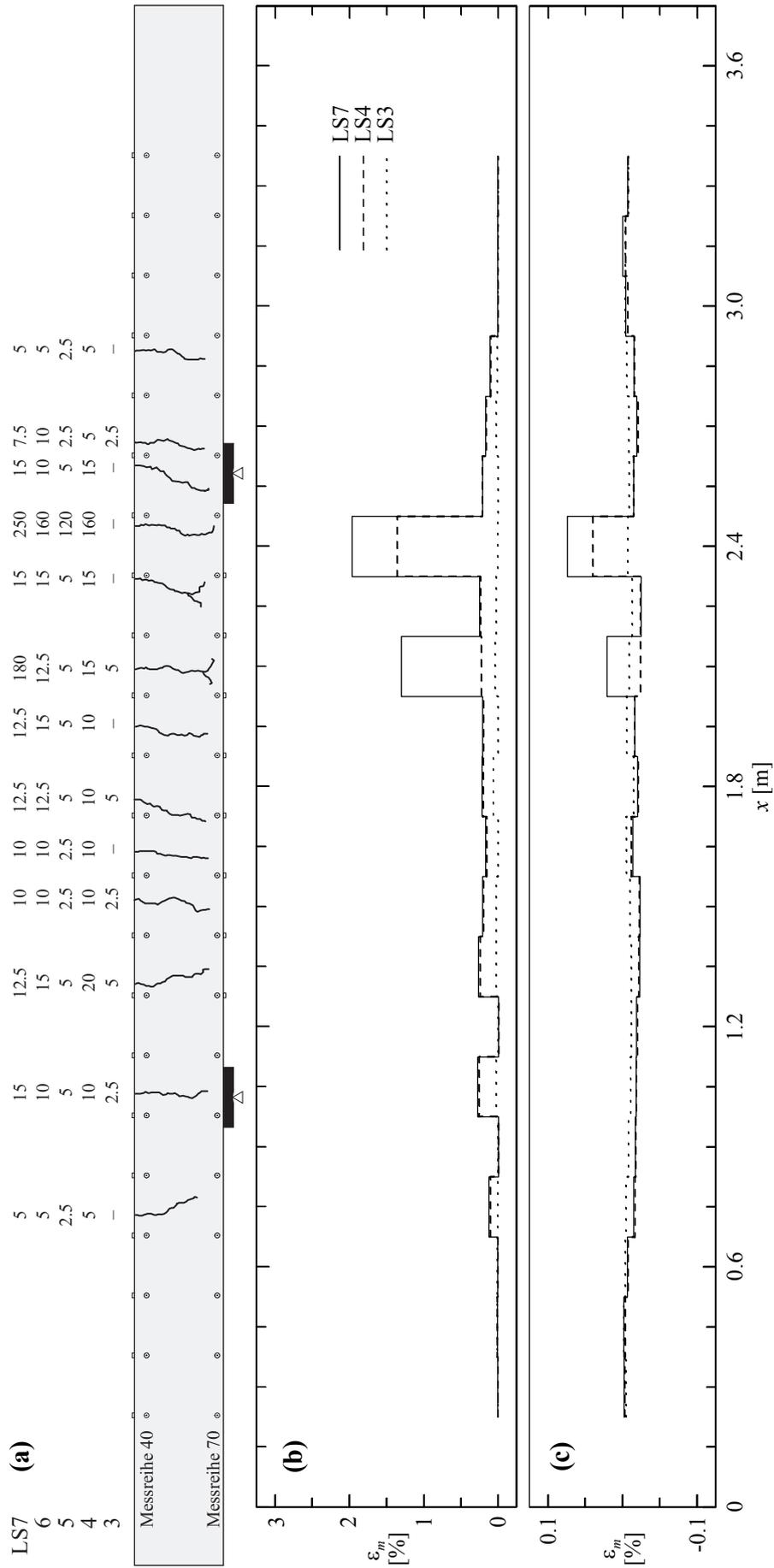


Bild 4.21 – B100.0: **(a)** Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; **(b)** mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihen 40) und **(c)** mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.2 Biegeversuch *B75.0*

Der Versuchskörper *B75.0* war entsprechend dem Versuch *B100.0* als Referenzversuch konzipiert. Der Längsbewehrungsgehalt $\rho_s = 0.114\%$ entsprach gemäss [19] ungefähr 75 % der erforderlichen Mindestbewehrung. Der Fasergehalt betrug wie beim vorangegangenen Versuch 0 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Bei einer Last $Q = 11.7 \text{ kN}$ und einem mittleren Moment $M_m = 13.5 \text{ kNm}$ ($\sigma_{cr} = 2.8 \text{ MPa}$) entstanden die ersten Biegerisse.

Während des anschliessenden Versuchsablaufs bis zu Beginn des Ent- und Wiederbelastungszyklus (Laststufe 6) wechselten sich die Bildung neuer Risse und starkes Öffnen bereits vorhandener Risse ab. Vereinzelt bildeten sich einseitig, auf der Vorder- oder Rückseite des Versuchskörpers Sekundärrisse, die auf der Oberseite des Versuchskörpers mit den Hauptrissen zusammenliefen (z.B. fünfter Riss von links in Bild 4.24 (a)). Dabei befanden sich die Betonstäbe in den Rissquerschnitten bereits im Verfestigungsbereich, und die Diagramme in Bild 4.22 (a) zeigen einen entsprechend unruhigen Verlauf. Der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den Auflagern betrug $s_{rm} \approx 260 \text{ mm}$.

Wie aus den Diagrammen in Bild 4.22 (b) und Bild 4.24 ersichtlich, lokalisierten sich ab Laststufe 8 die aufgezwungenen Verformungen in einem Riss, nahe dem rechten Auf-

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	10.9	0.52	0.85	1.42	1.15	1.07	0.86	0.48	0.07	-0.07	0.01	AB
	10.5	0.54	0.90	1.44	1.20	1.08	0.89	0.49	0.07	-0.07	0.00	ME
	11.7	0.60	0.98	1.57	1.31	1.19	0.98	0.54	0.08	-0.08	0.00	RL
3	11.5	0.62	1.01	1.60	1.35	1.22	1.00	0.56	0.08	-0.08	0.01	AB
	10.9	0.63	1.04	1.60	1.34	1.21	1.01	0.55	0.09	-0.07	0.00	ME
4	13.1	1.48	2.66	3.34	3.20	3.26	2.99	1.59	0.13	-0.10	0.01	AB
	12.1	1.50	2.73	3.34	3.24	3.29	3.02	1.60	0.15	-0.10	0.01	ME
5	12.9	2.47	4.61	5.61	6.05	6.39	5.55	2.87	0.45	-0.20	-0.03	AB
	12.3	2.69	4.63	5.63	6.01	6.41	5.52	2.82	0.46	-0.20	-0.03	ME
	15.5	4.12	7.91	9.86	10.24	9.99	8.30	4.26	0.89	-0.34	-0.27	HL
6	13.2	5.10	9.99	12.64	13.87	14.47	12.39	6.25	0.88	-0.32	-0.47	AB
	12.8	5.10	10.00	12.65	13.87	14.49	12.42	6.26	0.86	-0.32	-0.47	ME
7	1.1	3.34	6.49	8.28	9.37	9.98	8.66	4.35	0.50	-0.16	-0.48	AB
	1.2	3.31	6.40	8.17	9.24	9.88	8.57	4.32	0.49	-0.15	-0.46	ME
8	12.9	5.13	9.97	12.65	13.86	14.51	12.43	6.27	0.88	-0.32	-0.46	AB
	12.6	5.12	9.98	12.65	13.85	14.51	12.43	6.27	0.88	-0.32	-0.46	ME
9	13.9	6.96	13.67	17.71	20.14	21.89	19.07	9.59	0.96	-0.35	-0.79	AB
	13.7	6.98	13.70	17.74	20.17	21.94	19.11	9.61	0.96	-0.35	-0.80	ME
10	14.4	9.82	19.44	25.63	30.19	33.90	29.96	15.10	1.01	-0.36	-1.30	AB
	14.2	9.82	19.46	25.65	30.20	33.93	29.98	15.12	1.01	-0.36	-1.30	ME
	13.7	12.08	24.05	31.95	38.28	43.68	38.84	19.58	1.02	-0.36	-1.72	BL

Tabelle 4.8 – Versuch *B75.0* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

lager, im Bereich maximaler Momentenbeanspruchung. Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung in diesem Riss (siehe Bild 4.24).

Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte der Versuchskörper bei Höchstlast und bei Bruch waren $w_{5(id)} = 10.2$ mm beziehungsweise $w_{5(id),u} = 38.3$ mm. Die Last beim Bruch betrug mit $Q = 13.7$ kN 88 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

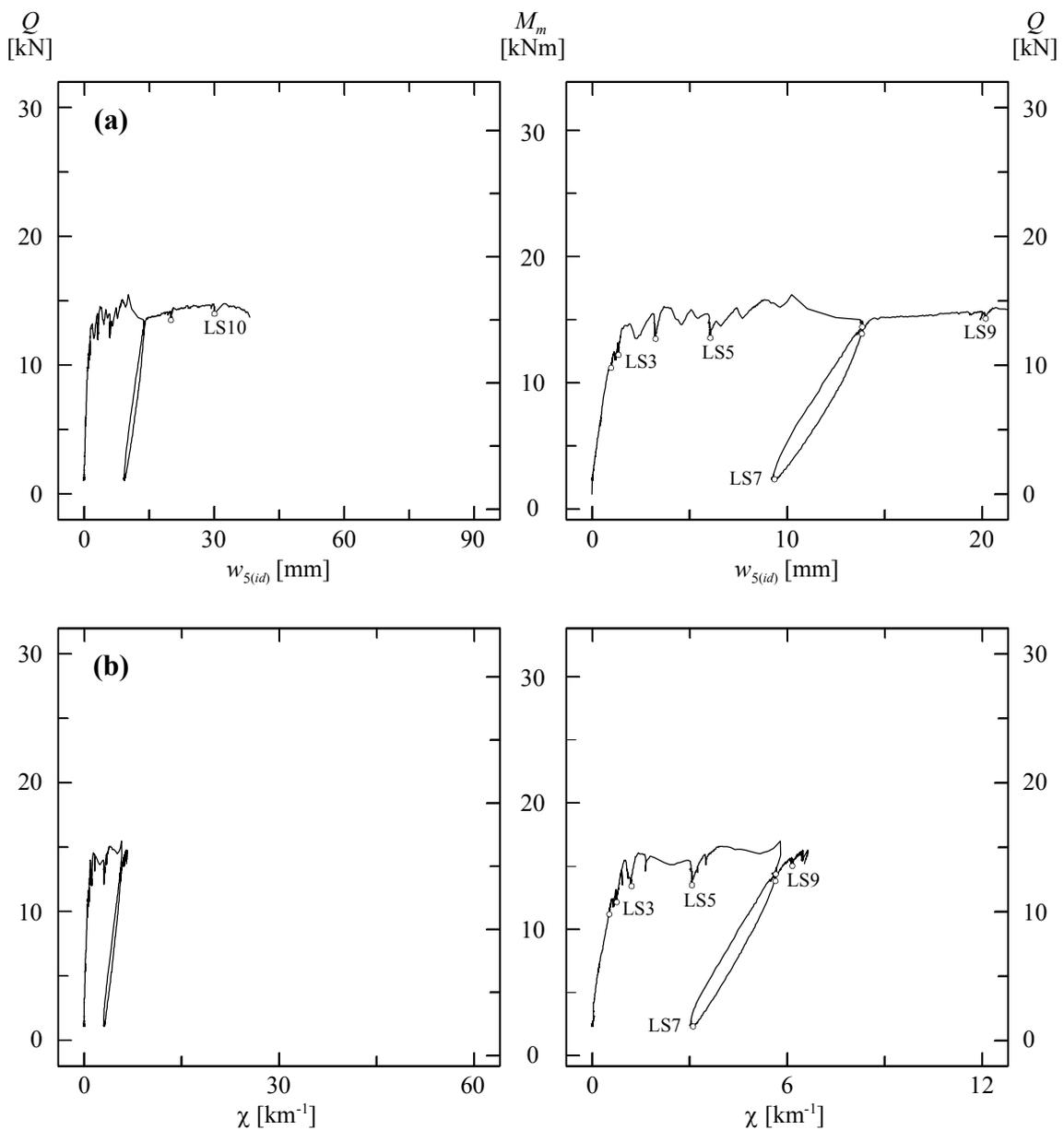


Bild 4.22 – B75.0: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

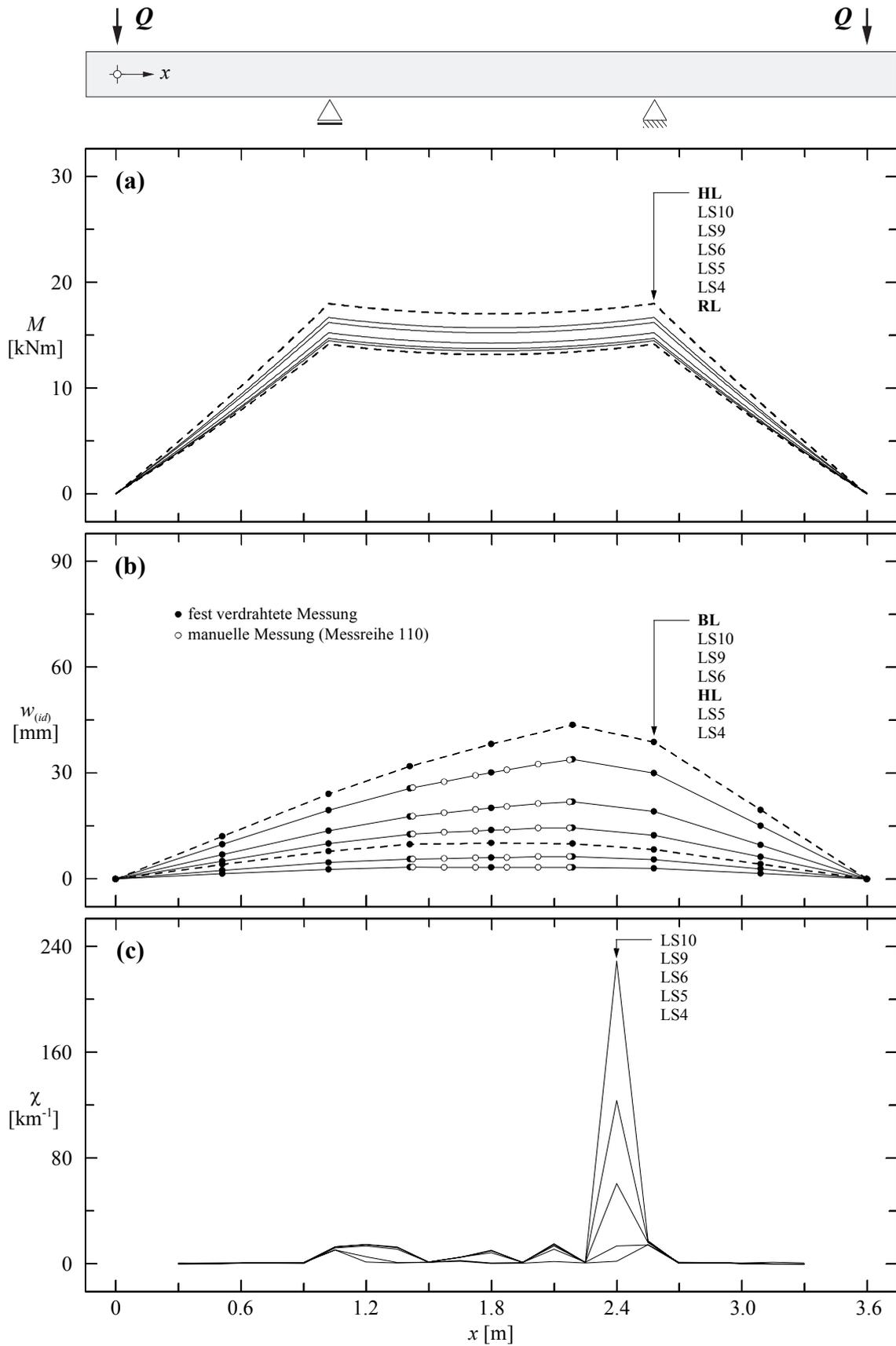


Bild 4.23 – B75.0: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

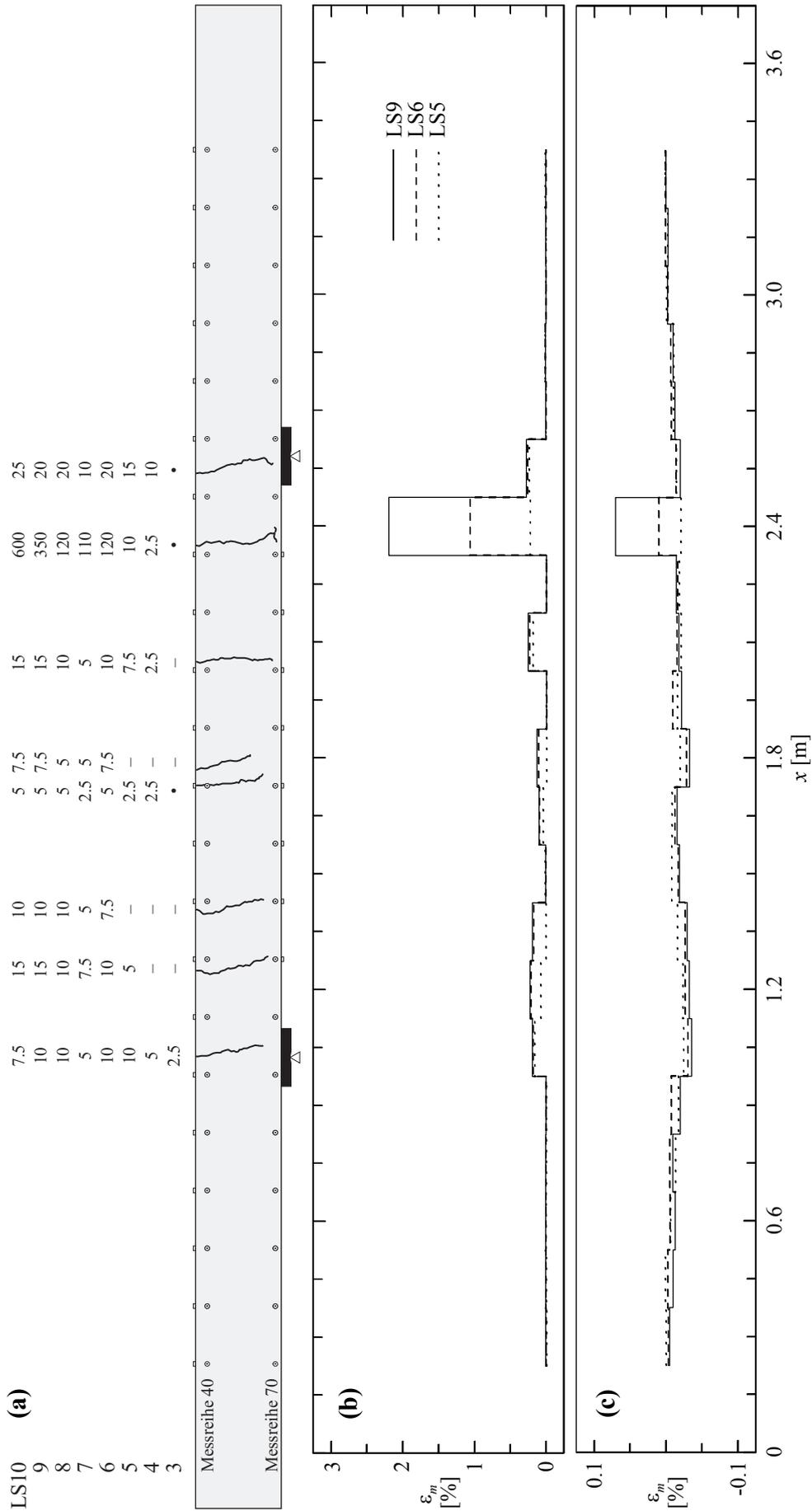


Bild 4.24 – B75.0: (a) Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; (b) mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihen 40) und (c) mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.3 Biegeversuch *B100.30*

Die Stabstahlbewehrung des Versuchskörpers *B100.30* war mit derjenigen des Versuchskörpers *B100.0* identisch. Um den Einfluss einer geringen Menge Stahlfasern auf die Rissbildung und das Verformungsvermögen zu untersuchen, enthielt dieser Versuchskörper jedoch 30 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Schon vor Erreichen der Laststufe 2, ab einer Last von $Q \approx 7$ kN, bildeten sich im Bereich zwischen den Auflagern feine, kaum sichtbare Risse. Im Anschluss an Laststufe 3 nahm die Steifigkeit des Versuchskörpers merklich ab (siehe Bild 4.25), und es bildeten sich auf der Oberseite des Versuchskörpers von den Hauptrissen ausgehende, sich verästelnde Sekundärrisse. Mit Laststufe 7 wurde das abgeschlossene Rissbild mit einem mittleren Rissabstand im Bereich zwischen den Auflagern von $s_{rm} \approx 150$ mm erreicht. Im Vergleich mit dem Versuch *B100.0* war somit der Rissabstand bei Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes um rund 17 % kleiner.

Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus konnte die Last nur mehr wenig gesteigert werden, bevor sich ein ausgeprägt entfestigendes Verhalten einstellte. Dabei lokalisierten sich die aufgezungenen Verformungen in einem Riss (siehe

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	9.1	0.40	0.44	0.84	0.81	0.85	0.46	0.39	0.08	-0.06	0.00	AB
	8.0	0.42	0.50	0.89	0.84	0.89	0.52	0.41	0.08	-0.06	0.00	ME
3	12.2	0.70	0.95	1.52	1.51	1.55	1.02	0.71	0.15	-0.10	0.00	AB
	10.7	0.77	1.04	1.60	1.54	1.62	1.12	0.76	0.15	-0.10	0.01	ME
4	14.5	1.25	1.90	2.68	2.67	2.72	1.97	1.23	0.24	-0.15	0.00	AB
	12.8	1.26	1.93	2.69	2.67	2.74	2.00	1.24	0.24	-0.15	-0.01	ME
5	16.6	2.15	3.61	4.90	5.04	4.90	3.67	2.09	0.56	-0.28	-0.20	AB
	14.8	2.11	3.60	4.89	5.04	4.88	3.66	2.07	0.58	-0.28	-0.21	ME
6	19.8	3.96	7.26	9.56	10.05	9.58	7.41	3.98	1.33	-0.50	-0.59	AB
	18.1	3.97	7.28	9.56	10.05	9.58	7.41	3.98	1.34	-0.50	-0.61	ME
7	23.9	5.91	11.14	14.26	15.09	14.31	11.37	5.99	1.98	-0.68	-0.89	AB
	22.2	5.94	11.17	14.30	15.12	14.35	11.39	6.02	1.99	-0.68	-0.90	ME
	27.0	7.69	14.71	18.58	19.75	18.70	15.04	7.83	2.62	-0.85	-1.16	HL
8	27.0	7.69	14.71	18.58	19.75	18.70	15.04	7.83	2.62	-0.85	-1.16	AB
	25.3	7.80	14.94	18.91	20.19	19.18	15.38	8.03	2.72	-0.86	-1.20	ME
9	1.3	3.88	7.29	9.04	9.57	9.21	7.49	3.97	1.29	-0.37	-0.74	AB
	1.1	3.46	6.61	8.16	8.63	8.33	6.79	3.54	1.18	-0.33	-0.67	ME
10	24.7	7.75	14.78	18.74	19.98	19.01	15.23	7.96	2.70	-0.85	-1.19	AB
	24.1	7.79	14.86	18.83	20.08	19.10	15.30	8.00	2.71	-0.85	-1.19	ME
11	25.7	10.37	20.13	25.91	28.91	29.08	23.17	11.89	3.09	-1.06	-1.71	AB
	24.4	10.74	20.88	26.98	30.33	30.82	24.46	12.61	3.06	-1.08	-1.79	ME
12	24.6	16.11	31.76	41.89	49.45	53.34	41.62	21.23	3.11	-1.38	-2.86	AB
	23.5	16.28	32.09	42.38	50.14	54.22	42.25	21.60	3.07	-1.38	-2.91	ME
	22.1	18.22	36.06	47.90	57.31	62.78	48.69	24.74	3.02	-1.45	-3.33	BL

Tabelle 4.9 – Versuch *B100.30* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

Bild 4.27 (a)). Mit zunehmender Rissöffnung war zudem in regelmässigen Abständen das für das Zerreißen der Stahlfasern typische Geräusch wahrnehmbar.

Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung im dritten Riss links neben dem rechten Auflager (siehe Bild 4.27). Die dabei gemessene Last $Q = 22.1 \text{ kN}$ war im Vergleich zum Versuch *B100.0* nur geringfügig grösser, entsprach jedoch nur noch 82 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte der Versuchskörper bei Höchstlast und bei Bruch waren $w_{5(id)} = 19.8 \text{ mm}$ beziehungsweise $w_{5(id),u} = 57.3 \text{ mm}$. Im Vergleich zum Versuch *B100.0* war somit die maximale ideale Durchbiegung beim Bruch um 31 % geringer.

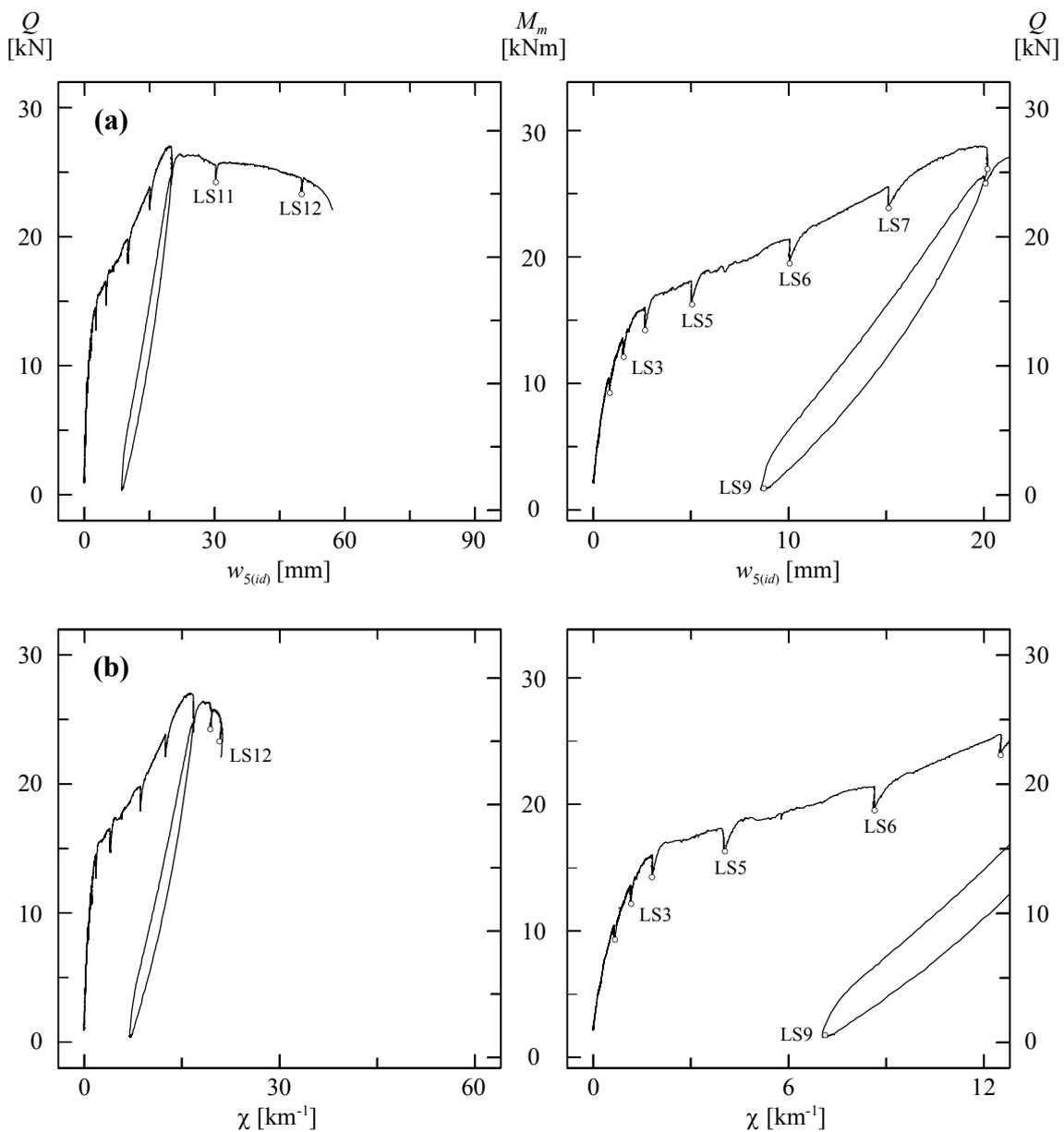


Bild 4.25 – *B100.30*: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

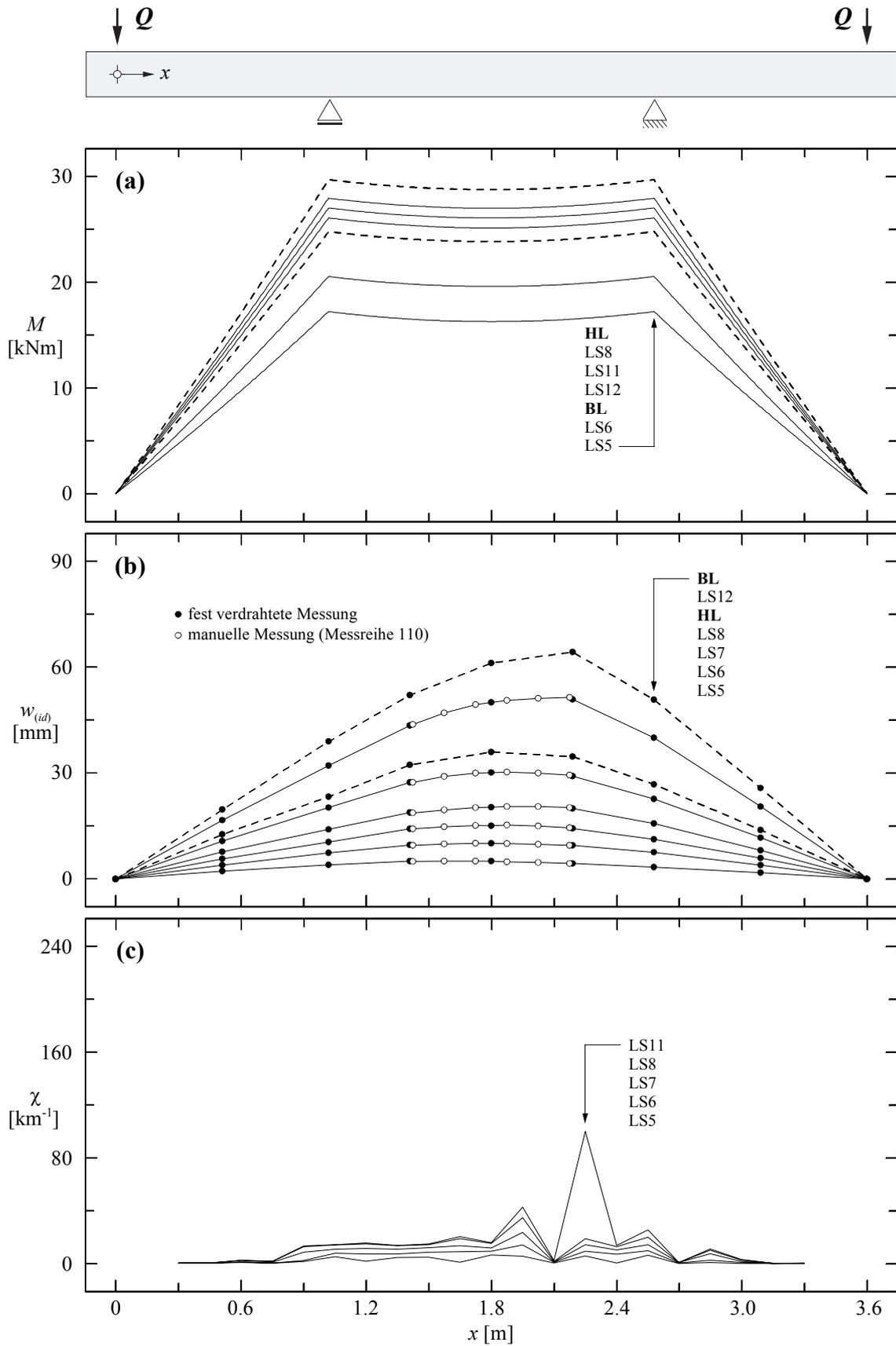


Bild 4.26 – *B100.30*: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

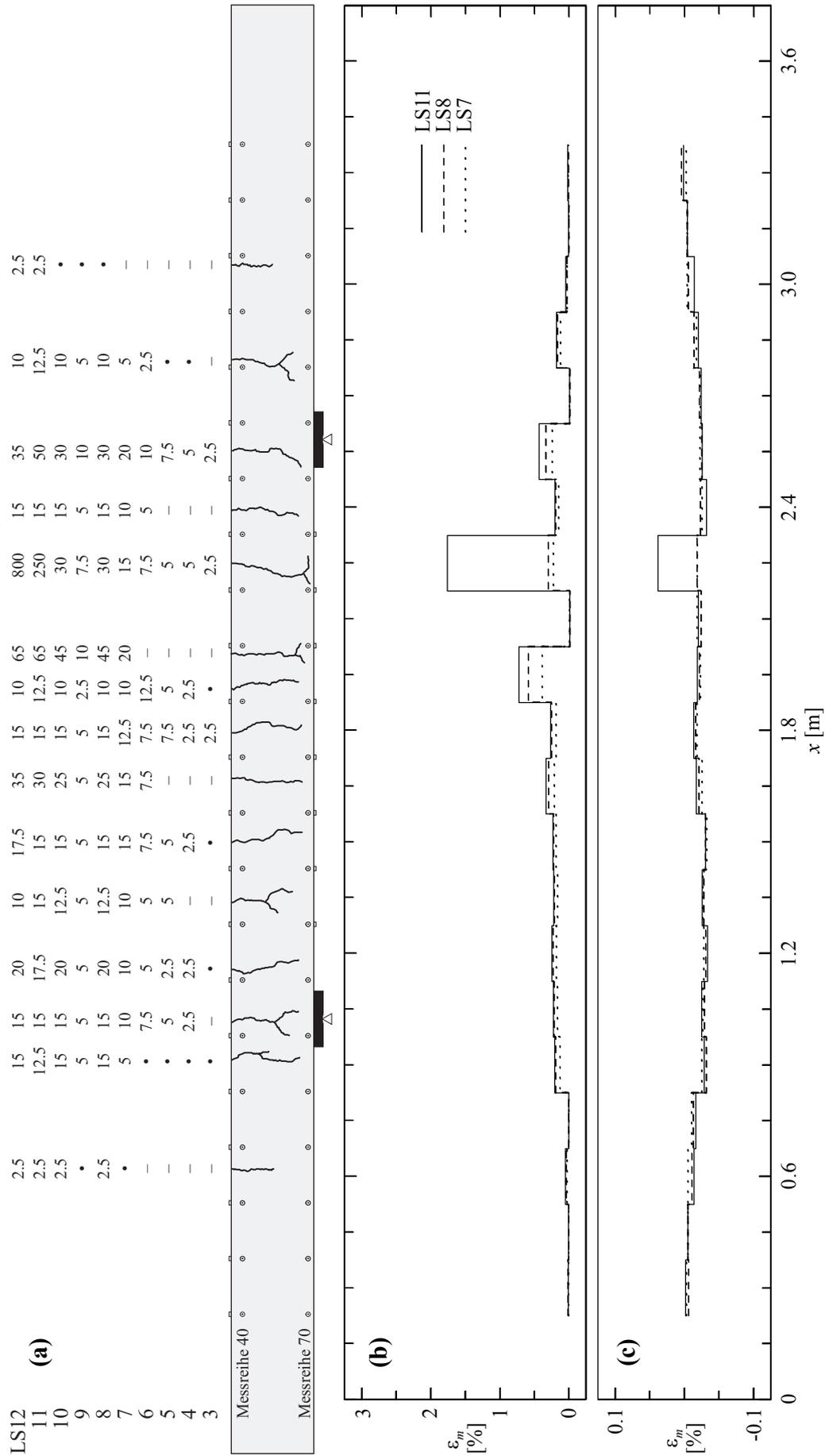


Bild 4.27 – *B100.30*: **(a)** Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; **(b)** mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihen 40) und **(c)** mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.4 Biegeversuch *B75.30*

Der Versuchskörper *B75.30* war mit dem Versuchskörper *B75.0* identisch, wies jedoch einen Fasergehalt von 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton auf. Dieser Versuch und die in den Kapiteln 4.3.5 bis 4.3.7 beschriebenen Versuche sollten aufzeigen, inwieweit eine konventionelle Stabstahlbewehrung durch Stahlfasern ersetzt werden kann, um den Anforderungen der Mindestbewehrung zu genügen.

Wie beim Versuch *B100.30* bildeten sich ab einer Last von $Q \approx 7$ kN im Bereich zwischen den Auflagern feine, kaum sichtbare Risse. Im Anschluss an Laststufe 2 nahm die Steifigkeit des Versuchskörpers ab. Wie beim Versuch *B100.30* bildeten sich ab Laststufe 4 auf der Oberseite des Versuchskörpers von den Hauptrissen ausgehende, sich verästelnde Sekundärrisse. Kurz vor Laststufe 6 (Lastabfall in Bild 4.28) wurde das abgeschlossene Rissbild im Bereich zwischen den Auflagern erreicht. Der mittlere Rissabstand war mit $s_{rm} \approx 170$ mm geringfügig kleiner als beim mindestbewehrten Versuchskörper ohne Stahlfasern *B100.0*.

Im Anschluss an Laststufe 6 und über den Ent- und Wiederbelastungszyklus hinaus, konnte die Last weiter gesteigert werden. Dabei konzentrierten sich die Verformungen

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	9.0	0.58	0.87	1.14	1.24	1.12	0.81	0.52	0.12	-0.07	0.00	AB
	8.8	0.57	0.85	1.13	1.23	1.11	0.80	0.51	0.12	-0.07	0.00	ME
3	10.9	0.88	1.42	1.85	1.99	1.78	1.29	0.79	0.23	-0.12	-0.01	AB
	10.1	0.89	1.48	1.90	2.03	1.81	1.33	0.78	0.24	-0.12	-0.01	ME
4	12.0	1.38	2.37	2.93	3.01	2.63	1.92	1.11	0.32	-0.15	-0.02	AB
	11.1	1.42	2.50	3.02	3.08	2.69	1.99	1.12	0.33	-0.15	-0.03	ME
5	13.6	2.22	3.93	5.01	5.02	4.41	3.29	1.83	0.55	-0.22	-0.11	AB
	12.5	2.23	4.07	5.04	5.03	4.43	3.36	1.83	0.55	-0.22	-0.12	ME
6	15.2	3.96	7.21	9.68	10.12	9.54	7.48	3.96	1.22	-0.41	-0.41	AB
	14.0	3.96	7.45	9.69	10.13	9.56	7.56	3.97	1.22	-0.41	-0.42	ME
7	16.9	5.72	10.38	14.23	15.07	14.31	11.26	5.89	1.98	-0.60	-0.74	AB
	16.7	5.73	10.47	14.24	15.07	14.32	11.29	5.90	1.98	-0.60	-0.75	ME
8	17.6	7.67	13.97	18.86	20.33	20.01	15.69	8.13	2.18	-0.67	-1.03	AB
	17.4	7.67	14.04	18.87	20.34	20.01	15.72	8.13	2.18	-0.67	-1.03	ME
9	1.1	4.15	8.40	10.10	10.97	11.19	8.90	4.53	1.04	-0.29	-0.66	AB
	1.1	4.11	8.34	10.01	10.89	11.10	8.84	4.49	1.02	-0.29	-0.66	ME
10	16.8	7.61	14.11	18.71	20.18	19.85	15.60	8.08	2.16	-0.65	-1.03	AB
	16.7	7.66	14.23	18.84	20.30	19.98	15.71	8.13	2.17	-0.66	-1.04	ME
11	18.8	10.78	19.78	27.27	29.98	28.96	22.50	11.64	3.75	-0.97	-1.59	AB
	17.9	10.82	20.26	27.40	30.15	29.10	22.68	11.68	3.80	-0.98	-1.61	ME
	19.3	12.64	23.32	32.31	35.95	34.64	26.85	13.88	4.64	-1.13	-1.92	HL
12	18.4	16.69	31.91	43.50	50.03	50.82	39.90	20.47	5.08	-1.21	-2.72	AB
	17.9	16.68	32.13	43.50	50.03	50.86	39.98	20.49	5.07	-1.20	-2.73	ME
	16.0	19.72	38.95	52.09	61.18	64.28	50.75	25.81	5.02	-1.17	-3.39	BL

Tabelle 4.10 – Versuch *B75.30* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, RL: Risslast, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

hauptsächlich in drei Rissen (siehe Bilder 4.29 (c) und 4.30). Die Entfestigungsphase im Anschluss an Laststufe 11 war im Vergleich mit dem Versuch *B100.30* weniger stark ausgeprägt. Mit zunehmender Rissöffnung war wiederum, im Vergleich mit dem Versuch *B100.30* jedoch seltener, das für das Zerreißen der Stahlfasern typische Geräusch wahrnehmbar.

Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung. Die dabei gemessene Last $Q = 16.0 \text{ kN}$ entsprach 83 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte der Versuchskörper bei Höchstlast und bei Bruch betragen $w_{5(id)} = 36.0 \text{ mm}$ beziehungsweise $w_{5(id),u} = 61.2 \text{ mm}$.

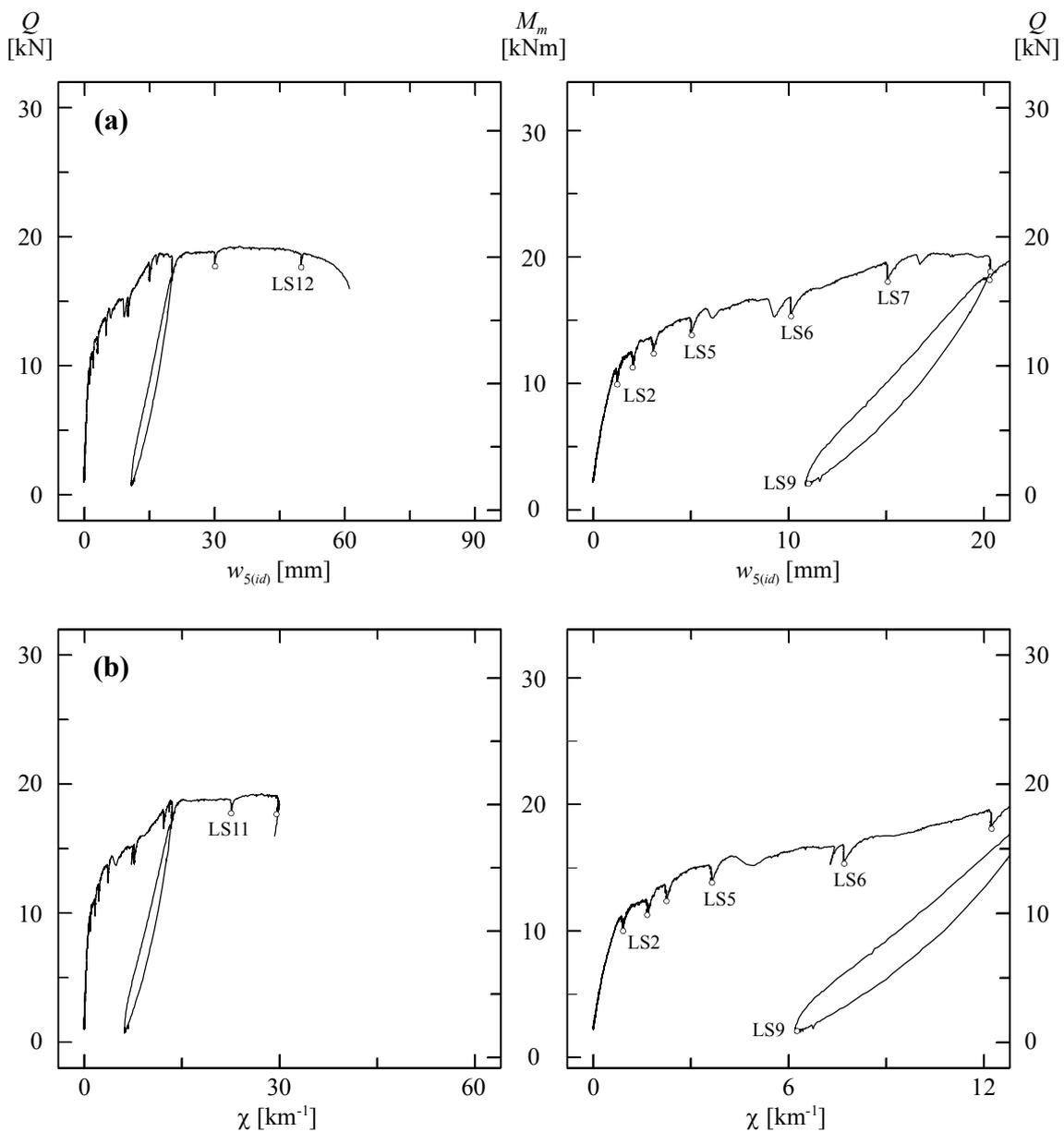


Bild 4.28 – *B75.30*: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

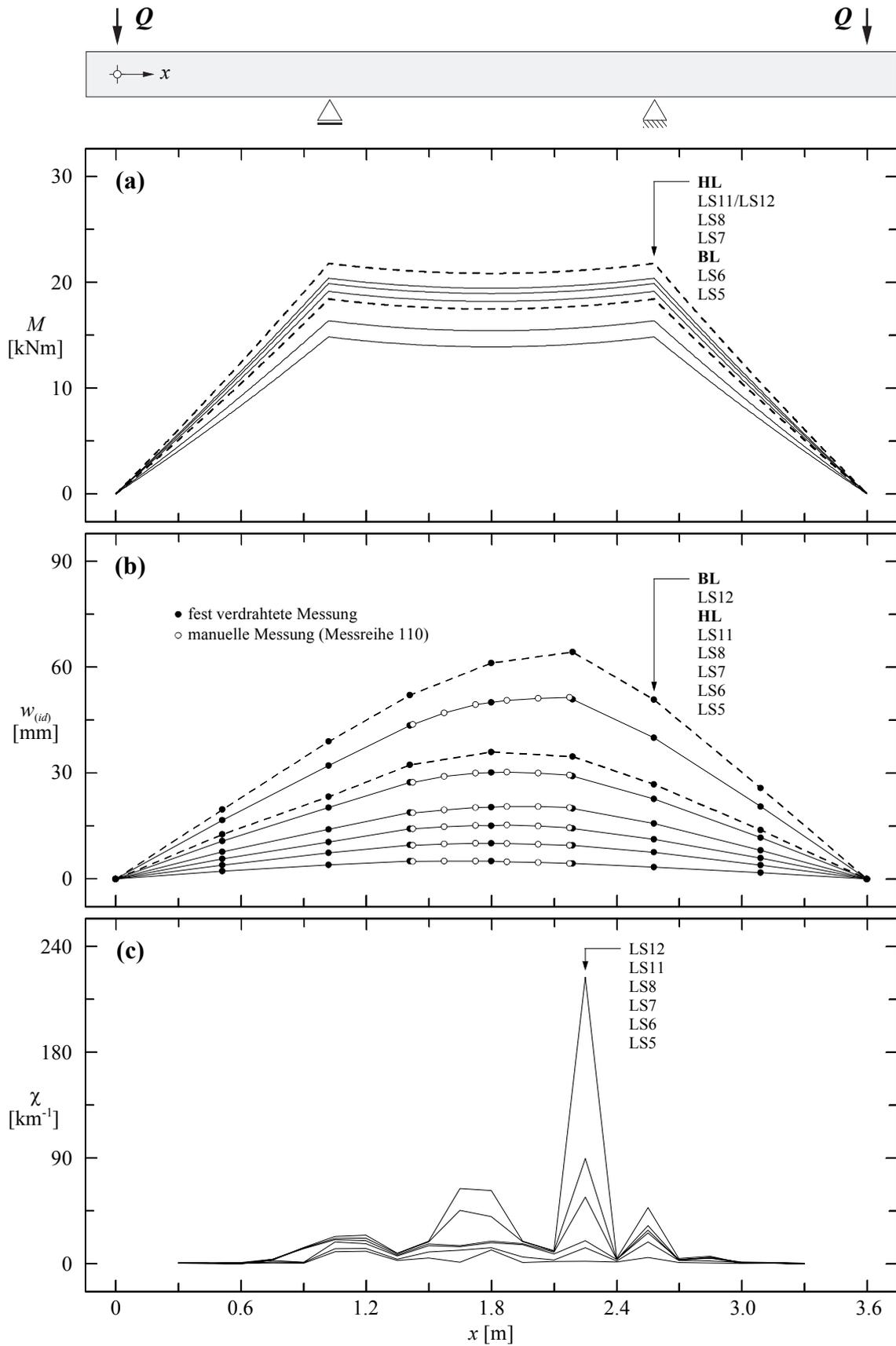


Bild 4.29 – B75.30: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

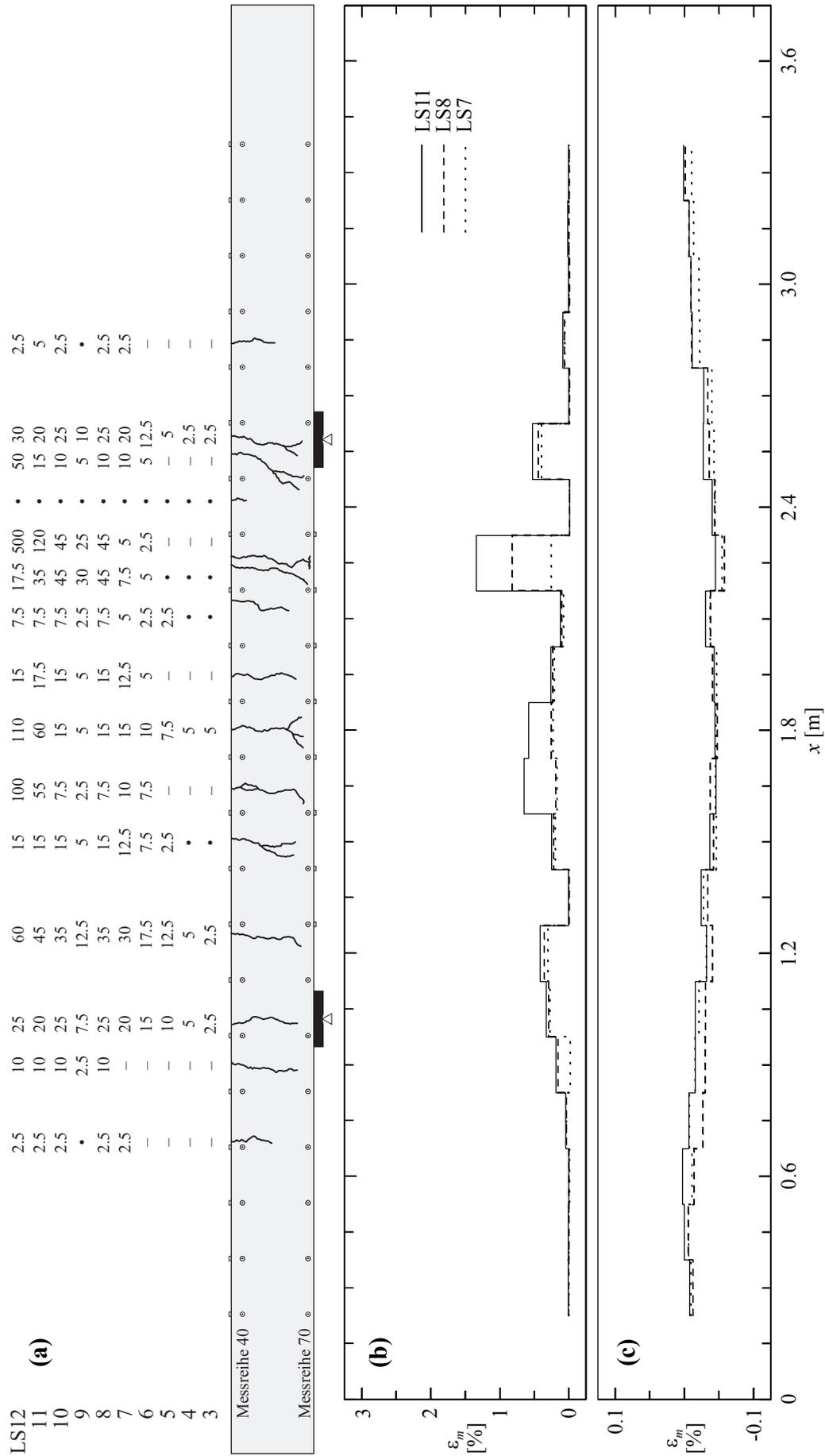


Bild 4.30 – B75.30: (a) Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; (b) mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihe 40) und (c) mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.5 Biegeversuch *B50.30*

Der Längsbewehrungsgehalt $\rho_s = 0.076\%$ des Versuchskörpers *B50.30* entsprach der Hälfte der gemäss [19] erforderlichen Mindestbewehrung. Im Verbund mit 30 kg Stahlfasern pro m^3 Beton stellte dieser Versuch einen unteren Grenzfall des Versuchsprogramms dar.

Wie bei den vorangegangenen Versuchskörpern mit Stahlfasern bildeten sich ab einer Last von $Q \approx 7$ kN die ersten, jedoch kaum sichtbaren Risse. Nach einer geringfügigen Laststeigerung im Anschluss an Laststufe 4 entstand der vermeintlich letzte Riss in der Mitte des Versuchskörpers. Nach einem kurzen Bereich mit konstanter Last bei zunehmenden Verformungen nahm der Widerstand stark ab (Bild 4.31 (a)), und auf der Oberseite des Versuchskörpers bildeten sich die ersten, von den Hauptrissen ausgehenden Sekundärrisse. Der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den Auflagern war mit $s_{rm} \approx 220$ mm kleiner als beim Versuchskörper *B75.0*.

Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus konnte die Last weiter gesteigert werden. Dabei wechselten sich die Bildung neuer Risse und starkes Öffnen einzelner,

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	8.3	0.39	0.40	0.81	0.88	0.81	0.72	0.38	0.07	-0.06	0.01	AB
	7.5	0.40	0.48	0.85	0.90	0.84	0.79	0.39	0.09	-0.06	0.00	ME
3	10.9	0.81	1.06	1.84	1.73	1.66	1.33	0.73	0.25	-0.12	0.01	AB
	9.6	0.85	1.21	1.92	1.76	1.71	1.43	0.75	0.27	-0.12	0.01	ME
4	11.1	1.38	2.14	3.25	3.03	2.81	2.23	1.18	0.56	-0.19	-0.10	AB
	10.9	1.38	2.15	3.25	3.02	2.81	2.25	1.18	0.55	-0.19	-0.10	ME
5	11.6	2.14	3.60	5.27	5.34	4.86	3.75	1.96	1.12	-0.34	-0.28	AB
	10.7	2.13	3.66	5.27	5.35	4.88	3.79	1.96	1.13	-0.34	-0.28	ME
6	1.3	1.27	2.39	3.18	3.29	2.93	2.42	1.15	0.74	-0.19	-0.29	AB
	1.1	1.22	2.26	3.02	3.07	2.78	2.29	1.09	0.71	-0.18	-0.29	ME
7	10.6	2.14	3.65	5.26	5.33	4.89	3.79	1.96	1.14	-0.34	-0.28	AB
	10.2	2.16	3.69	5.29	5.35	4.91	3.83	1.97	1.15	-0.34	-0.29	ME
8	13.4	3.02	5.18	7.39	7.60	6.97	5.32	2.80	1.50	-0.43	-0.44	AB
	11.8	3.03	5.32	7.38	7.57	6.96	5.40	2.79	1.50	-0.42	-0.45	ME
9	13.6	4.07	7.32	9.82	9.96	9.20	7.19	3.73	1.66	-0.46	-0.64	AB
	12.8	4.08	7.38	9.80	9.95	9.19	7.24	3.73	1.66	-0.45	-0.64	ME
10	14.8	6.08	11.31	15.00	15.45	14.44	11.24	5.78	2.86	-0.70	-0.98	AB
	13.9	6.08	11.40	15.02	15.45	14.44	11.29	5.76	2.89	-0.69	-0.99	ME
	15.7	7.38	13.94	18.57	18.77	17.19	13.27	6.80	3.78	-0.83	-1.17	HL
11	15.3	7.92	15.10	20.09	20.13	18.27	14.08	7.19	4.22	-0.89	-1.25	AB
	14.5	7.93	15.21	20.15	20.16	18.28	14.15	7.19	4.26	-0.89	-1.26	ME
12	14.4	11.92	23.48	31.33	30.00	25.96	19.78	9.98	7.46	-1.29	-1.73	AB
	13.7	11.96	23.63	31.47	30.08	26.01	19.85	9.99	7.53	-1.29	-1.74	ME
	11.4	19.20	38.90	52.25	48.02	39.80	30.01	15.00	13.83	-1.94	-2.66	BL

Tabelle 4.11 – Versuch *B50.30* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

bereits vorhandener Risse ab. Die Diagramme in Bild 4.31 zeigen einen entsprechend unruhigen Verlauf. Nach Erreichen der Höchstlast kurz vor Laststufe 11 nahm die gemessene Last bis zum Bruch des Versuchskörpers stetig ab. Dabei lokalisierten sich die aufgezogenen Verformungen ausschliesslich in einem Riss. Auch bei diesem Versuch rissen die Stahlfasern hörbar; der eigentliche Bruch erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung.

Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte des Versuchskörpers bei Höchstlast und bei Bruch waren $w_{5(id)} = 18.8$ mm beziehungsweise $w_{5(id),u} = 48.0$ mm. Die Last beim Bruch betrug mit $Q = 11.4$ kN nur 73 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast.

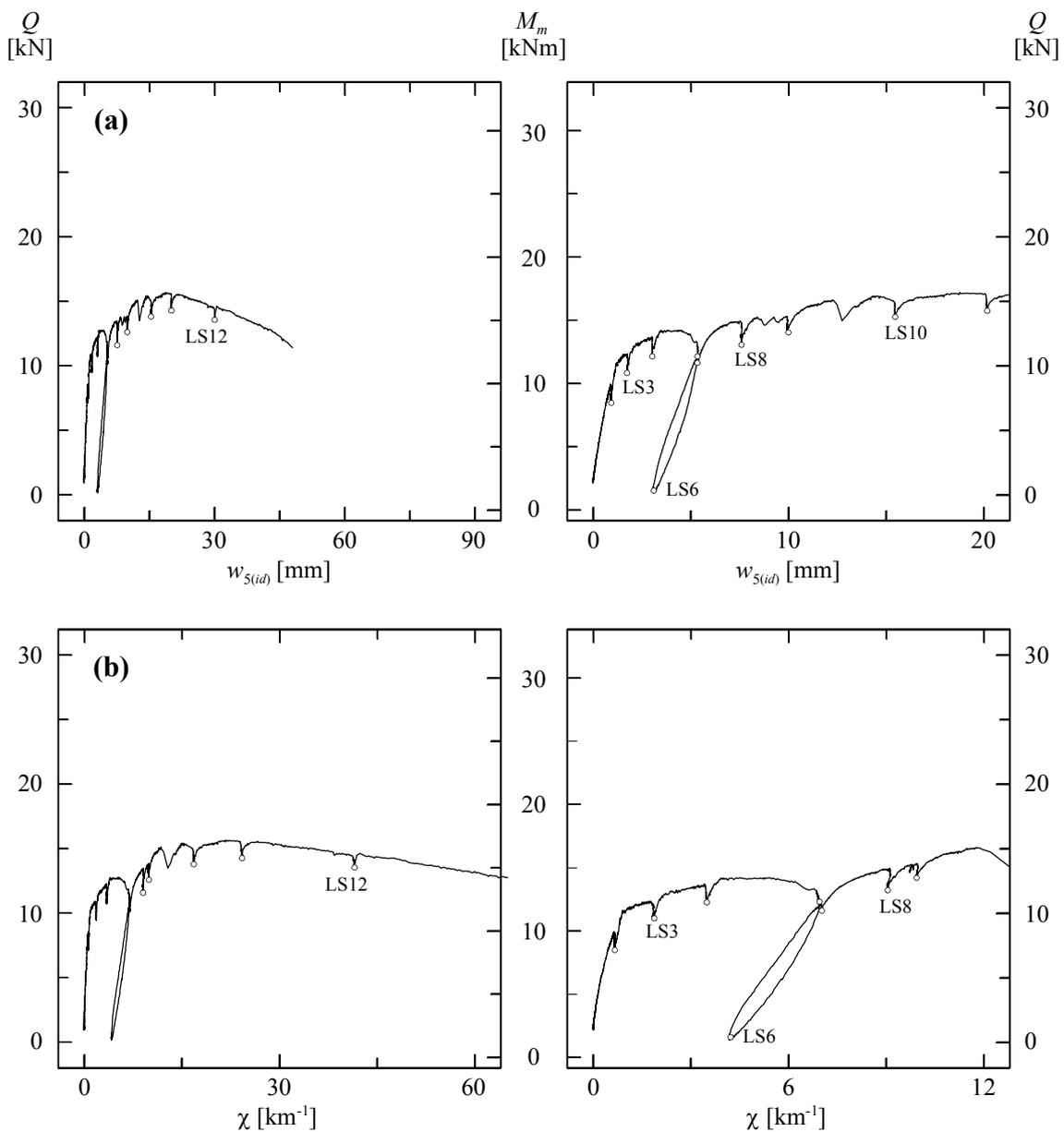


Bild 4.31 – B50.30: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

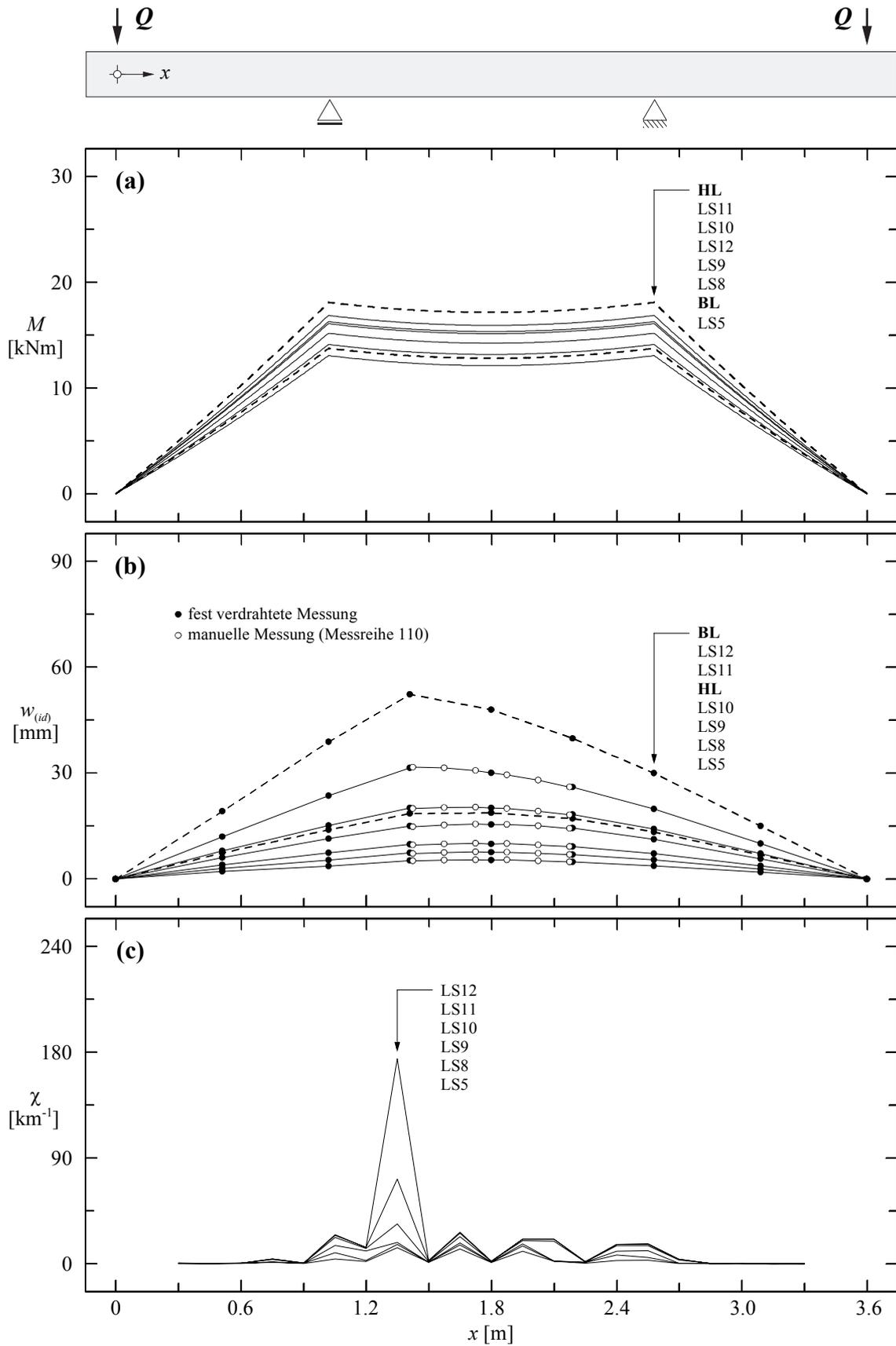


Bild 4.32 – *B50.30*: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

4.3.6 Biegeversuch *B75.60*

Die Stabstahlbewehrung des Versuchskörpers *B75.60* war mit derjenigen der Versuchskörper *B75.0* und *B75.30* identisch. Der Fasergehalt betrug jedoch 60 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Wie bei den Versuchskörpern mit 30 kg Stahlfasern pro m^3 Beton bildeten sich ab einer Last von $Q \approx 7$ kN von den Ecken des Betonquerschnitts ausgehende feine, kaum sichtbare Risse. Schon vor Laststufe 4 stellte sich ein dem Versuch *B100.0* entsprechender Rissabstand ein, und auf der Oberseite des Versuchskörper bildeten sich stark verästelte Sekundärrisse. Kurz nach Laststufe 5 war das abgeschlossene Rissbild erreicht. Der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den Auflagern war mit $s_{rm} \approx 125$ mm deutlich kleiner als bei den Versuchskörpern *B100.0* und *B100.30*.

Im weiteren Versuchsablauf und mit stark ansteigender Last öffneten sich alle Risse relativ gleichmässig. Kurz vor Erreichen der Höchstlast bildete sich in der Mitte des Versuchskörpers, parallel und in nur geringem Abstand zum bestehenden Hauptriss, ein Sekundärriss (Bild 4.36), der sich während der folgenden, stark ausgeprägten Entfestigung

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	8.9	0.42	0.76	0.78	0.78	0.75	0.75	0.36	0.07	-0.05	0.00	AB
	7.7	0.43	0.78	0.79	0.78	0.77	0.77	0.37	0.07	-0.05	0.00	ME
3	12.0	0.72	1.27	1.36	1.28	1.31	1.25	0.61	0.14	-0.09	0.00	AB
	10.5	0.70	1.27	1.36	1.34	1.32	1.25	0.61	0.15	-0.09	-0.01	ME
4	15.4	1.23	2.34	2.61	2.60	2.53	2.28	1.15	0.29	-0.16	0.00	AB
	13.9	1.22	2.34	2.61	2.59	2.54	2.27	1.13	0.30	-0.16	-0.01	ME
5	18.9	2.20	4.21	4.92	4.99	4.78	4.14	2.10	0.63	-0.28	-0.12	AB
	17.1	2.21	4.26	4.99	5.05	4.84	4.18	2.12	0.64	-0.28	-0.14	ME
6	23.0	4.13	8.02	9.70	10.05	9.62	8.12	4.11	1.27	-0.48	-0.52	AB
	21.1	4.15	8.09	9.78	10.10	9.68	8.16	4.12	1.28	-0.47	-0.54	ME
7	26.5	6.12	11.93	14.50	15.06	14.41	12.15	6.17	1.90	-0.64	-0.84	AB
	24.8	6.12	11.95	14.51	15.05	14.41	12.15	6.17	1.90	-0.63	-0.84	ME
8	29.9	7.99	15.61	19.06	19.96	18.99	15.99	8.13	2.58	-0.81	-1.14	AB
	27.8	8.00	15.68	19.14	20.04	19.07	16.04	8.16	2.62	-0.81	-1.15	ME
9	1.1	3.91	7.49	9.14	9.50	9.05	7.48	3.91	1.28	-0.34	-0.69	AB
	1.1	3.89	7.45	9.10	9.47	9.01	7.45	3.89	1.28	-0.33	-0.69	ME
10	27.1	8.01	15.68	19.14	20.06	19.07	16.02	8.15	2.64	-0.80	-1.16	AB
	26.3	8.01	15.69	19.15	20.06	19.08	16.01	8.15	2.64	-0.80	-1.17	ME
	31.1	10.98	21.59	26.45	28.19	26.18	21.69	11.02	4.05	-1.11	-1.63	HL
11	30.6	11.56	22.79	28.04	30.18	27.77	22.87	11.62	4.54	-1.20	-1.73	AB
	28.3	11.53	22.80	28.07	30.27	27.80	22.85	11.60	4.64	-1.20	-1.74	ME
12	27.5	13.64	27.09	33.89	37.63	33.67	27.19	13.78	6.55	-1.51	-2.08	AB
	25.9	13.61	27.08	33.91	37.74	33.69	27.16	13.76	6.64	-1.51	-2.09	ME
13	23.6	16.97	34.05	43.51	50.18	43.45	34.29	17.32	10.01	-2.01	-2.67	AB
	22.8	16.95	34.03	43.51	50.25	43.46	34.26	17.30	10.08	-2.01	-2.68	ME
	20.6	19.59	39.49	51.09	60.13	51.15	39.85	20.09	12.82	-2.39	-3.16	BL

Tabelle 4.12 – Versuch *B75.60* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

jedoch wieder schloss. Wie die Biegelinie zum Zeitpunkt des Bruchs in Bild 4.35 (b) veranschaulicht, trifft dies zu Versuchsende auf alle Risse zu, abgesehen vom jenem, in dem der Bruch durch Zerreißen der Längsbewehrung erfolgte. Wie schon die Geräusche während des Versuchs vermuten liessen, bestätigte die Untersuchung der Bruchfläche zu Versuchsende, dass ein Grossteil der Fasern zerrissen und nicht aus dem Beton ausgezogen wurden.

Die beim Bruch gemessene Last $Q = 20.6 \text{ kN}$ entsprach nur 66 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte des Versuchskörpers bei Höchstlast und beim Bruch betragen $w_{5(id)} = 28.2 \text{ mm}$ beziehungsweise $w_{5(id),u} = 60.1 \text{ mm}$.

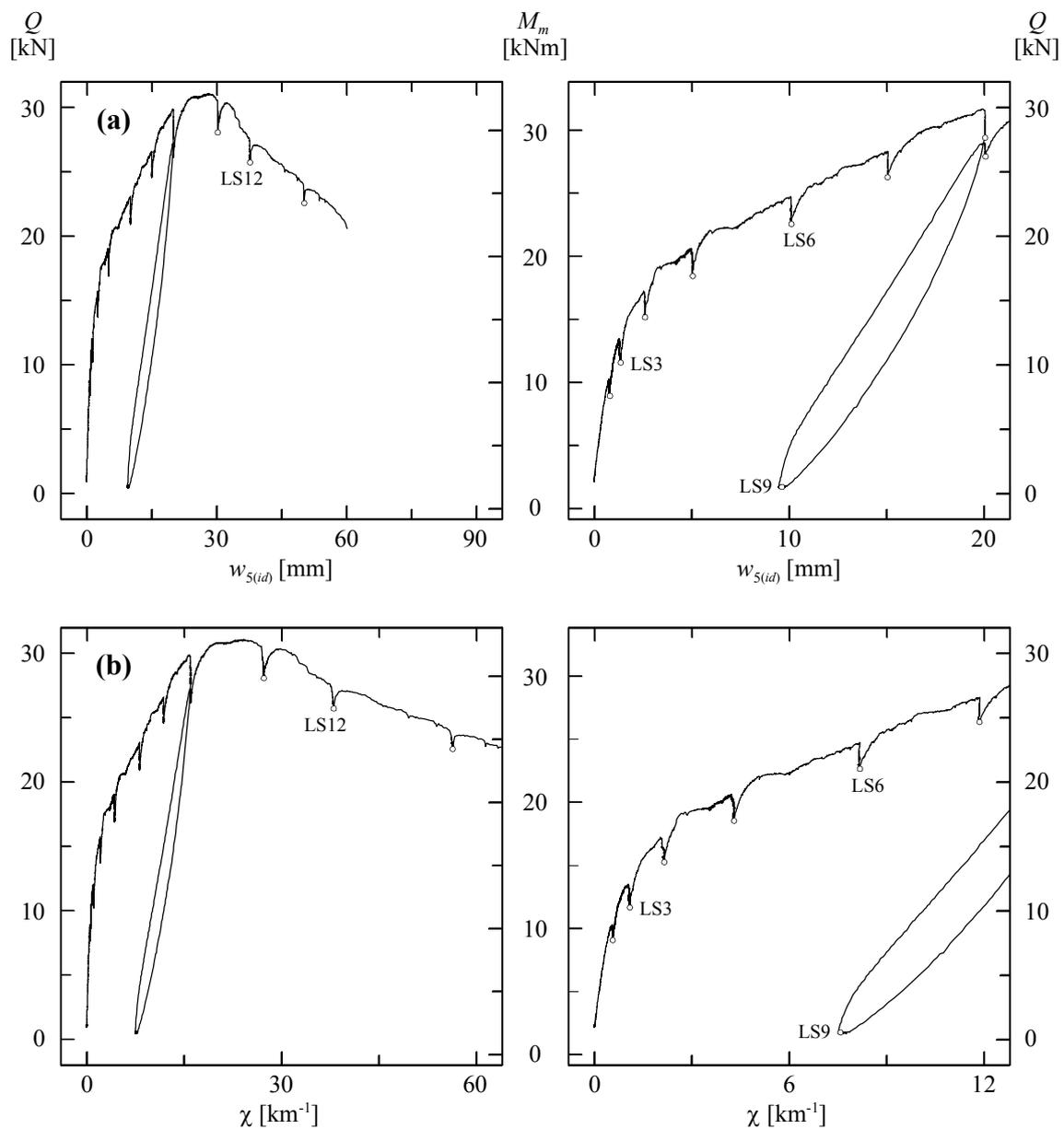


Bild 4.34 – B75.60: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

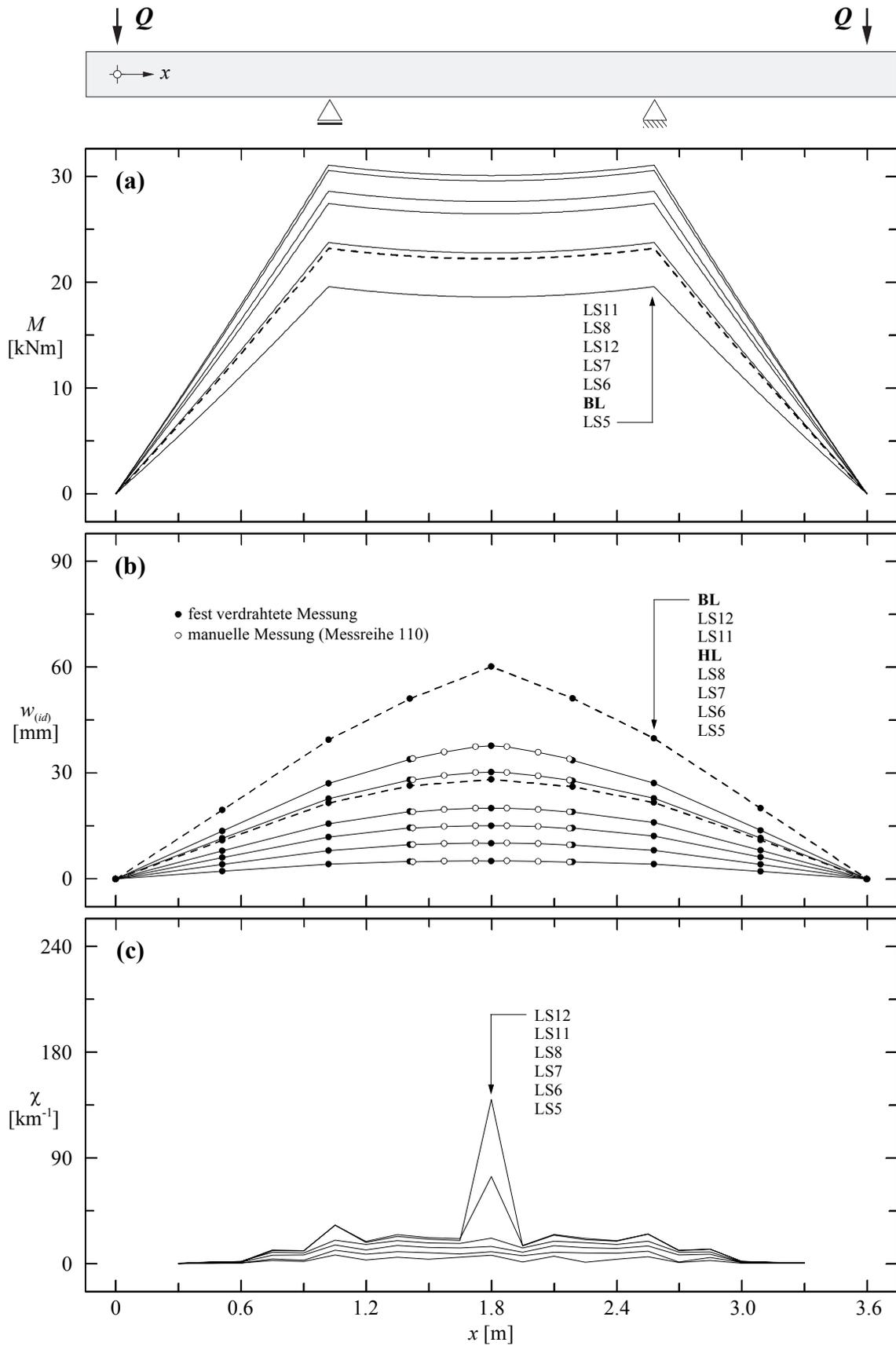


Bild 4.35 – B75.60: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

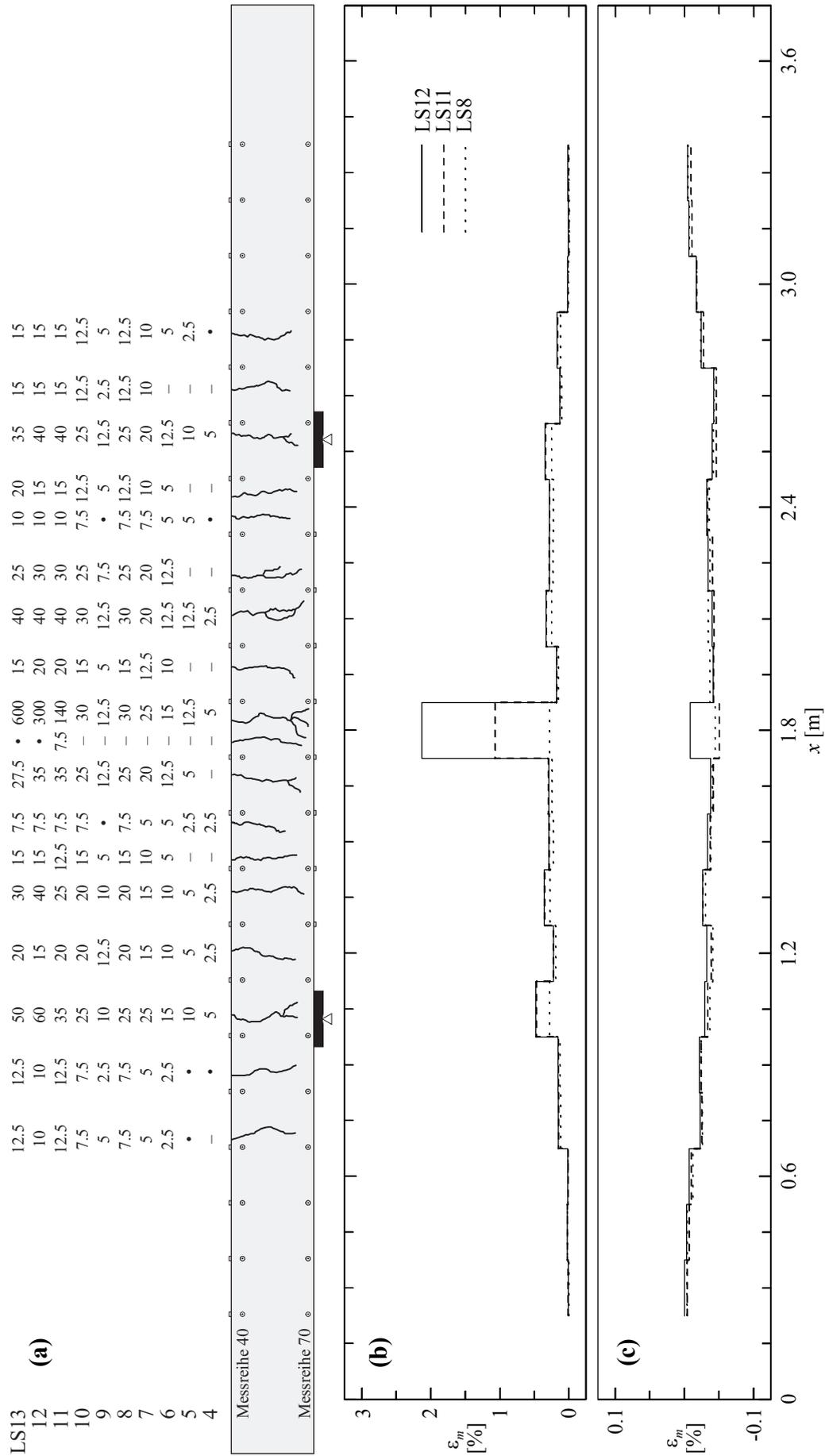


Bild 4.36 – B75.60: (a) Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; (b) mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihe 40) und (c) mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.7 Biegeversuch *B50.60*

Der Versuchskörper *B50.60* enthielt wie der Versuchskörper *B50.30* ungefähr 50 % der gemäss [19] erforderlichen minimalen Stabstahlbewehrung. Der Fasergehalt betrug 60 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Ab einer Last von $Q \approx 8$ kN bildeten sich über den Auflagern in den Ecken des Betonquerschnitts die ersten Risse, die sich im weiteren Versuchsverlauf bis zur Laststufe 9 relativ gleichmässig öffneten. Das abgeschlossene Rissbild wurde erst nach dem Ent- und Wiederbelastungszyklus erreicht. Gleichzeitig bildeten sich vereinzelt auf der Oberseite des Versuchskörpers von den Hauptrissen ausgehende Sekundärrisse. Der mittlere Rissabstand im Bereich zwischen den Auflagern war mit $s_{rm} \approx 150$ mm gleich gross wie beim Versuchskörper *B100.30*.

Im Anschluss an Laststufe 9 konnte die Last weiter gesteigert werden, bevor sie nach Erreichen der Höchstlast stark abfiel. Die in der Folge beobachtete Entfestigung war im Vergleich mit allen vorangegangenen Versuchen am stärksten ausgeprägt. Mit dieser Entfestigung einhergehend lokalisierten sich wiederum die aufgezwungenen Verformungen

Laststufe (LS)	Q [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	Bemerkung
2	9.7	0.44	0.90	0.86	0.93	0.89	0.93	0.42	0.07	-0.05	0.00	AB
	8.7	0.48	0.98	0.91	0.96	0.93	0.98	0.46	0.07	-0.05	-0.01	ME
3	11.2	0.62	1.23	1.21	1.27	1.24	1.26	0.60	0.09	-0.07	-0.02	AB
	10.2	0.63	1.25	1.22	1.28	1.25	1.27	0.60	0.10	-0.07	-0.02	ME
4	14.4	1.11	2.17	2.33	2.48	2.43	2.36	1.14	0.24	-0.13	-0.04	AB
	12.5	1.12	2.20	2.36	2.49	2.45	2.35	1.14	0.25	-0.13	-0.06	ME
5	17.0	2.21	4.31	4.91	5.13	4.99	4.59	2.28	0.56	-0.25	-0.30	AB
	15.6	2.20	4.34	4.94	5.14	5.01	4.56	2.28	0.56	-0.24	-0.31	ME
6	20.7	4.12	8.10	9.60	10.01	9.64	8.57	4.28	1.22	-0.44	-0.66	AB
	18.8	4.11	8.15	9.63	10.04	9.68	8.53	4.28	1.23	-0.44	-0.68	ME
7	1.1	2.40	4.59	5.48	5.62	5.48	4.63	2.43	0.74	-0.22	-0.64	AB
	1.1	2.33	4.46	5.34	5.47	5.34	4.50	2.36	0.72	-0.21	-0.61	ME
8	18.6	4.12	8.12	9.62	10.03	9.67	8.50	4.28	1.24	-0.43	-0.69	AB
	17.8	4.14	8.17	9.67	10.07	9.72	8.52	4.30	1.24	-0.43	-0.70	ME
9	23.3	5.96	11.77	14.26	15.06	14.68	13.05	6.49	1.78	-0.59	-1.01	AB
	21.3	5.98	11.87	14.32	15.13	14.74	13.03	6.52	1.81	-0.59	-1.03	ME
10	24.6	7.89	15.54	18.91	20.07	19.51	17.43	8.68	2.41	-0.74	-1.28	AB
	22.3	7.90	15.61	18.92	20.08	19.54	17.37	8.72	2.43	-0.73	-1.29	ME
	25.2	9.10	17.98	22.01	23.48	22.80	20.46	10.21	2.89	-0.84	-1.46	HL
11	22.1	10.15	20.16	24.88	27.09	27.09	25.21	12.76	2.97	-0.84	-1.56	AB
	20.6	10.12	20.16	24.87	27.13	27.24	25.40	12.91	2.94	-0.82	-1.56	ME
12	17.8	12.20	24.36	30.68	34.67	36.58	36.15	18.49	2.87	-0.79	-1.68	AB
	16.0	12.22	24.38	30.87	35.10	37.32	37.17	19.18	2.77	-0.75	-1.70	ME
	14.3	14.11	28.16	36.10	41.84	45.62	46.54	24.04	2.73	-0.74	-1.83	BL

Tabelle 4.13 – Versuch *B50.60* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

in einem Riss, und die restlichen Risse begannen sich wieder zu schliessen (siehe auch Biegelinien in Bild 4.38 (b)). Der Bruch des Versuchskörpers erfolgte durch Zerreißen der Längsbewehrung. Auch bei diesem Versuch bestätigte die Untersuchung der Bruchfläche zu Versuchsende, dass ein Grossteil der Fasern zerrissen wurden.

Die bei Bruch gemessene Last $Q = 14.3 \text{ kN}$ war etwa gleichgross wie beim Versuch *B75.0*, entsprach jedoch nur noch 56 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte der Versuchskörper bei Höchstlast und beim Bruch betragen $w_{5(id)} = 18.8 \text{ mm}$ beziehungsweise $w_{5(id),u} = 41.8 \text{ mm}$.

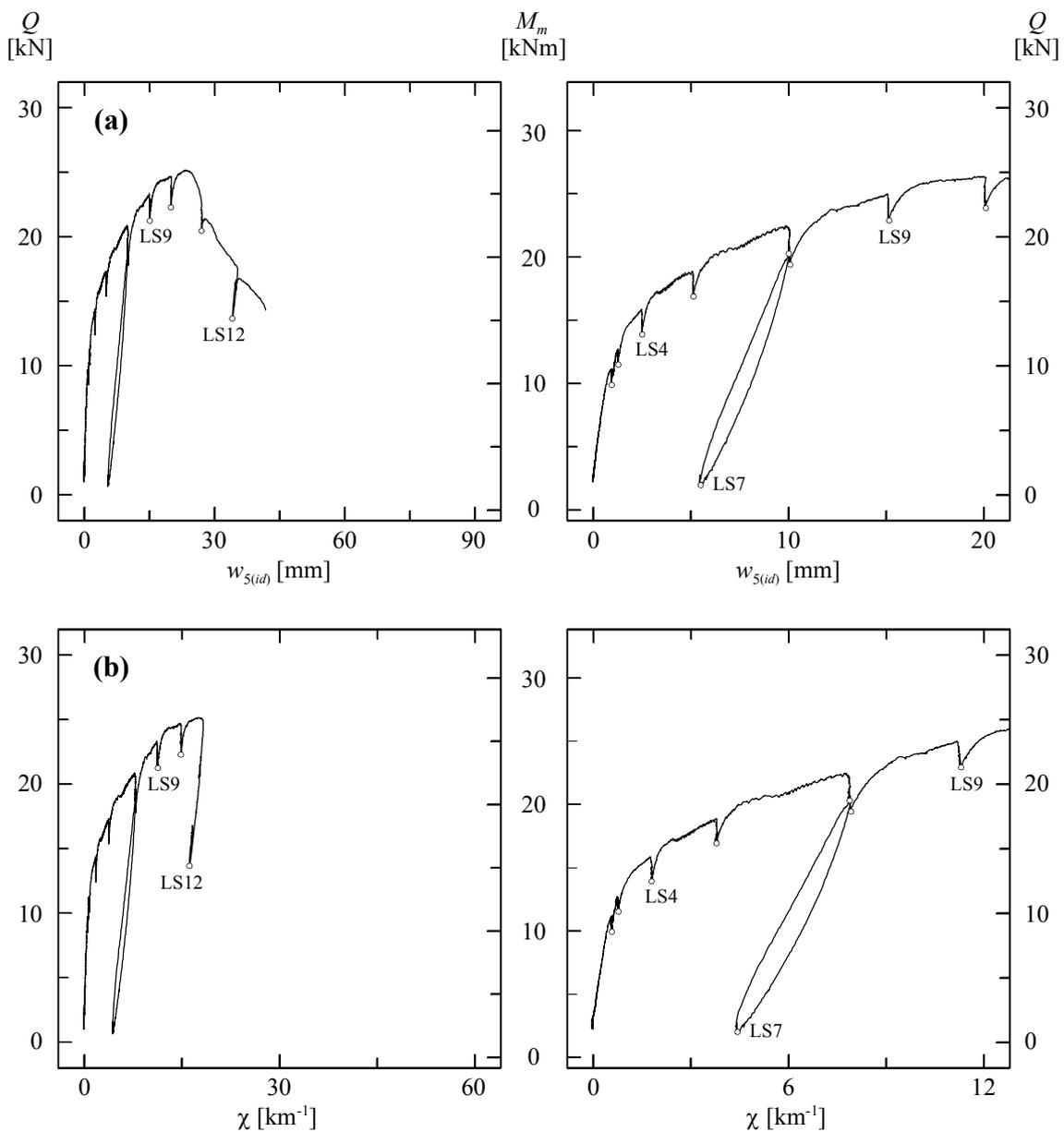


Bild 4.37 – *B50.60*: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

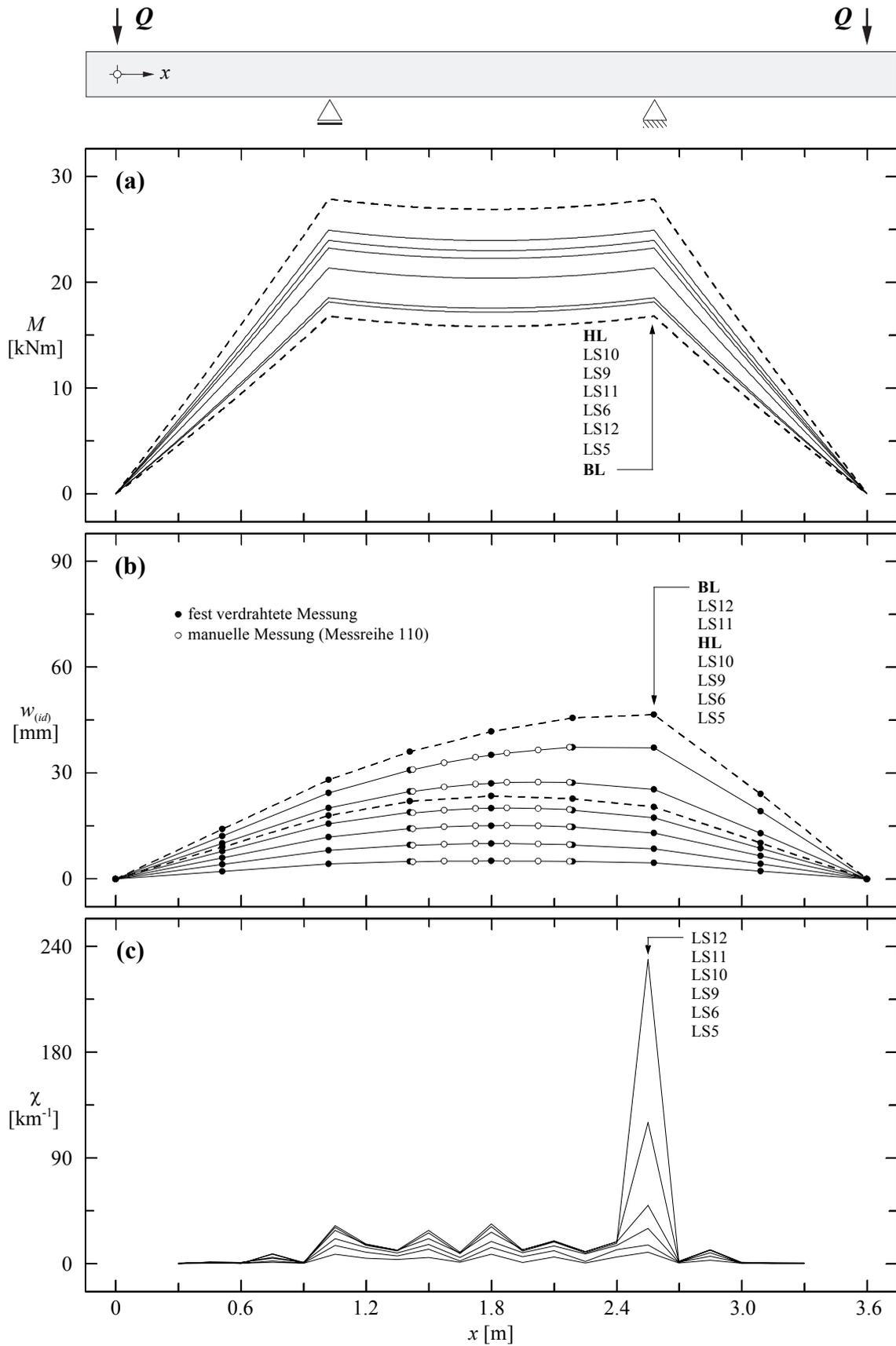


Bild 4.38 – B50.60: (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

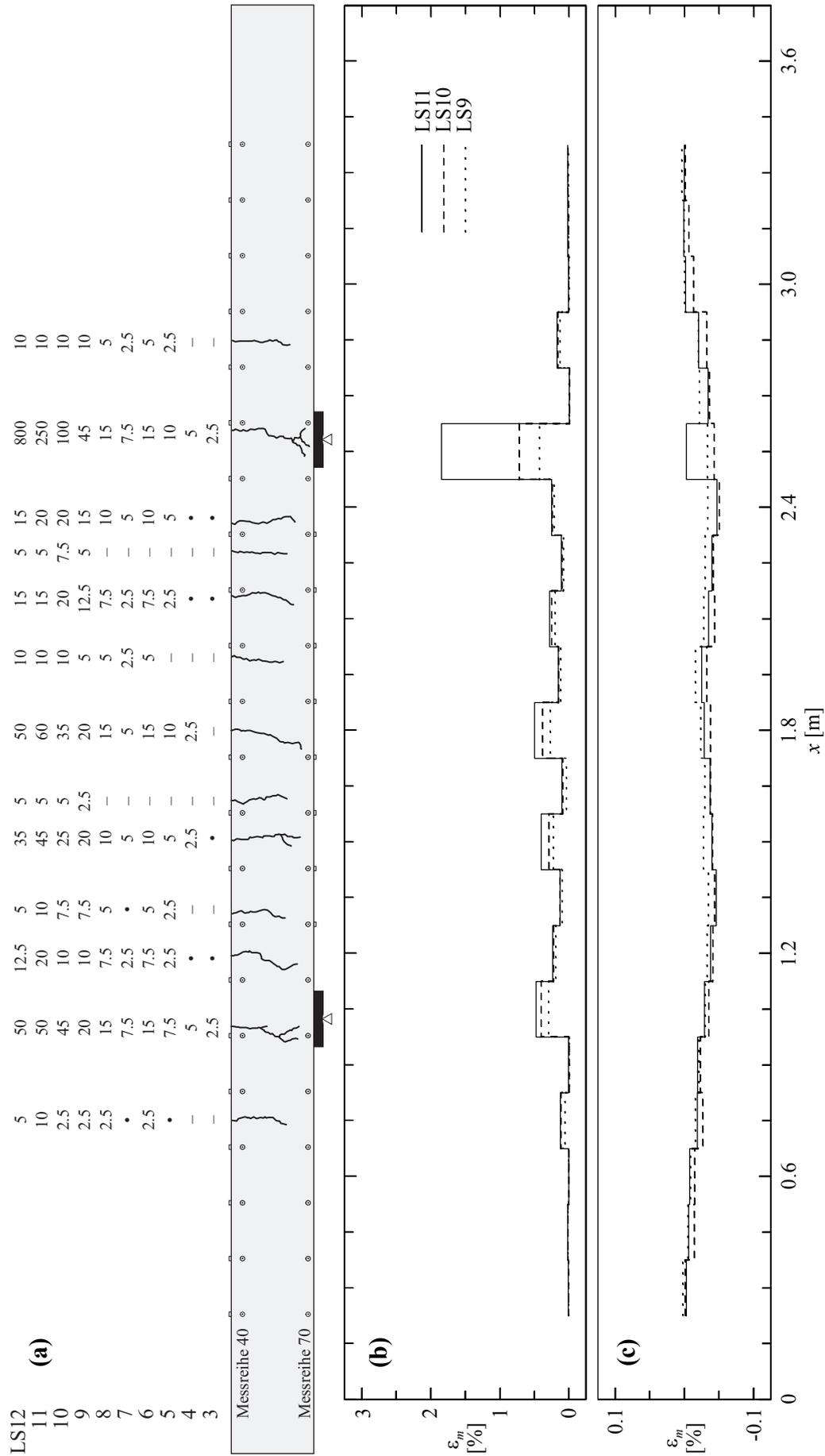


Bild 4.39 – B50.60: **(a)** Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; **(b)** mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihe 40) und **(c)** mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

4.3.8 Biegeversuch *BP.60*

Der Versuchskörper *BP.60* war als eigenständiger Versuch konzipiert. Dieser Versuch sollte aufzeigen, ob bei einem mit Biegung und Normalkraft beanspruchten Bauteil eine Stahlfaserbewehrung die für Mehrfachrissbildung erforderliche Mindestbewehrung ersetzen kann. Der Versuchskörper war mit einer gefetteten Litze 0.6" vorgespannt und enthielt ausser in den Kräfteinleitungsbereichen keine Stabstahlbewehrung (siehe Bild 2.3). Der Fasergehalt C_f betrug 60 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Lastst. (LS)	Q [kN]	P [kN]	$w_{2(id)}$ [mm]	$w_{3(id)}$ [mm]	$w_{4(id)}$ [mm]	$w_{5(id)}$ [mm]	$w_{6(id)}$ [mm]	$w_{7(id)}$ [mm]	$w_{8(id)}$ [mm]	u_1 [mm]	u_2 [mm]	u_3 [mm]	
2	1.3	179.7	-0.57	-0.98	-1.18	-1.21	-1.17	-1.00	-0.58	-0.09	0.06	0.01	AB
	1.3	179.7	-0.56	-0.98	-1.17	-1.22	-1.17	-1.01	-0.59	-0.08	0.06	0.01	ME
3	11.1	179.9	-0.19	-0.47	-0.52	-0.57	-0.51	-0.39	-0.27	-0.04	0.01	0.01	AB
	11.2	179.8	-0.18	-0.45	-0.49	-0.55	-0.48	-0.36	-0.25	-0.04	0.01	0.01	ME
4	18.2	180.0	0.11	0.00	0.02	-0.02	0.03	0.10	-0.02	-0.01	-0.03	0.02	AB
	18.2	180.3	0.13	0.02	0.06	0.00	0.05	0.13	0.00	-0.01	-0.03	0.01	ME
5	34.3	181.6	0.74	1.25	1.45	1.50	1.46	1.39	0.63	0.10	-0.13	0.01	AB
	32.8	181.8	0.76	1.30	1.50	1.55	1.51	1.44	0.66	0.11	-0.13	0.00	ME
6	39.0	182.9	1.24	2.17	2.59	2.61	2.42	2.38	1.14	0.19	-0.19	0.03	AB
	38.2	183.2	1.29	2.30	2.72	2.67	2.65	2.52	1.21	0.20	-0.20	0.09	ME
7	43.4	185.5	2.08	3.80	4.58	4.57	4.49	4.07	2.02	0.44	-0.31	0.06	AB
	41.7	185.5	2.10	3.83	4.60	4.56	4.52	4.10	2.04	0.44	-0.31	0.05	ME
8	45.3	187.8	2.83	5.23	6.42	6.56	6.36	5.59	2.79	0.71	-0.42	-0.15	AB
	43.3	187.6	2.78	5.19	6.39	6.54	6.32	5.54	2.76	0.72	-0.42	-0.18	ME
9	48.3	191.8	4.13	7.76	9.64	10.03	9.54	8.14	4.09	1.21	-0.60	-0.47	AB
	46.7	191.3	4.14	7.78	9.66	10.06	9.56	8.14	4.09	1.23	-0.60	-0.48	ME
10	50.3	194.2	5.03	9.56	11.94	12.52	11.78	9.92	4.99	1.59	-0.72	-0.67	AB
	48.0	193.4	4.98	9.54	11.90	12.54	11.79	9.89	4.98	1.64	-0.71	-0.68	ME
11	52.1	197.0	6.12	11.68	14.72	15.40	14.33	11.92	6.02	2.13	-0.85	-0.89	AB
	50.1	196.5	6.13	11.72	14.79	15.44	14.37	11.94	6.03	2.16	-0.85	-0.91	ME
12	1.3	177.5	0.42	0.43	0.74	0.46	0.66	0.51	0.26	0.27	-0.03	-0.11	AB
	1.4	177.5	0.43	0.44	0.75	0.47	0.67	0.52	0.26	0.27	-0.03	-0.11	ME
13	48.9	196.4	6.14	11.73	14.82	15.49	14.39	11.94	6.03	2.20	-0.85	-0.95	AB
	47.9	196.2	6.14	11.74	14.83	15.48	14.40	11.95	6.03	2.20	-0.85	-0.95	ME
14	53.5	201.6	7.85	15.10	19.19	20.07	18.45	15.15	7.66	3.04	-1.06	-1.26	AB
	51.5	200.7	7.84	15.11	19.20	20.07	18.45	15.14	7.66	3.08	-1.06	-1.27	ME
	54.0	202.8	8.51	16.43	20.95	21.87	20.00	16.36	8.27	3.43	-1.14	-1.39	HL
15	49.1	206.2	9.89	19.31	24.99	25.44	22.59	18.08	9.12	4.82	-1.26	-1.72	AB
	48.1	205.1	9.90	19.32	25.03	25.46	22.59	18.08	9.12	4.86	-1.26	-1.73	ME
16	1.4	174.1	1.33	2.32	3.31	2.91	2.68	2.03	1.02	0.89	-0.15	-0.32	AB
	1.4	172.5	0.76	1.50	2.25	2.12	1.72	1.25	0.51	0.75	-0.12	-0.25	ME
17	47.9	204.5	9.85	19.54	25.47	25.49	22.20	17.72	8.84	5.10	-1.26	-1.64	AB
	46.9	204.4	9.86	19.57	25.50	25.50	22.22	17.73	8.85	5.12	-1.26	-1.65	ME
18	47.4	210.6	11.76	23.46	30.81	30.11	25.80	20.36	10.16	6.62	-1.43	-1.93	AB
	46.7	210.3	11.77	23.49	30.84	30.12	25.80	20.36	10.17	6.65	-1.43	-1.93	ME
19	47.4	210.6	11.76	23.46	30.81	30.11	25.80	20.36	10.16	8.37	-1.43	-1.93	AB
	46.2	214.4	13.73	27.59	36.71	35.22	29.58	23.02	11.48	8.43	-1.60	-2.34	ME
	44.1	232.5	26.92	54.76	75.18	66.19	53.41	40.35	20.16	19.13	-2.67	-4.74	BL

Tabelle 4.14 – Versuch *BP.60* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

Nach Überschreiten der rechnerischen Dekompressionslast $Q = 17.1 \text{ kN}$ bildeten sich bei einer Last $Q \approx 30 \text{ kN}$ in den Ecken des Betonquerschnitts die ersten kaum sichtbaren Risse. Kurz nach Laststufe 6 wurde das abgeschlossene Rissbild mit einem mittleren Rissabstand zwischen den Auflagern von $s_{rm} \approx 200 \text{ mm}$ erreicht, und auf der Oberseite des Versuchskörpers bildeten sich vereinzelte, von den Haupttrissen ausgehende Sekundärrisse.

Ab einer Last $Q \approx 47 \text{ kN}$ verzweigten sich die Risse in den Risswurzeln und begannen sich zunehmend horizontal auszubreiten. Während der anschliessenden Versuchsphase und bis zum Erreichen der Höchstlast von $Q = 54.0 \text{ kN}$ öffneten sich alle Risse relativ

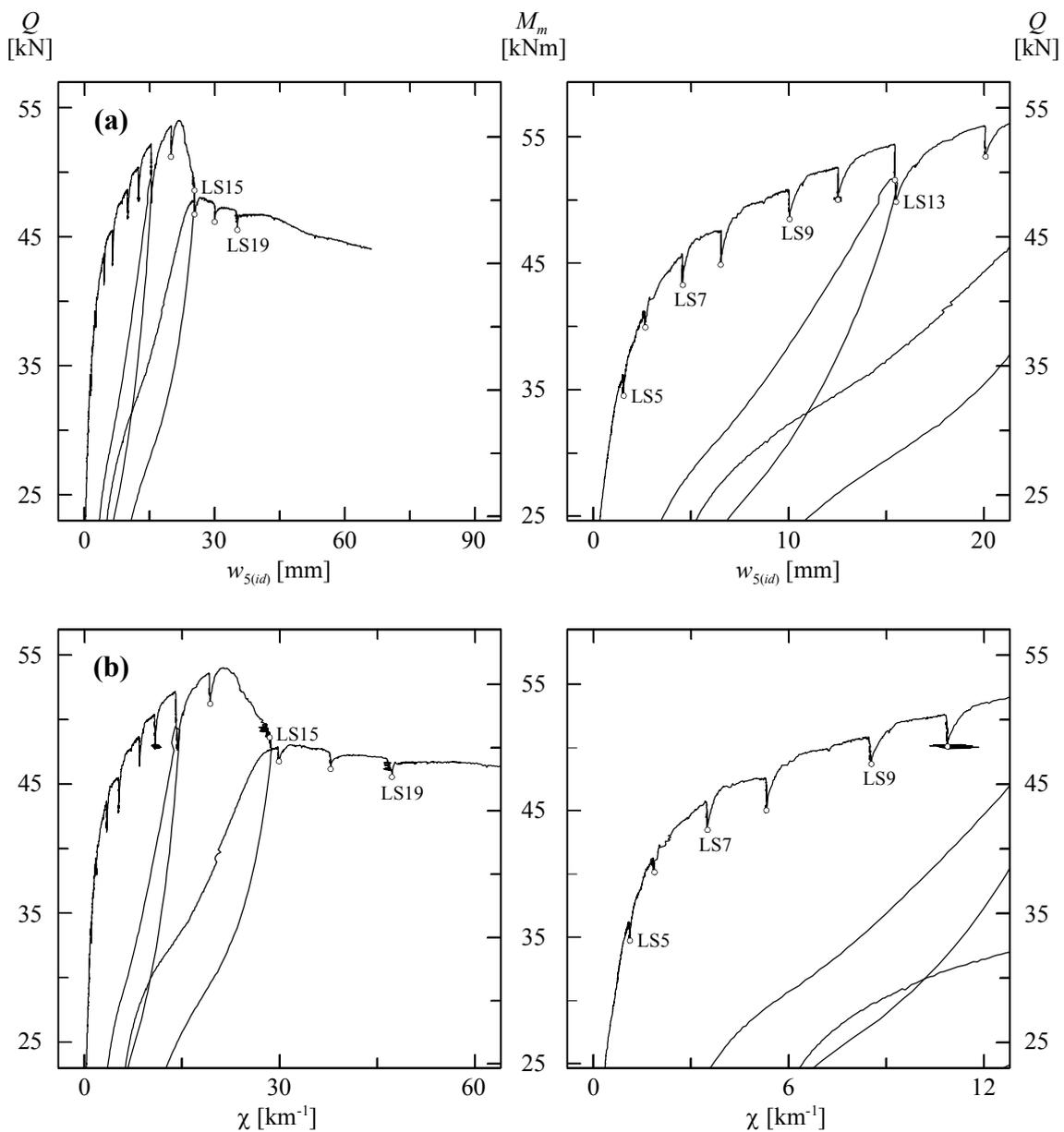


Bild 4.40 – BP.60: (a) Last- bzw. Momenten-Durchbiegungsdiagramm; (b) Last- bzw. Momenten-Krümmungsdiagramm ermittelt aus u_1 und u_2 .

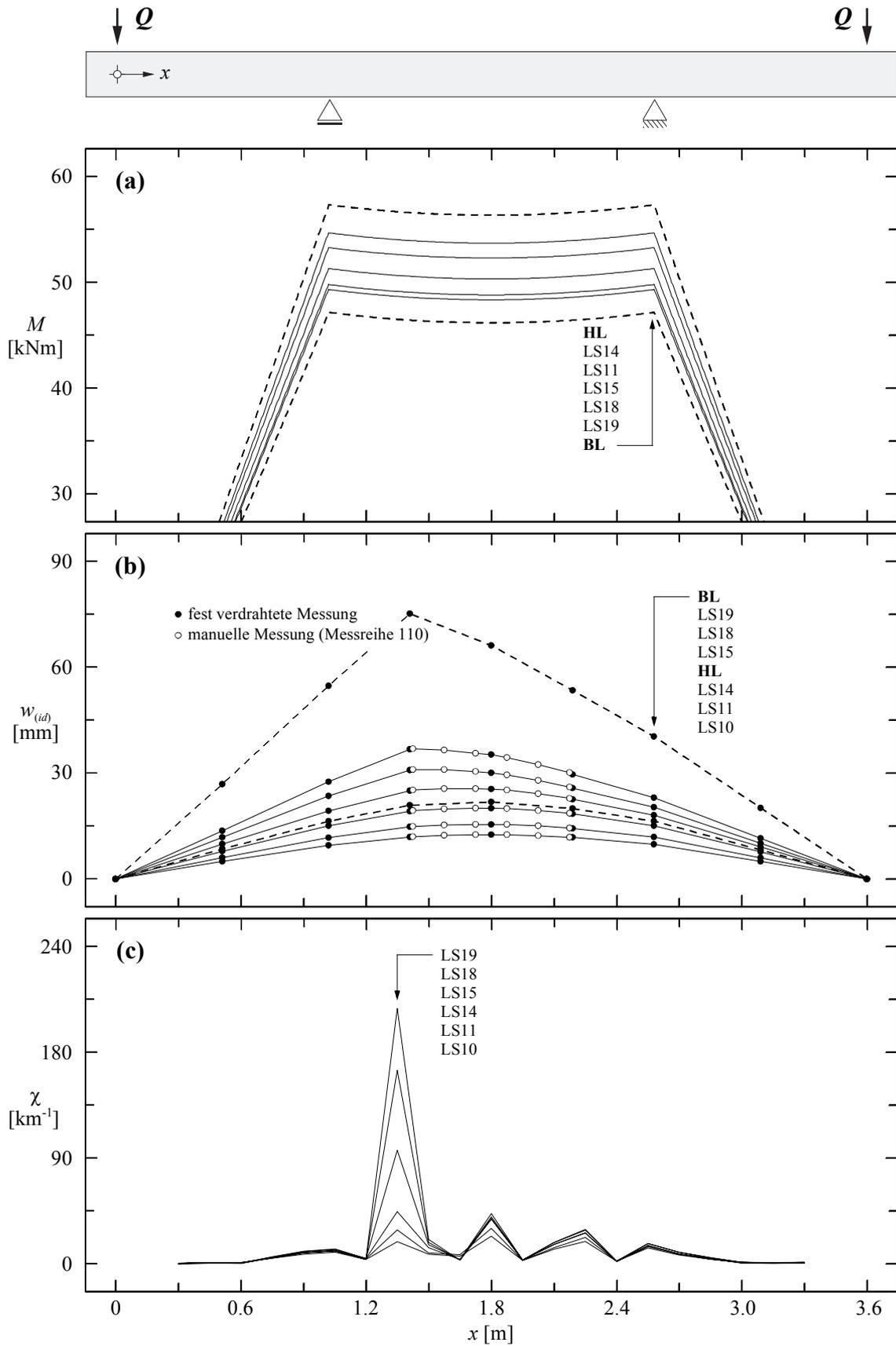


Bild 4.41 – BP.60: **(a)** Momentenverläufe; **(b)** Biegelinien; **(c)** Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 40, 70 und 97).

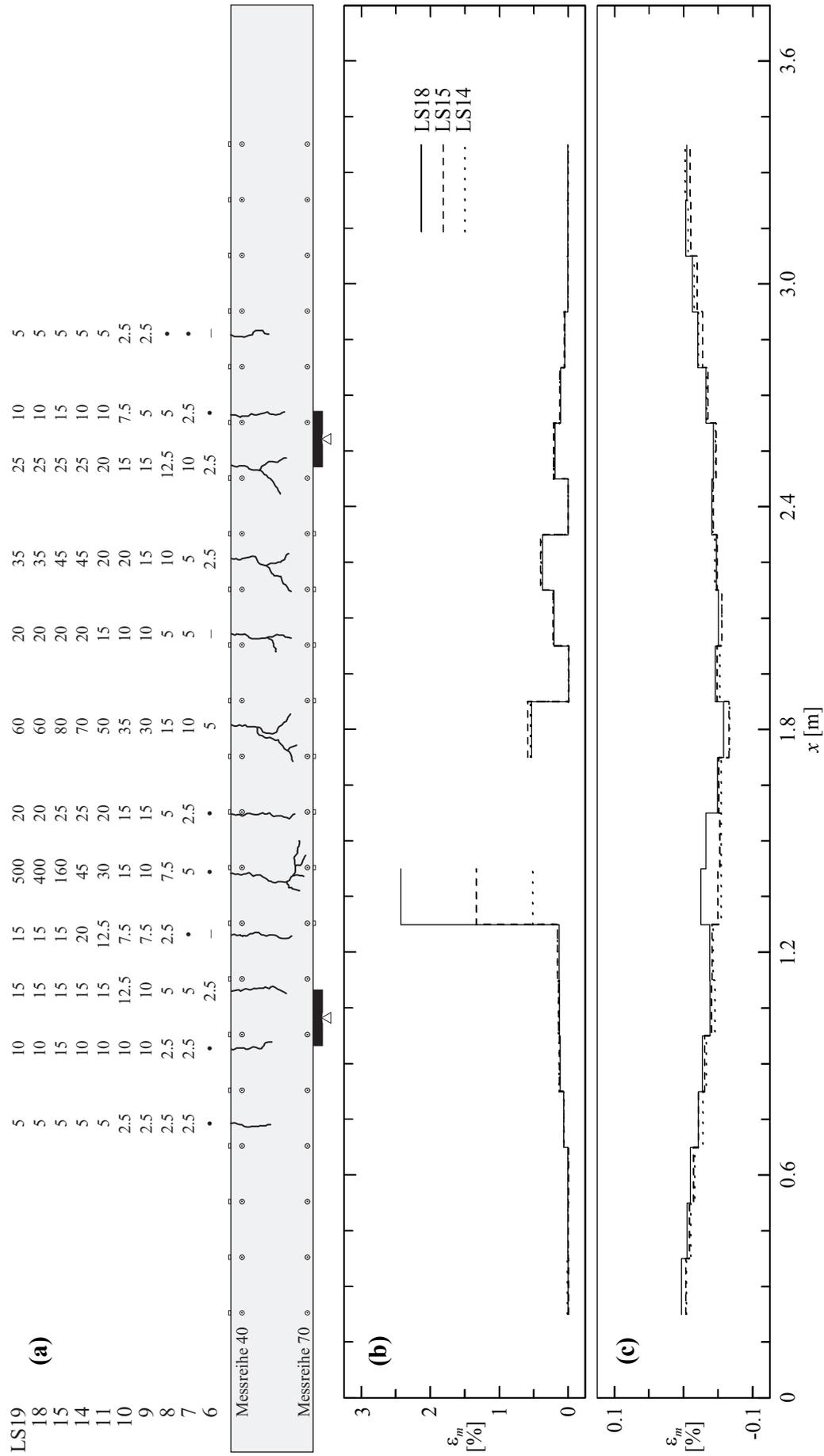


Bild 4.42 – *BP.60*: **(a)** Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100]; **(b)** mittlere Zugdehnungen auf Höhe der Bewehrung (Messreihe 40) und **(c)** mittlere Druckdehnungen (Messreihe 70).

gleichmässig (siehe auch Biegelinien in Bild 4.41 (b)), und es war zunehmend das für das Zerreißen der Stahlfasern typische Geräusch hörbar. Anschliessend fiel die Last Q stark ab, und die aufgezungenen Verformungen lokalisierten sich in einem Riss, bevor mit Laststufe 15 der zweite Ent- und Wiederbelastungszyklus eingeleitet wurde. Dieser war, wie schon der erste Ent- und Wiederbelastungszyklus, durch einen S-förmigen Verlauf der Beanspruchungs-Verformungsbeziehungen (Bild 4.40) charakterisiert, verursacht durch den Vorzeichenwechsel der Biegebeanspruchung und die damit einhergehende Druckbeanspruchung der gerissenen Zugzone.

Im Anschluss an den zweiten Ent- und Wiederbelastungszyklus nahm die Last Q bei zunehmenden aufgezungenen Verformungen stetig ab, bis der eigentliche Bruch des Versuchskörpers durch Zerreißen eines Drahtes der siebendrähtigen Vorspannlitze erfolgte. Die dabei gemessene Vorspannkraft $P = 232.5$ kN war um 10.5 % kleiner als die in den Materialprüfungen ermittelte statische Bruchlast (siehe Tabelle 2.10). Verursacht durch den sehr kleinen Krümmungsradius der Vorspannlitze im massgebenden Riss entstanden vermutlich lokal grosse Reibungskräfte, die zu einer Zunahme der Spannungen in einzelnen Litzendrähten im Riss führte. Daher darf die gemessene Vorspannkraft P bei fortgeschrittener Durchbiegung nur mit Vorbehalt auf den Bruchquerschnitt bezogen werden. Die Last $Q = 44.1$ kN beim Bruch entsprach 82 % der während des Versuchs gemessenen Höchstlast. Die ideellen Durchbiegungen in der Mitte des Versuchskörpers bei Höchstlast und beim Bruch betragen $w_{5(id)} = 21.9$ mm beziehungsweise $w_{5(id),u} = 66.2$ mm.

Die Diagramme in Bild 4.40 (b) zeigen ein gewisses Schwingen des Versuchskörpers bei einigen Laststufen. Ursache dafür war das beinahe ungedämpfte gekoppelte Federpaar “Vorspannlitze” und “Pendelmanometer zur Erzeugung des Oeldrucks”.

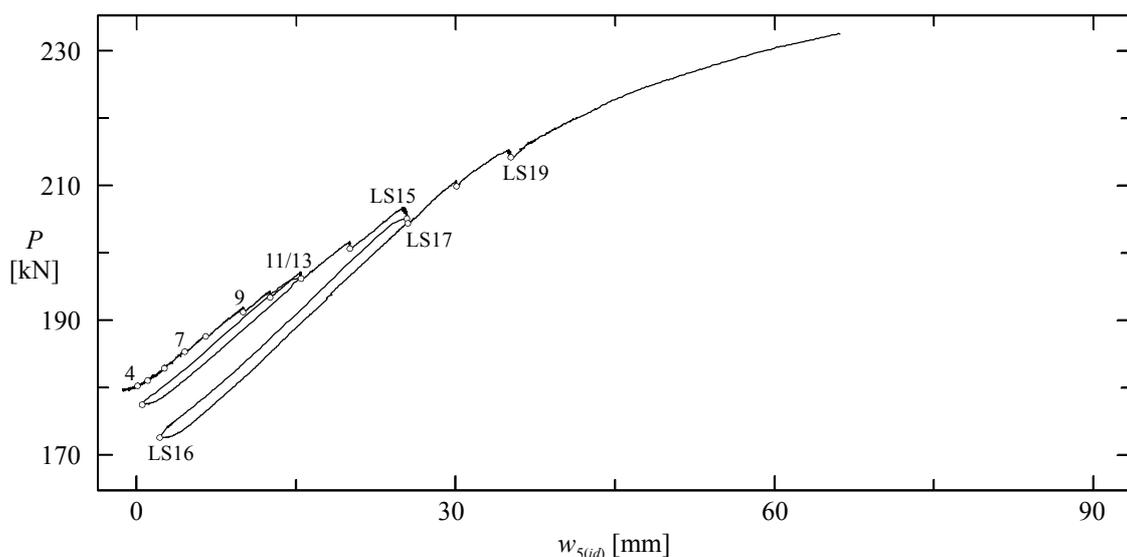


Bild 4.43 – BP.60: Vorspannkraft-Durchbiegungsdiagramm.

4.4 Plattenstreifenversuche

In der Folge werden die wichtigsten Resultate jedes Plattenstreifenversuchs einzeln dargestellt. Es werden gezeigt:

- Eine tabellarische Zusammenstellung des Versuchsablaufs. Diese beinhaltet alle aus den fest verdrahteten Messungen gewonnenen Messwerte zu Beginn und Ende der Laststufen sowie bei den Belastungszuständen Höchst- und Bruchlast, Maximales Stützmoment und womöglich Risslast. Positive Werte der gemessenen Auflagerverschiebungen u_4 und u_5 entsprechen Vergrößerungen der Spannweiten;
- Last-Durchbiegungsdiagramme an den Orten der Lasteinleitungen Q_1 bis Q_4 (siehe Bild 3.9);
- Last-Momentendiagramme für die Feldmomente M_1 und M_2 an den Orten der Lasteinleitungen Q_1 und Q_2 beziehungsweise Q_4 und Q_3 und für das Stützmoment M_B ;
- Stützmoment-Verlängerungsdiagramme der Zugzone über dem Mittenaufleger für die Basislängen 150 mm und 450 mm, ermittelt aus den Messwerten der induktiven Wegmesser u_1 , u_2 , sowie ein Stützmoment-Krümmungsdiagramm, ermittelt aus den Messwerten der induktiven Wegmesser u_2 und u_3 (siehe Bild 3.9);
- Momentenverläufe und Biegelinien für ausgewählte Laststufen und die Belastungszustände Höchst- und Bruchlast sowie Maximales Stützmoment;
- Krümmungen entlang der Längsachse für ausgewählte Laststufen, ermittelt aus den Messwerten der manuellen Messungen;
- Mittlere Längszug- und Längsdruckdehnungen sowie Krümmungen im Bereich des Mittenauflegers für ausgewählte Laststufen, ermittelt aus den Messwerten der manuellen Messungen;
- Ein schematisches Rissbild und die Entwicklung der Rissbreiten. Die zum Zeitpunkt einer Laststufe noch nicht vorhandenen Risse sind mit einem Bindestrich (–) gekennzeichnet, das Aufzählungszeichen (•) deutet auf sehr feine, mit einem Rissmassstab nicht messbare Rissbreiten hin.

In den nachfolgend beschriebenen Plattenstreifenversuchen wird auf die durch die Stahlfaserbeigabe hervorgerufenen Phänomene wie die Reduktion der Rissabstände, die starke Verästelung der Risse, das erhöhte Lastniveau und das entfestigende Verhalten nicht explizit hingewiesen, sie sind aber aus den dargestellten Versuchsergebnissen ersichtlich.

Das bei den Zug- und Biegeversuchen beobachtete Zerreißen der Stahlfasern fand in den nachfolgend beschriebenen Plattenstreifenversuchen *CB.30* und *CB.60* nicht statt; die Stahlfasern wurden bei diesen Versuchskörpern aus dem Beton ausgezogen.

4.4.1 Plattenstreifenversuch *CB.0*

Der Versuch *CB.0* war als Referenzversuch konzipiert. Der Längsbewehrungsgehalt im Feld betrug $\rho = 0.152\%$, entsprechend dem minimal erforderlichen Bewehrungsgehalt gemäss [19]. Das Verhältnis $A_s/A_s' = \rho_s/\rho_s' = 0.70$ der Längsbewehrungsgehalte im Feld und über dem Mittenaufleger entsprach ungefähr dem Verhältnis der entsprechenden maximalen Biegemomente bei elastischer Schnittgrössenverteilung. Der Fasergehalt C_f betrug $0 \text{ kg Stahlfasern pro m}^3 \text{ Beton}$.

Laststufe (LS)	Q	A, C	B	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	u_1	u_2	u_3	u_4	u_5	
	[kN]			w_{10}	w_9	w_8	w_7	w_6						
	19.0	22.2	75.2	0.80	0.68	0.44	0.27	0.186	0.015	0.10	-0.048	0.08	-0.06	RL
				0.86	0.73	0.46	0.28	0.186						
2	19.0 18.5	22.2 21.9	75.2 73.6	0.80	0.68	0.44	0.27	0.186	0.015	0.10	-0.048	0.08	-0.06	AB ME
				0.80	0.63	0.45	0.27	0.192						
				0.86	0.73	0.46	0.28	0.186						
				0.85	0.73	0.46	0.29	0.191						
3	34.6 31.3	36.2 33.7	109.8 101.4	2.11	1.96	1.29	0.74	0.426	0.273	0.64	-0.172	0.06	-0.36	AB ME
				2.08	1.97	1.29	0.75	0.424						
				3.42	2.86	1.73	0.94	0.458						
				3.47	2.93	1.76	0.96	0.448						
4	1.7 2.3	12.0 12.4	26.4 28.0	0.56	0.57	0.42	0.24	0.134	0.122	0.36	-0.064	0.11	-0.34	AB ME
				0.56	0.54	0.42	0.25	0.138						
				1.37	1.19	0.71	0.38	0.155						
				1.38	1.20	0.71	0.38	0.164						
5	31.5 30.8	33.8 33.4	102.1 100.1	2.07	1.91	1.28	0.74	0.427	0.264	0.64	-0.173	0.04	-0.40	AB ME
				2.07	1.91	1.29	0.75	0.431						
				3.49	2.94	1.76	0.95	0.457						
				3.51	2.95	1.76	0.95	0.461						
6	39.2 36.5	38.7 36.7	123.0 116.1	5.27	4.63	2.69	1.39	0.615	0.362	1.11	-0.290	-0.37	-0.64	AB ME
				5.36	4.76	2.78	1.42	0.623						
				5.17	4.42	2.56	1.34	0.603						
				5.05	4.36	2.51	1.30	0.580						
7	48.2 46.3	44.7 43.4	146.9 141.9	11.99	11.42	6.38	3.21	1.314	0.936	2.50	-0.514	-1.68	-1.08	AB ME
				12.10	11.50	6.44	3.23	1.321						
				9.20	8.54	4.63	2.17	0.734						
				9.09	8.44	4.57	2.14	0.718						
8	1.9 2.0	11.1 11.1	29.2 29.1	6.22	5.89	3.27	1.63	0.630	0.540	1.51	-0.230	-0.99	-0.56	AB ME
				6.23	5.87	3.27	1.63	0.636						
				3.71	3.55	1.88	0.85	0.230						
				3.70	3.55	1.88	0.85	0.235						
9	46.4 45.1	43.5 42.5	142.0 138.8	12.12	11.54	6.44	3.25	1.323	0.953	2.47	-0.509	-1.71	-1.00	AB ME
				12.12	11.54	6.45	3.25	1.329						
				9.07	8.38	4.55	2.14	0.711						
				9.06	8.38	4.55	2.14	0.714						
10	50.7 49.1	46.3 45.3	153.6 149.2	28.58	24.56	13.43	6.75	2.745	3.127	4.73	-0.910	-4.46	-1.80	AB ME
				28.53	24.50	13.43	6.74	2.743						
				16.24	13.90	7.51	3.59	1.228						
				16.29	13.93	7.53	3.60	1.236						
	53.1	48.0	160.0	33.86	28.75	15.65	7.80	3.147	4.259	5.95	-1.129	-5.05	-3.03	HL
				23.93	19.68	10.65	5.15	1.827						
	52.8	47.5	159.5	37.25	31.43	17.06	8.50	3.438	4.546	6.27	-1.185	-5.62	-2.91	MS
				24.03	19.74	10.67	5.14	1.801						
	52.1	46.9	158.0	38.49	32.39	17.56	8.74	3.541	4.628	6.38	-1.205	-5.84	-2.86	BL
				24.03	19.75	10.66	5.12	1.781						

Tabelle 4.15 – Versuch *CB.0* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, **RL**: Risslast, **HL**: Höchstlast, **MS**: Maximales Stützmoment ($M_{B,max}$), **BL**: Bruchlast).

Bei einer Last von $Q = 19.0$ kN und einem Stützmoment $M_B = -30.1$ kNm bildete sich über dem Mittenaufleger der erste Biegeriss. Im Anschluss an Laststufe 2, bei einer Last von $Q = 23.0$ kN und einem Stützmoment $M_B = -36.5$ kNm, bildete sich ein zweiter Riss über dem Mittenaufleger, und es erfolgte eine Momentenumlagerung in die Felder (siehe Bild 4.45 (a)). Dadurch bildeten sich bei den äusseren Lasteinleitungen die ersten Biegerisse in den Feldern. Wahrscheinlich durch lokal schlechtere Verbundeigenschaften verursacht, öffnete sich, kurz vor Erreichen der Laststufe 3, bei einer Last von $Q = 34.5$ kN und einem Moment $M_1 = 32.1$ kNm, an der Stelle von Q_4 ein einzelner Riss verhältnismässig stark (siehe Bild 4.48 und w_{10} in Bild 4.44). Kurz vor Laststufe 6 bildeten sich in den Feldern zusätzliche Risse, und im Anschluss an Laststufe 6 wurde bei einer Last von $Q = 45.5$ kN das Fliessmoment $M_1 = 39.1$ kNm bei den äusseren Lasteinleitungen er-

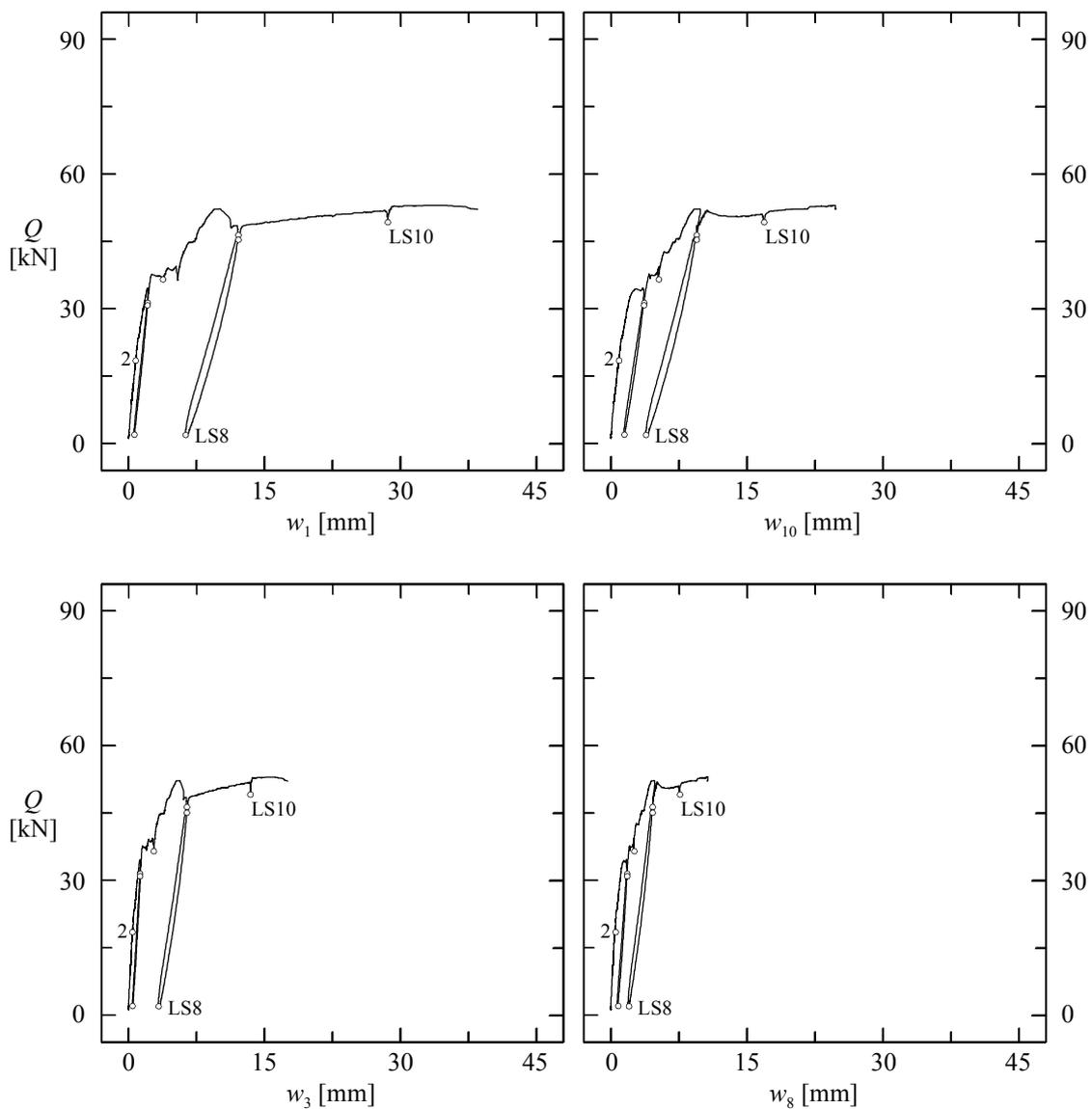


Bild 4.44 – *CB.0*: Durchbiegungen an den Orten der Lasteinleitungen.

reicht. Entsprechend den sich dadurch verändernden Steifigkeitsverhältnissen erfolgte eine Momentenumlagerung zurück zum Mittenaufleger. Daraufhin konnte die Last weiter gesteigert werden, bevor mit $Q = 51.9 \text{ kN}$ auch das Fliehmoment $M_B = -56.5 \text{ kNm}$ beim Mittenaufleger erreicht wurde und die Last stark abfiel.

Im Anschluss an den Ent- und Wiederbelastungszyklus und mit zunehmenden, in den beiden Feldern stark unterschiedlichen Verformungen, stieg die Last noch geringfügig an. Nach dem Überschreiten der Höchstlast $Q = 53.1 \text{ kN}$ und der damit einhergehenden Entfestigung der Bewehrung im Riss an der Stelle von Q_1 , nahm das Stützmoment M_B noch geringfügig zu, bevor der eigentliche Bruch durch Zerreißen der Bewehrung an der Stelle von Q_1 eintrat.

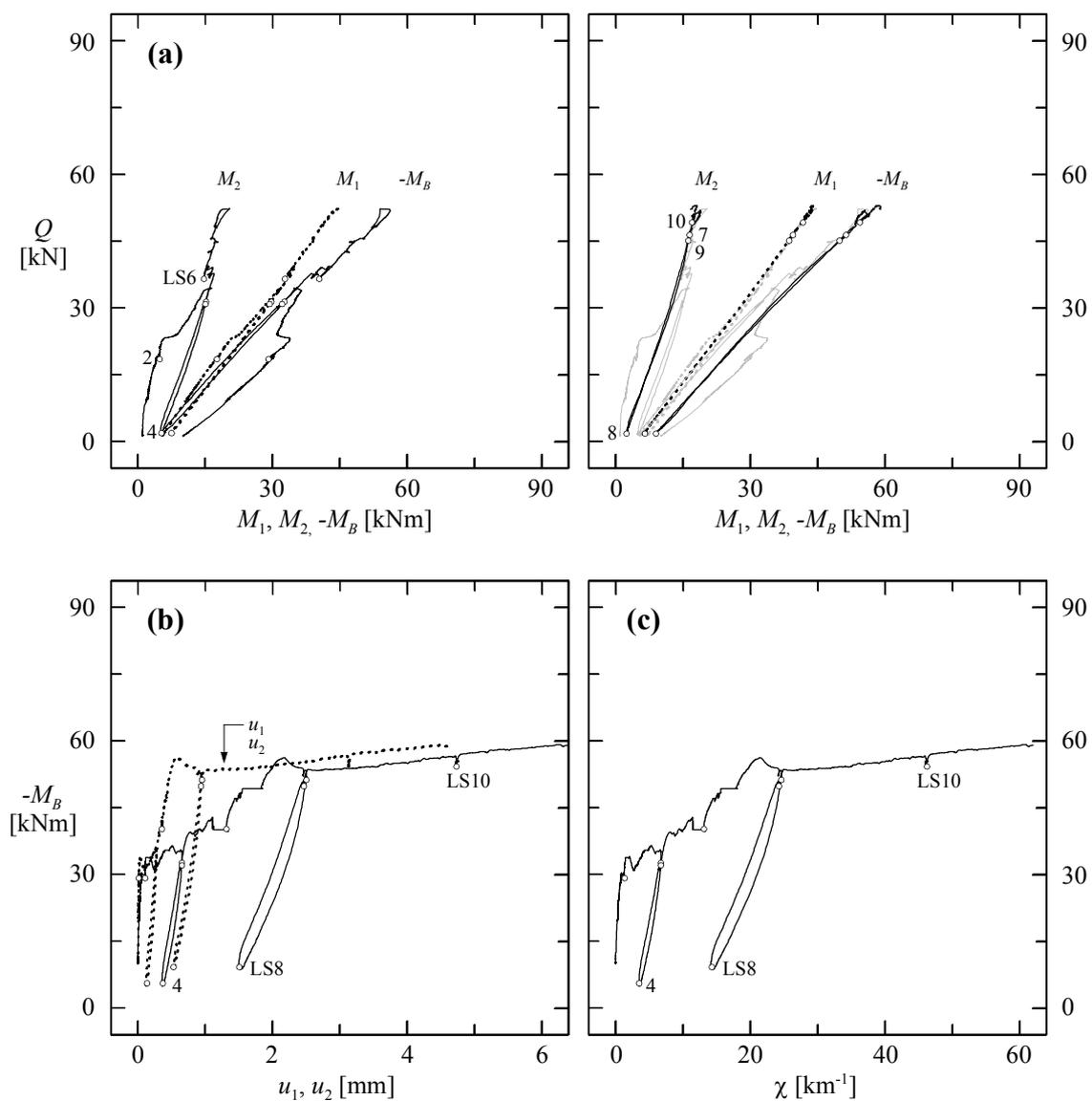


Bild 4.45 – CB.0: (a) Stütz- und Feldmomente; (b) Verlängerungen der Zugzone über dem Mittenaufleger; (c) Krümmung ermittelt aus u_2 und u_3 .

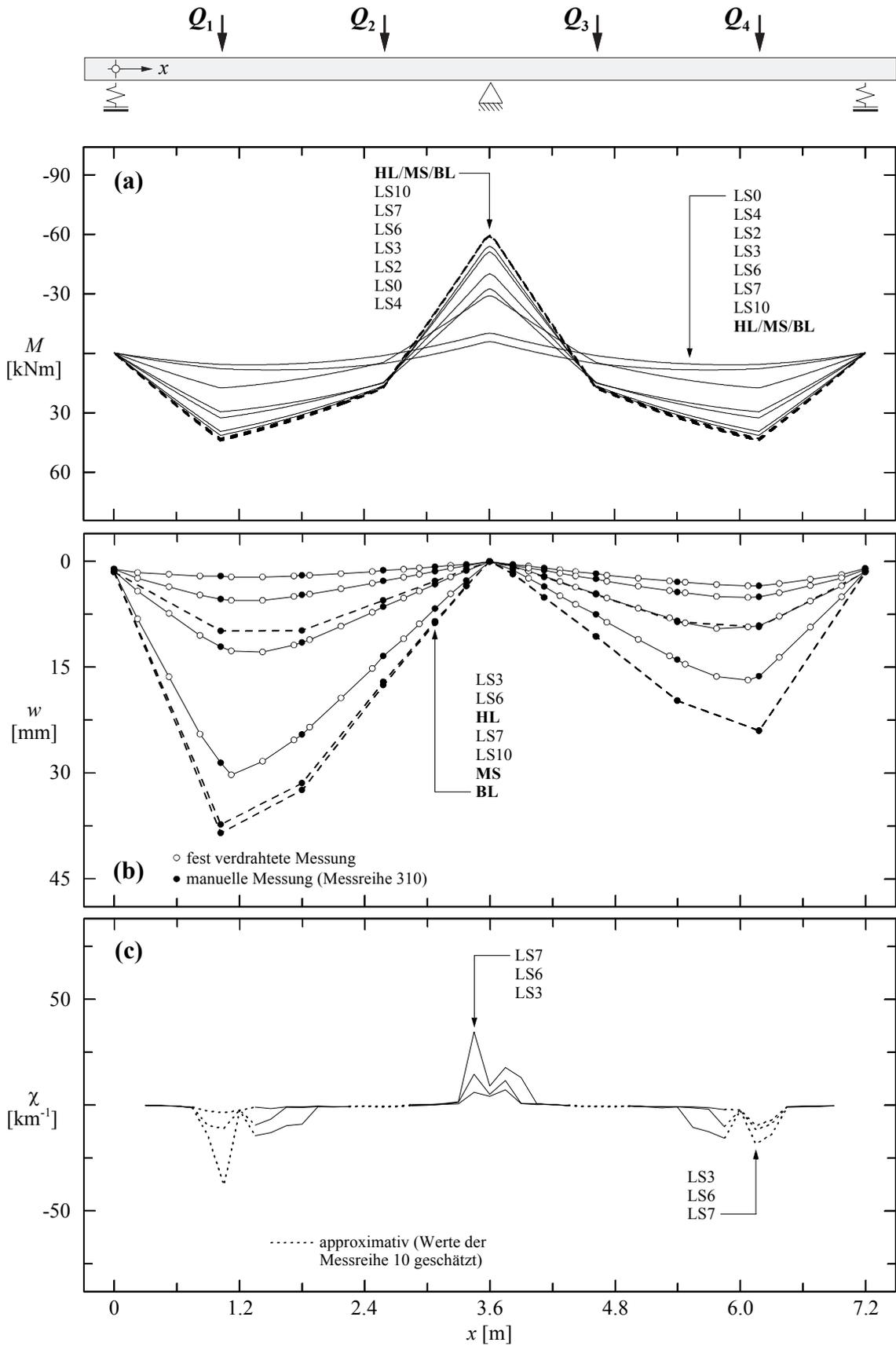


Bild 4.46 – CB.0: **(a)** Momentenverläufe (LS0 = Ausgangszustand); **(b)** Biegelinien; **(c)** Krümmungen (aus den Werten der Messreihen 10 und 110).

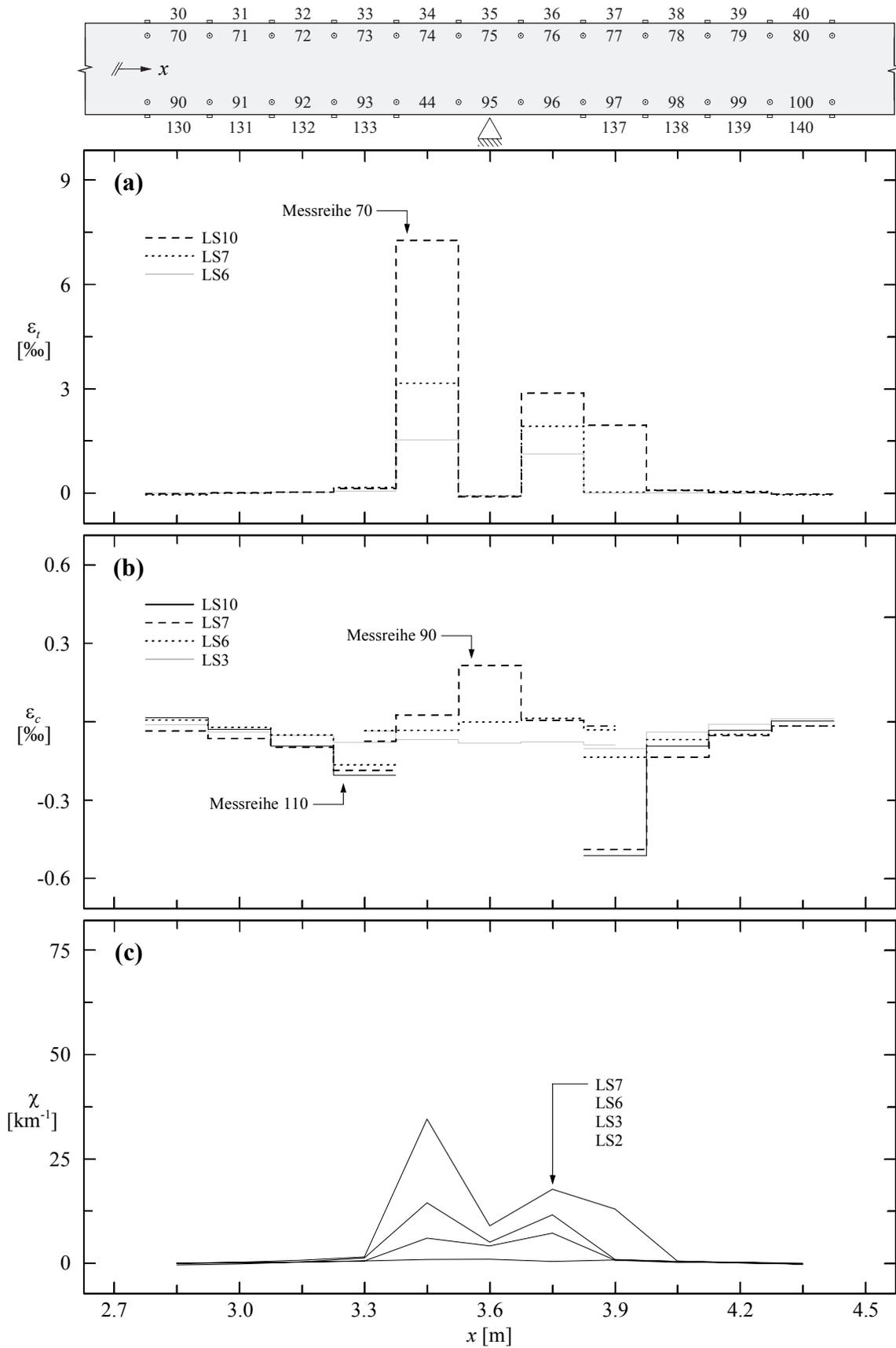


Bild 4.47 – CB.0: (a) Mittlere Zugdehnungen; (b) mittlere Druckdehnungen; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 70, 90 und 110).

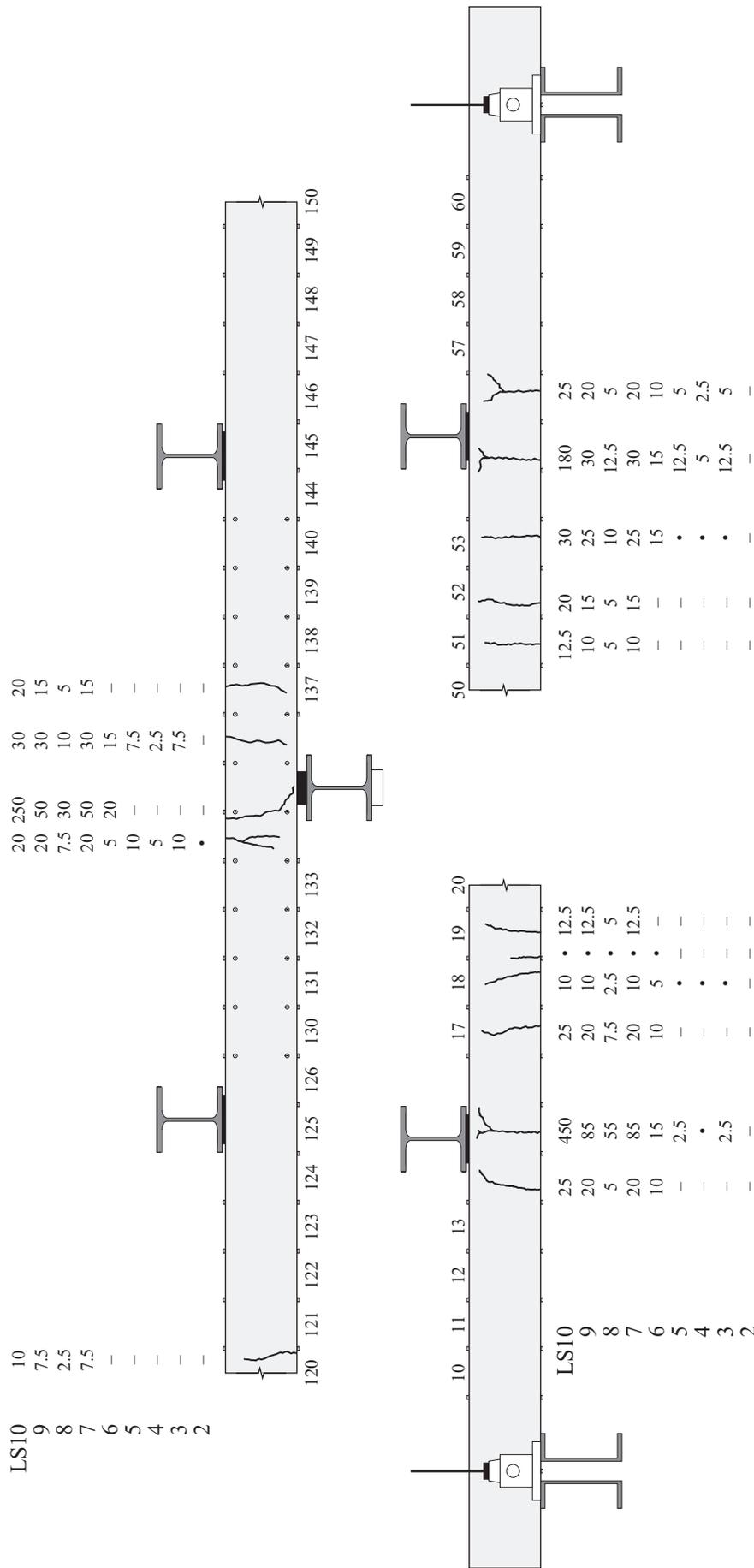


Bild 4.48 – CB.0: Schematisches Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100].

4.4.2 Plattenstreifenversuch *CB.30*

Die Betonstahlbewehrung des Versuchskörpers *CB.30* war mit derjenigen des Versuchskörpers *CB.0* identisch. Um den Einfluss einer geringen Menge Stahlfasern auf das Tragverhalten zu untersuchen, enthielt der Versuchskörper jedoch 30 kg Stahlfasern pro m³ Beton. Das Verhältnis $A_s/A_s' = \rho_s/\rho_s' = 0.70$ der Betonstahl-Längsbewehrungsgehalte im Feld und über dem Mittenaufleger entsprach etwa dem Verhältnis der entsprechenden maximalen Biegemomente bei elastischer Schnittgrößenverteilung. Unter Berücksichtigung

Laststufe (LS)	Q	A, C	B	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	u_1	u_2	u_3	u_4	u_5	
	[kN]			w_{10}	w_9	w_8	w_7	w_6						
	8.6	14.7	48.1	0.37	0.26	0.18	0.13	0.099	0.005	0.01	-0.016	0.00	0.00	RL
				0.33	0.27	0.18	0.12	0.077						
2	18.1 17.6	21.4 21.2	72.5 71.0	0.93	0.66	0.46	0.30	0.220	0.037	0.08	-0.044	0.00	0.00	AB ME
				0.80	0.67	0.47	0.31	0.223						
				0.79	0.68	0.46	0.29	0.197						
				0.80	0.70	0.47	0.30	0.201						
3	29.6 27.7	31.0 29.9	99.3 94.3	1.76	1.42	0.99	0.61	0.389	0.224	0.25	-0.113	0.00	0.00	AB ME
				1.57	1.42	1.01	0.62	0.392						
				1.61	1.44	1.00	0.61	0.379						
				1.63	1.44	1.01	0.61	0.383						
4	35.8 34.3	36.1 35.0	114.1 110.2	2.48	2.19	1.50	0.90	0.534	0.456	0.46	-0.175	0.00	-0.06	AB ME
				2.37	2.22	1.52	0.91	0.536						
				2.59	2.32	1.54	0.89	0.507						
				2.61	2.32	1.55	0.89	0.510						
5	45.6 42.4	43.0 40.8	139.3 131.1	5.01	4.45	2.82	1.56	0.792	0.759	0.93	-0.288	-0.35	-0.29	AB ME
				4.83	4.47	2.83	1.56	0.796						
				4.76	4.43	2.71	1.39	0.644						
				4.79	4.46	2.73	1.39	0.649						
6	54.3 51.1	48.6 46.2	163.0 154.7	7.58	6.75	4.08	2.12	0.968	1.058	1.47	-0.422	-0.69	-0.72	AB ME
				7.42	6.75	4.08	2.11	0.956						
				7.35	7.25	4.33	2.14	0.913						
				7.39	7.37	4.37	2.16	0.918						
7	60.7 57.7	53.7 51.4	178.3 171.1	9.67	9.23	5.53	2.82	1.194	1.728	2.38	-0.572	-0.91	-1.29	AB ME
				9.65	9.27	5.56	2.83	1.195						
				10.20	10.34	6.19	3.08	1.285						
				10.20	10.33	6.21	3.08	1.286						
8	1.0 1.4	11.0 11.2	24.9 25.9	4.11	3.95	2.33	1.13	0.369	0.933	1.37	-0.231	-0.77	-0.77	AB ME
				3.95	3.93	2.33	1.13	0.371						
				4.08	4.32	2.60	1.23	0.439						
				4.08	4.33	2.60	1.23	0.438						
9	55.9 54.8	50.1 49.3	166.4 163.3	10.08	9.29	5.54	2.84	1.166	1.786	2.41	-0.556	-1.01	-1.30	AB ME
				9.99	9.30	5.54	2.84	1.175						
				10.09	10.24	6.17	3.07	1.254						
				10.10	10.27	6.18	3.08	1.259						
10	65.0 62.3	57.3 55.4	188.3 181.2	17.77	16.12	9.51	4.89	1.980	3.684	3.71	-0.811	-2.36	-1.72	AB ME
				17.80	16.29	9.59	4.94	2.000						
				12.89	13.08	8.01	3.99	1.621						
				12.83	13.26	7.99	3.97	1.627						
	65.9	57.9	191.0	18.94	17.27	10.15	5.23	2.122	4.004	3.97	-0.858	-2.63	-1.72	HL
				13.24	13.66	8.23	4.08	1.642						
	61.5	52.5	183.9	40.31	34.57	19.64	10.04	4.077	6.734	6.08	-1.233	-6.72	-0.97	MS
				12.84	13.12	7.77	3.71	1.410						
	61.3	52.3	183.4	40.39	34.63	19.67	10.05	4.081	6.735	6.08	-1.234	-6.74	-0.96	BL
				12.83	13.10	7.76	3.71	1.405						

Tabelle 4.16 – Versuch *CB.30* (**AB**: Anhalten des Belastungsvorgangs, **ME**: Messende der manuellen Messungen, **RL**: Risslast, **HL**: Höchstlast, **MS**: Maximales Stützmoment ($M_{B,max}$), **BL**: Bruchlast).

der über den gesamten Versuchskörper konstanten Stahlfaserbewehrung veränderte sich das Verhältnis der Bewehrungsgehalte geringfügig zu Ungunsten der Stützbewehrung.

Bei einer Last von $Q = 8.6 \text{ kN}$ und einem Stützmoment $M_B = -19.5 \text{ kNm}$ bildete sich über dem Mittenaufleger der erste Biegeriss. Im Anschluss an Laststufe 2, bei einer Last von $Q \approx 25 \text{ kN}$ und einem Stützmoment $M_B \approx -35 \text{ kNm}$, bildeten sich drei zusätzliche Risse über dem Mittenaufleger und je ein Biegeriss bei den beiden äusseren Lasteinleitungen. Gleichzeitig erfolgte eine Momentenumlagerung in die Felder (siehe Bild 4.50 (a)). Zwischen Laststufe 3 und Laststufe 6 breiteten sich die gerissenen Feldbereiche zunehmend aus, und entsprechend den sich verändernden Steifigkeitsverhältnissen erfolgte eine sukzessive Momentenumlagerung zum Mittenaufleger hin. Eine weitere

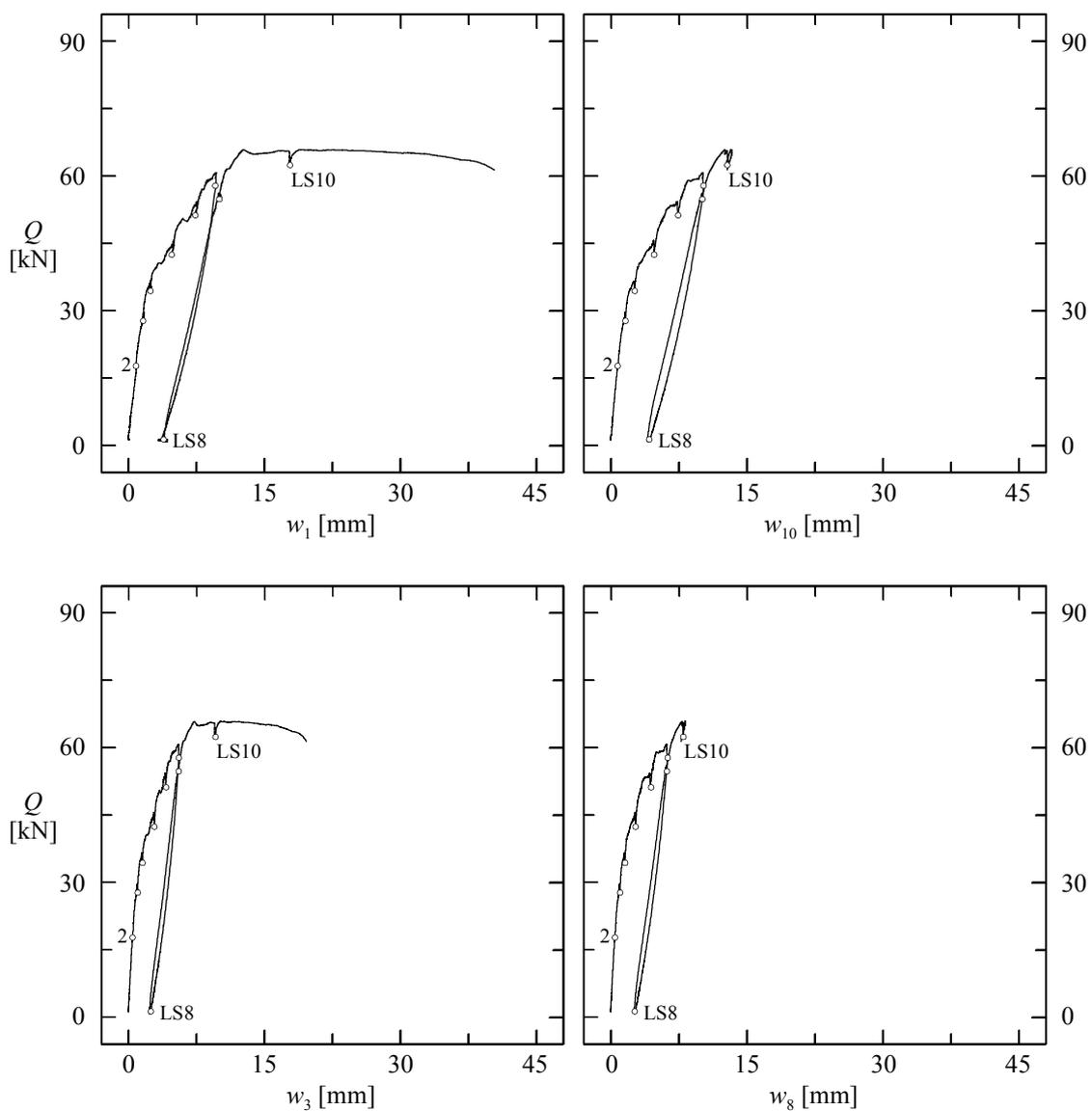


Bild 4.49 – CB.30: Durchbiegungen an den Orten der Lasteinleitungen.

Momentenumlagerung zum Mittenaufleger hin erfolgte im Anschluss an Laststufe 6, als bei einer Last $Q = 56.8 \text{ kN}$ das Flie遨moment $M_1 = 46.6 \text{ kNm}$ bei den äusseren Lastleitungen erreicht wurde. Kurze Zeit darauf wurde bei einer Last von $Q = 59.2 \text{ kN}$ auch das Flie遨moment $M_B = -65.5 \text{ kNm}$ über dem Mittenaufleger erreicht (siehe Bild 4.50 (c)), und es erfolgte wiederum eine Momentenumlagerung zurück in die Felder.

Während der folgenden verfestigend gerissenen Phase bis zur Höchstlast $Q = 65.9 \text{ kN}$ nahm das Stützmoment M_B im Verhältnis zu den Feldmomenten nur wenig zu, bevor sich die Verformungen in einem Riss an der Stelle von Q_1 lokalisierten. Dabei nahmen die Feldmomente mit zunehmendem Stützmoment M_B ab (siehe Bild 4.51 (a)). Der eigentliche Bruch erfolgte durch Zerrei遨en der Bewehrung an der Stelle von Q_1 .

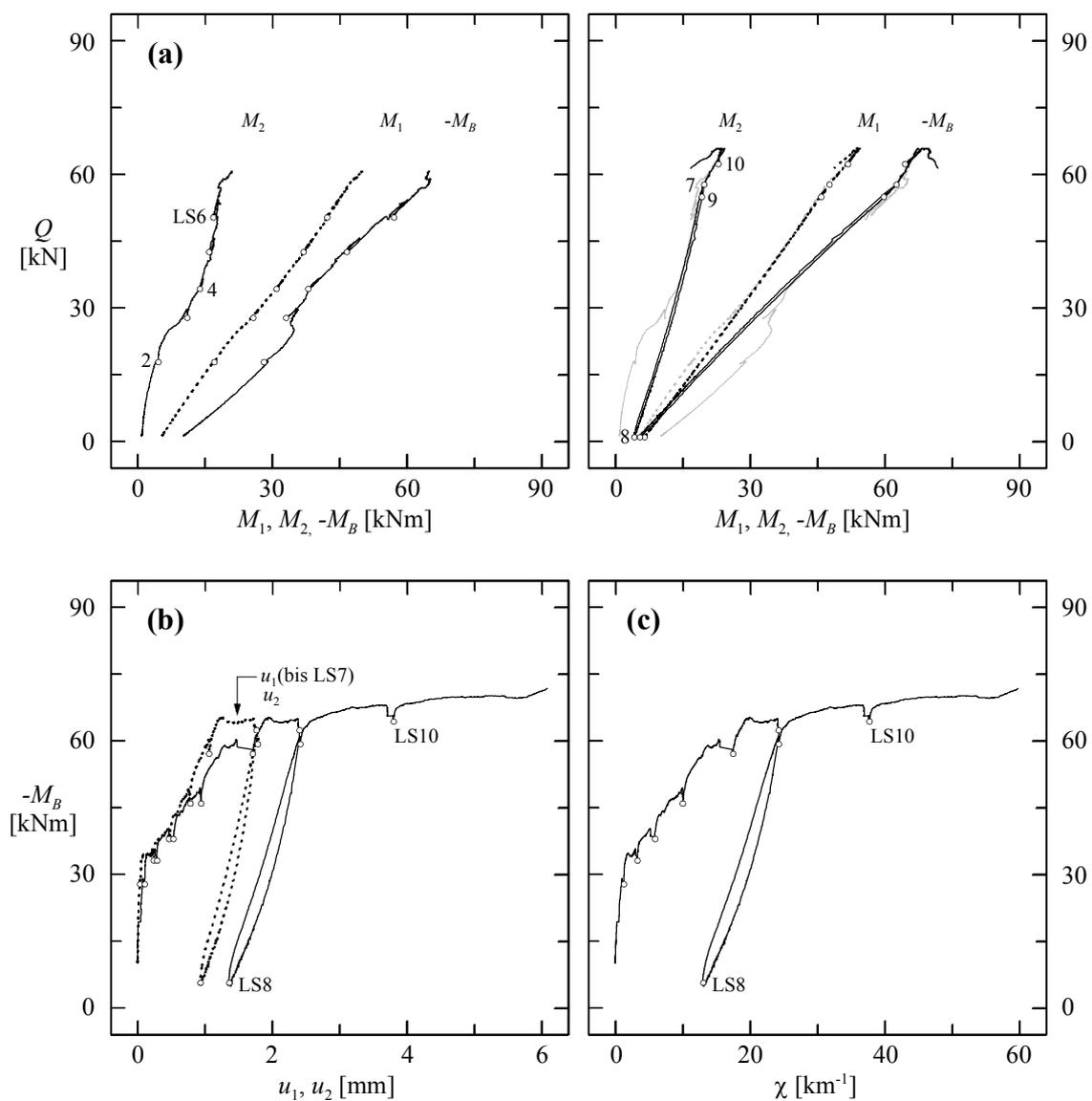


Bild 4.50 – CB.30: **(a)** Stütz- und Feldmomente; **(b)** Verlängerungen der Zugzone über dem Mittenaufleger; **(c)** Krümmung ermittelt aus u_2 und u_3 .

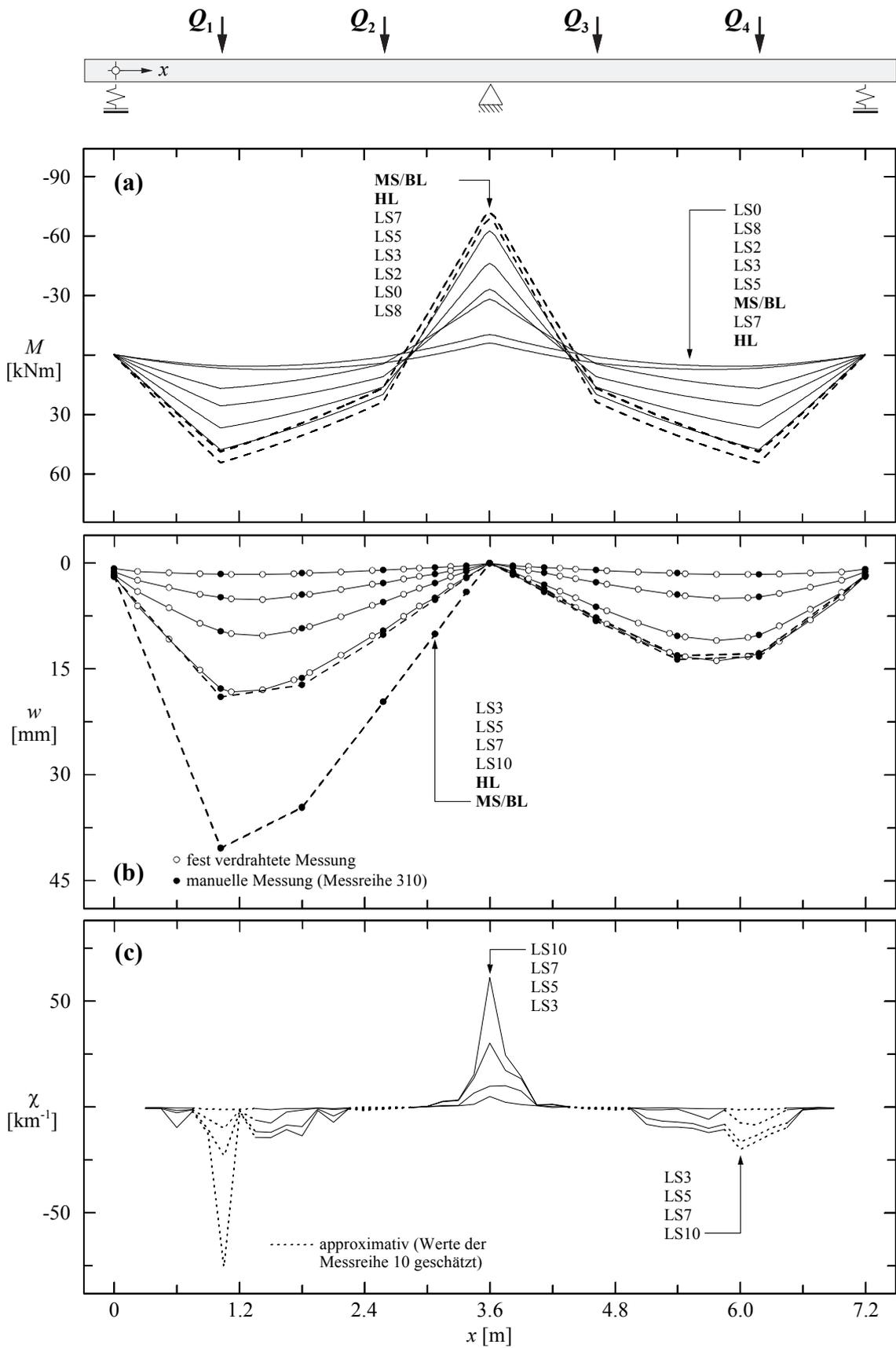


Bild 4.51 – CB.30: **(a)** Momentenverläufe (LS0 = Ausgangszustand); **(b)** Biegelinien; **(c)** Krümmungen (aus den Werten der Messreihen 10 und 110).

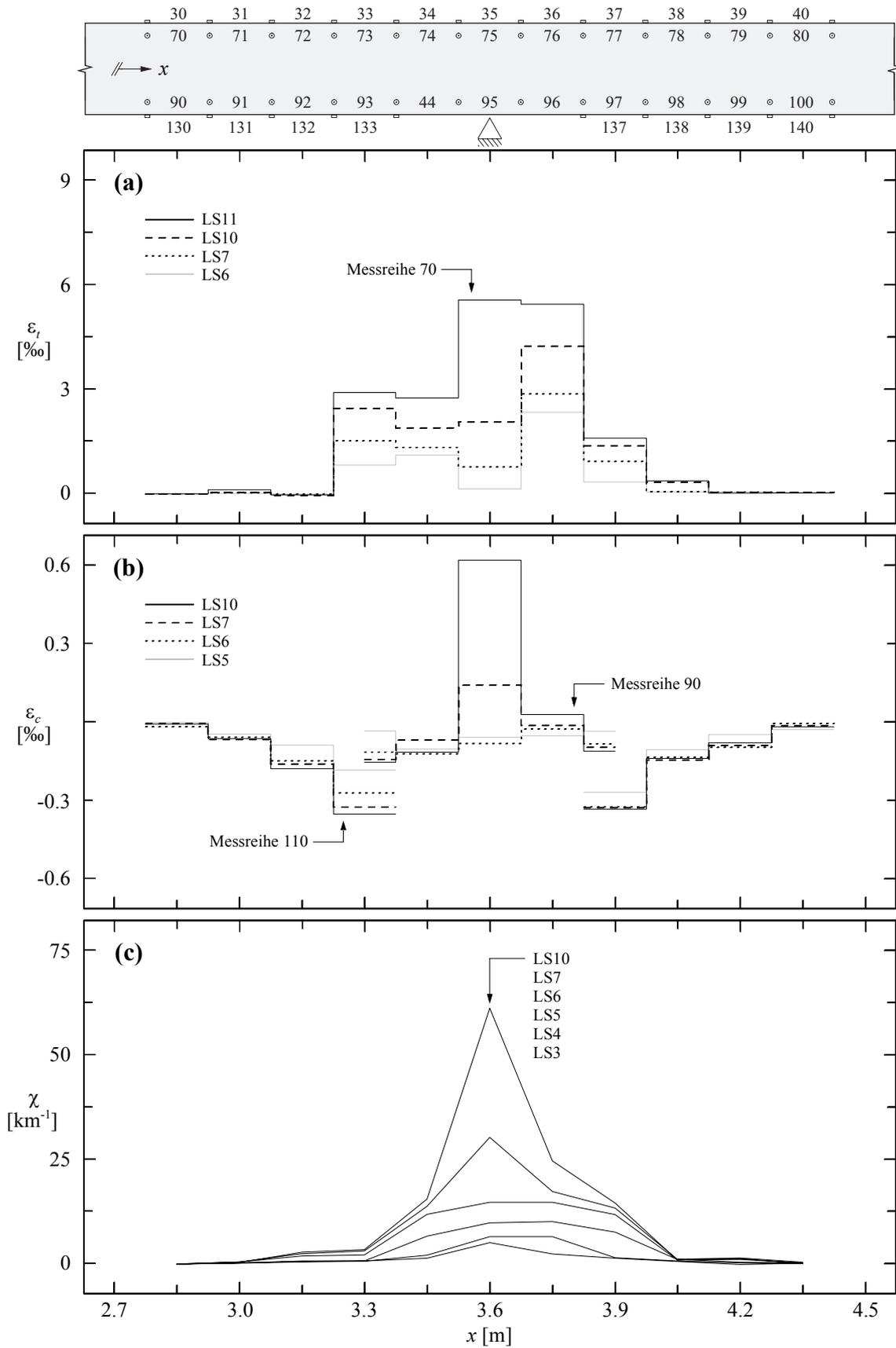


Bild 4.52 – CB.30: (a) Mittlere Zugdehnungen; (b) mittlere Druckdehnungen; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 70, 90 und 110).

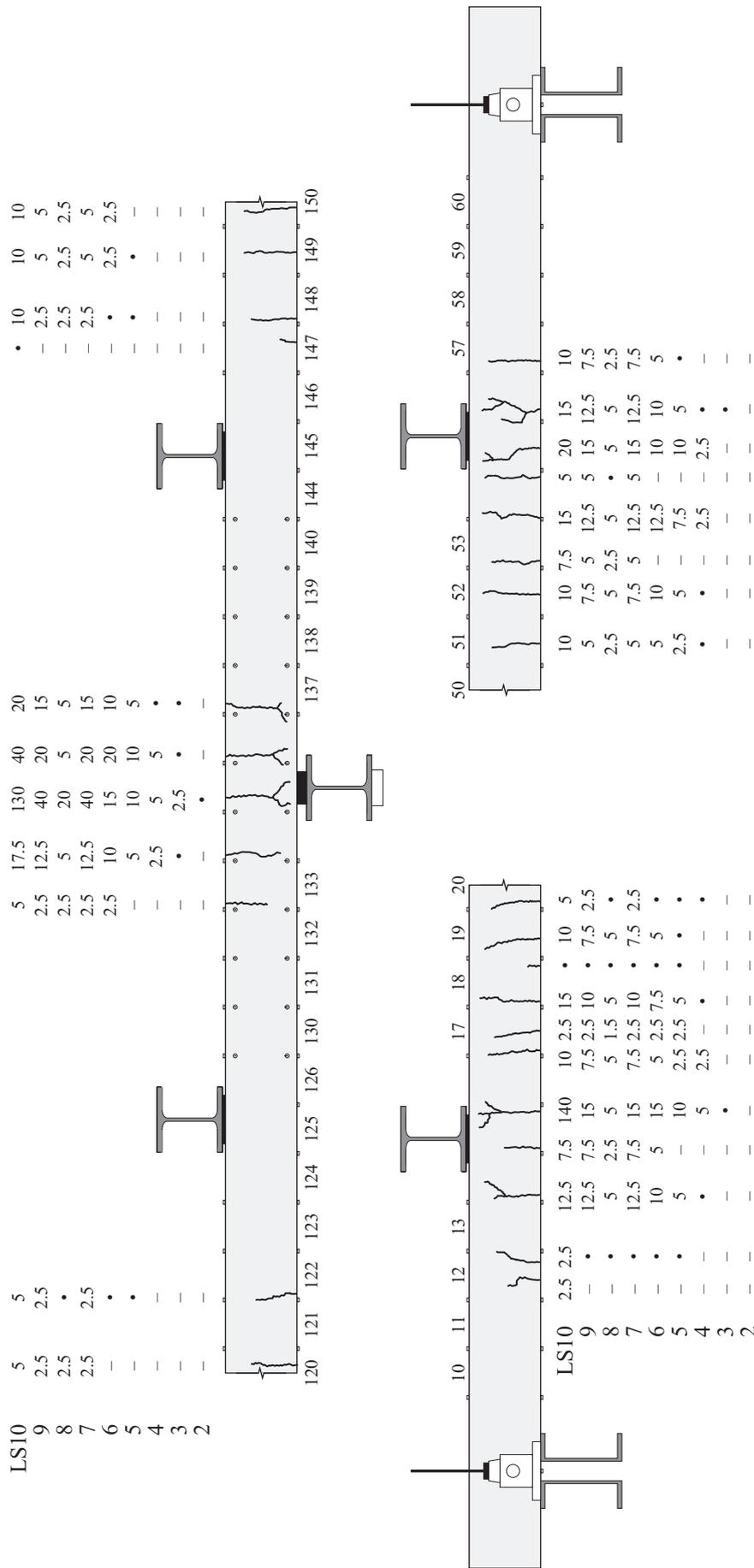


Bild 4.53 – CB.30: Schematisches Rissbild und auf Höhe der Bewehrung gemessene Rissbreiten [mm/100].

4.4.3 Plattenstreifenversuch *CB.60*

Die Betonstahlbewehrung des Versuchskörpers *CB.60* war mit derjenigen der Versuchskörper *CB.0* und *CB.30* identisch. Das Verhältnis der Betonstahl-Längsbewehrungsgehalte im Feld und über dem Mittenaufleger entsprach ungefähr dem Verhältnis der entsprechenden maximalen Biegemomente bei elastischer Schnittgrößenverteilung. Der Fasergehalt C_f betrug 60 kg Stahlfasern pro m^3 Beton. Dadurch verändert sich das Verhältnis der Bewehrungsgehalte geringfügig zu Ungunsten der Stützbewehrung.

Laststufe (LS)	Q	A, C	B	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	u_1	u_2	u_3	u_4	u_5						
	[kN]			w_{10}	w_9	w_8	w_7	w_6							[mm]				
2	18.0	21.4	73.4	0.76	0.67	0.45	0.28	0.210	0.002	0.05	-0.042	-0.07	0.05	AB					
	17.0	20.9	70.3	0.76	0.67	0.45	0.28	0.212							-0.002	0.06	-0.046	-0.07	0.05
				0.80	0.64	0.46	0.29	0.216											
				0.79	0.70	0.47	0.29	0.219						ME					
3	32.2 29.9	32.4 31.0	108.1 102.0	1.73	1.55	1.03	0.61	0.405	0.076	0.22	-0.116	-0.15	0.07	AB					
				1.72	1.56	1.04	0.60	0.402											
				1.79	1.59	1.05	0.62	0.416							0.074	0.32	-0.121	-0.16	0.07
				1.79	1.59	1.06	0.62	0.409											
4	42.5 39.3	40.4 38.2	133.3 124.9	2.82	2.54	1.65	0.92	0.556	0.129	0.54	-0.200	-0.24	0.05	AB					
				2.79	2.54	1.64	0.90	0.539											
				3.17	2.86	1.84	1.02	0.611							0.129	0.55	-0.204	-0.26	0.02
				3.21	3.01	1.84	1.03	0.602											
5	54.0 48.9	49.0 45.5	162.2 149.0	4.83	4.34	2.67	1.37	0.716	0.213	0.91	-0.321	-0.44	-0.22	AB					
				4.83	4.38	2.68	1.37	0.699											
				5.57	5.28	3.14	1.65	0.877							0.211	0.92	-0.321	-0.47	-0.25
				5.55	5.24	3.16	1.64	0.853											
6	63.9 58.6	56.1 52.3	187.5 174.0	7.20	6.57	3.90	1.92	0.900	0.291	1.24	-0.431	-0.75	-0.50	AB					
				7.15	6.59	3.90	1.90	0.880											
				8.01	7.62	4.48	2.22	1.074							0.287	1.28	-0.428	-0.78	-0.54
				7.95	7.76	4.58	2.21	1.045											
7	75.7 70.6	64.9 61.1	217.3 204.3	10.60	10.01	5.82	2.77	1.182	0.554	1.94	-0.615	-1.18	-1.11	AB					
				10.64	10.15	5.91	2.80	1.190											
				12.03	11.92	6.90	3.27	1.458							0.591	1.97	-0.622	-1.22	-1.16
				12.03	11.75	6.91	3.30	1.456											
8	1.5 2.0	11.3 11.3	27.8 29.5	4.04	4.01	2.29	0.96	0.308	0.242	0.92	-0.256	-0.60	-0.76	AB					
				4.03	4.02	2.29	0.97	0.294											
				4.47	4.52	2.67	1.14	0.396							0.282	1.01	-0.237	-0.58	-0.75
				4.47	4.54	2.68	1.14	0.382											
9	69.4 66.7	60.2 58.2	201.6 194.6	10.62	10.14	5.89	2.79	1.171	0.615	2.03	-0.607	-1.22	-1.17	AB					
				10.61	10.14	5.91	2.79	1.172											
				11.96	11.70	6.88	3.26	1.431							0.612	2.01	-0.608	-1.23	-1.18
				11.94	11.83	6.90	3.26	1.426											
10	81.7 77.0	70.2 66.7	230.7 218.9	13.87	13.54	7.94	3.74	1.519	1.135	3.13	-0.861	-1.52	-2.13	AB					
				13.71	13.43	7.88	3.70	1.501											
				18.09	17.88	10.38	4.95	2.120							1.139	3.16	-0.865	-1.52	-2.20
				18.24	18.07	10.44	4.98	2.131											
	82.8	70.9	233.7	14.58	14.24	8.33	3.89	1.550	1.274	3.63	-0.974	-1.48	-2.84	HL					
				21.96	20.82	12.33	5.89	2.511											
11	81.7 77.0	69.9 66.5	231.1 219.0	14.64	14.30	8.35	3.88	1.523	1.335	3.88	-1.025	-1.37	-3.30	AB					
				14.42	14.11	8.23	3.81	1.487											
				24.38	22.86	13.44	6.43	2.731							1.334	3.89	-1.029	-1.32	-3.39
				24.62	23.31	13.53	6.47	2.744											
	74.7	61.5	219.0	13.86	13.40	7.59	3.30	1.092	1.661	5.67	-1.391	-0.27	-6.88	MS					
				45.51	40.23	22.50	10.80	4.517											
	68.8	56.4	206.7	13.25	12.75	7.13	3.01	0.940	1.715	5.93	-1.442	0.04	-7.52	BL					
				49.82	43.54	24.21	11.62	4.838											

Tabelle 4.17 – Versuch *CB.60* (AB: Anhalten des Belastungsvorgangs, ME: Messende der manuellen Messungen, HL: Höchstlast, MS: Maximales Stützmoment ($M_{B,max}$), BL: Bruchlast).

Im Gegensatz zu den vorgängig beschriebenen Plattenstreifenversuchen konnte der genaue Zeitpunkt der Erstrissbildung nicht bestimmt werden. Die ersten, kaum sichtbaren Risse wurden bei einer Last von $Q \approx 15$ kN und einem Stützmoment $M_B \approx -27$ kNm über dem Mittenaufleger festgestellt. Kurz vor Laststufe 3, bei einer Last von $Q = 32.2$ kN und einem Stützmoment $M_B = -29.5$ kNm (siehe Bild 4.58), bildeten sich weitere Risse beim Mittenaufleger, und es erfolgte eine Momentenumlagerung in die Felder (siehe Bild 4.55 (a)). Dabei bildeten sich in den Feldern die ersten Biegerisse. Gleiches wiederholte sich bei einer Last von $Q \approx 36$ kN und einem Stützmoment $M_B \approx -44$ kNm, kurz vor Laststufe 4. Anschliessend breiteten sich die gerissenen Feldbereiche zunehmend aus, und die Momente wurden zum Mittenaufleger hin umgelagert. Eine weitere, nur schwach ausgeprägte Momentenumlagerung zum Mittenaufleger hin erfolgte im Anschluss an

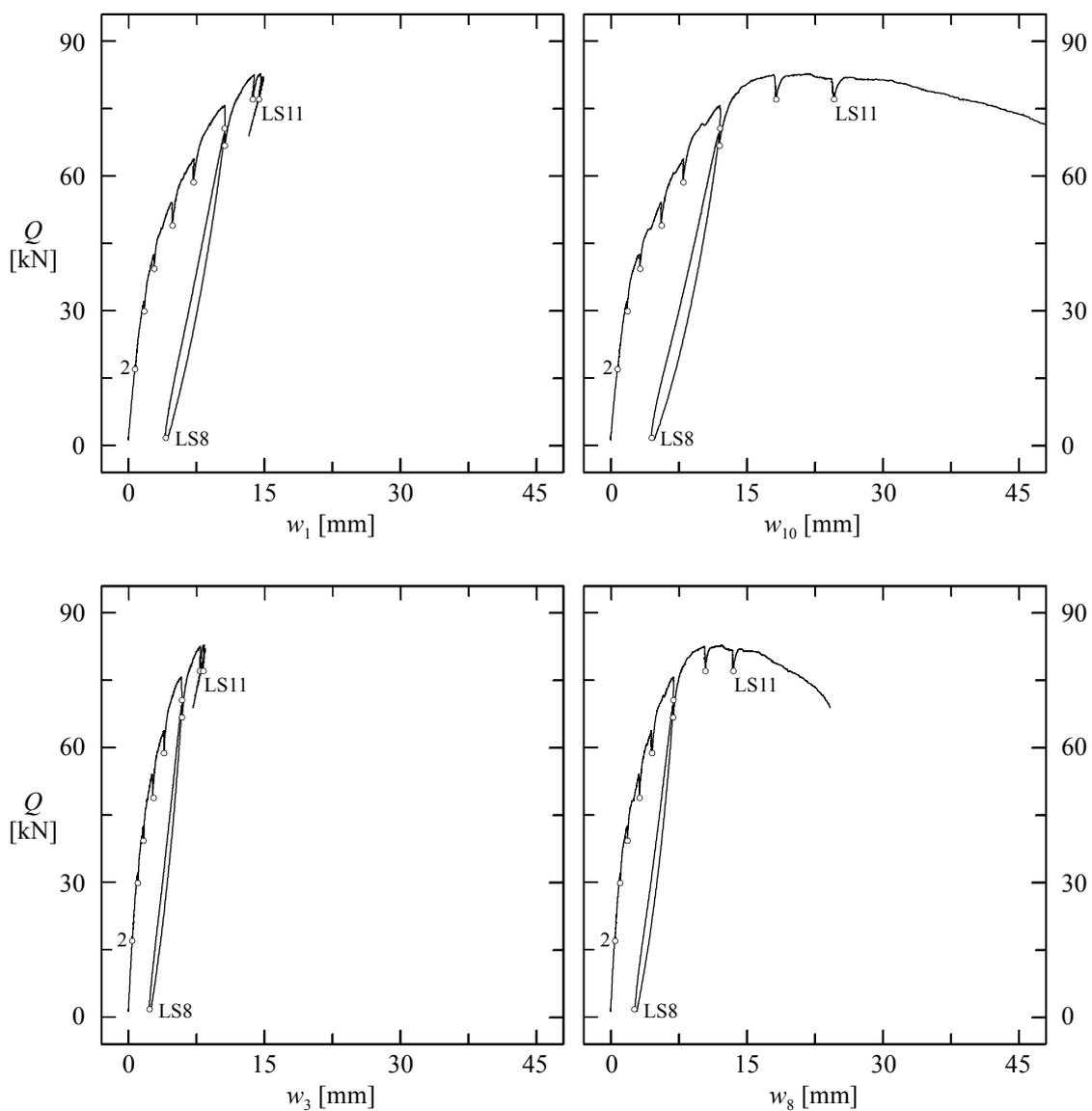


Bild 4.54 – CB.60: Durchbiegungen an den Orten der Lasteinleitungen.

Laststufe 6, als bei einer Last von $Q = 71.7$ kN das FlieBsmoment $M_1 = 57.9$ kNm bei den äusseren Lasteinleitungen erreicht wurde. Nach einer geringfügigen Laststeigerung von $\Delta Q = 3.6$ kN wurde auch das FlieBsmoment $M_B = -79.1$ kNm über dem Mittenaufleger erreicht, was zu einer Momentenumlagerung zurück in die Felder führte.

Während der anschliessenden, verfestigend gerissenen Phase bis zur Höchstlast $Q = 82.8$ kN nahm das Stützmoment M_B im Verhältnis zu den Feldmomenten nur geringfügig zu, bevor sich die Verformungen in zwei Rissen an der Stelle von Q_4 lokalisierten. Bis zum Bruch des Versuchskörpers durch ZerreiBen der Bewehrung an der Stelle von Q_4 , nahmen die Feldmomente dann mit zunehmendem Stützmoment M_B kontinuierlich ab (siehe Bild 4.56 (a)).

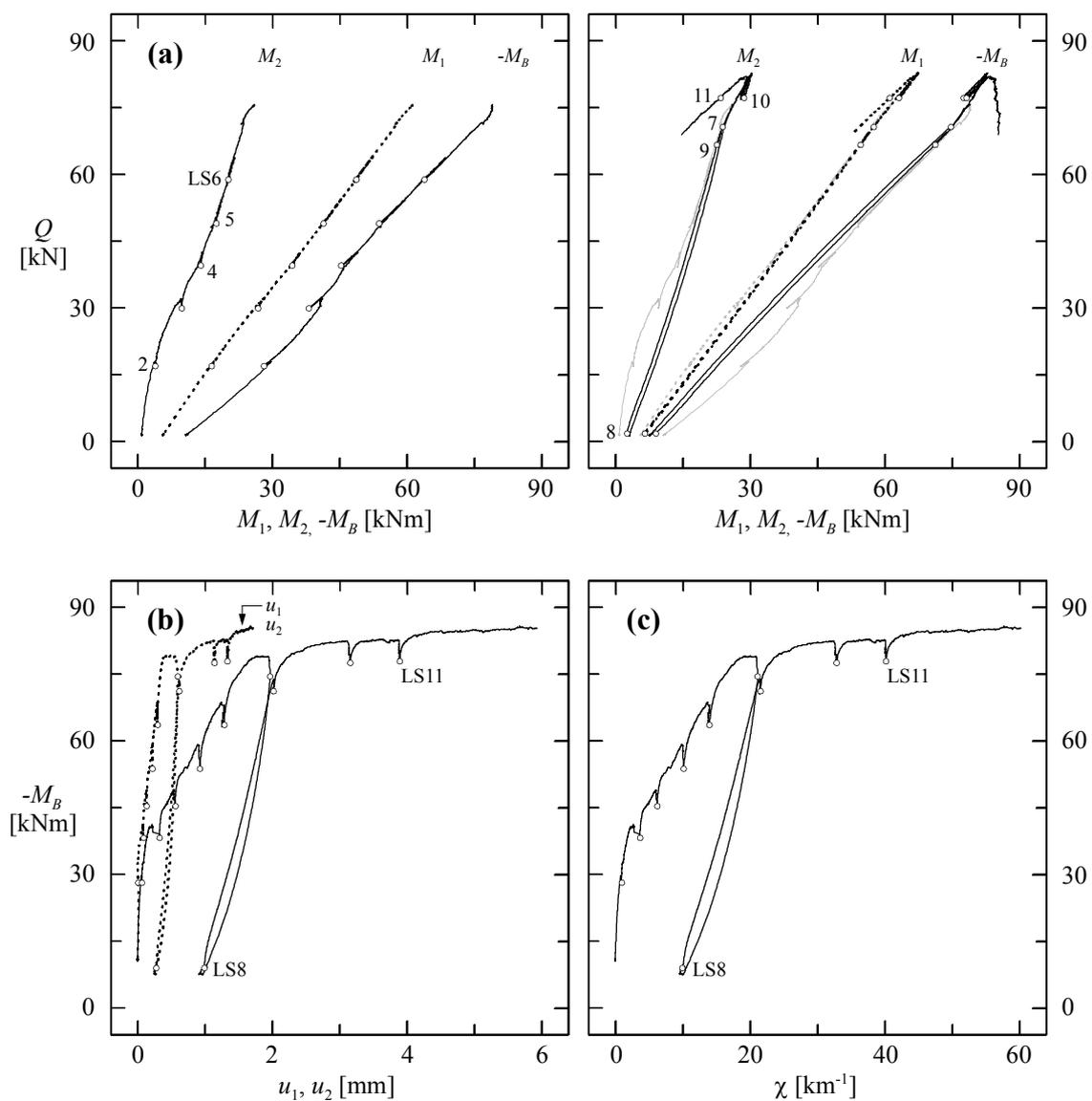


Bild 4.55 – CB.60: (a) Stütz- und Feldmomente; (b) Verlängerungen der Zugzone über dem Mittenaufleger; (c) Krümmung ermittelt aus u_2 und u_3 .

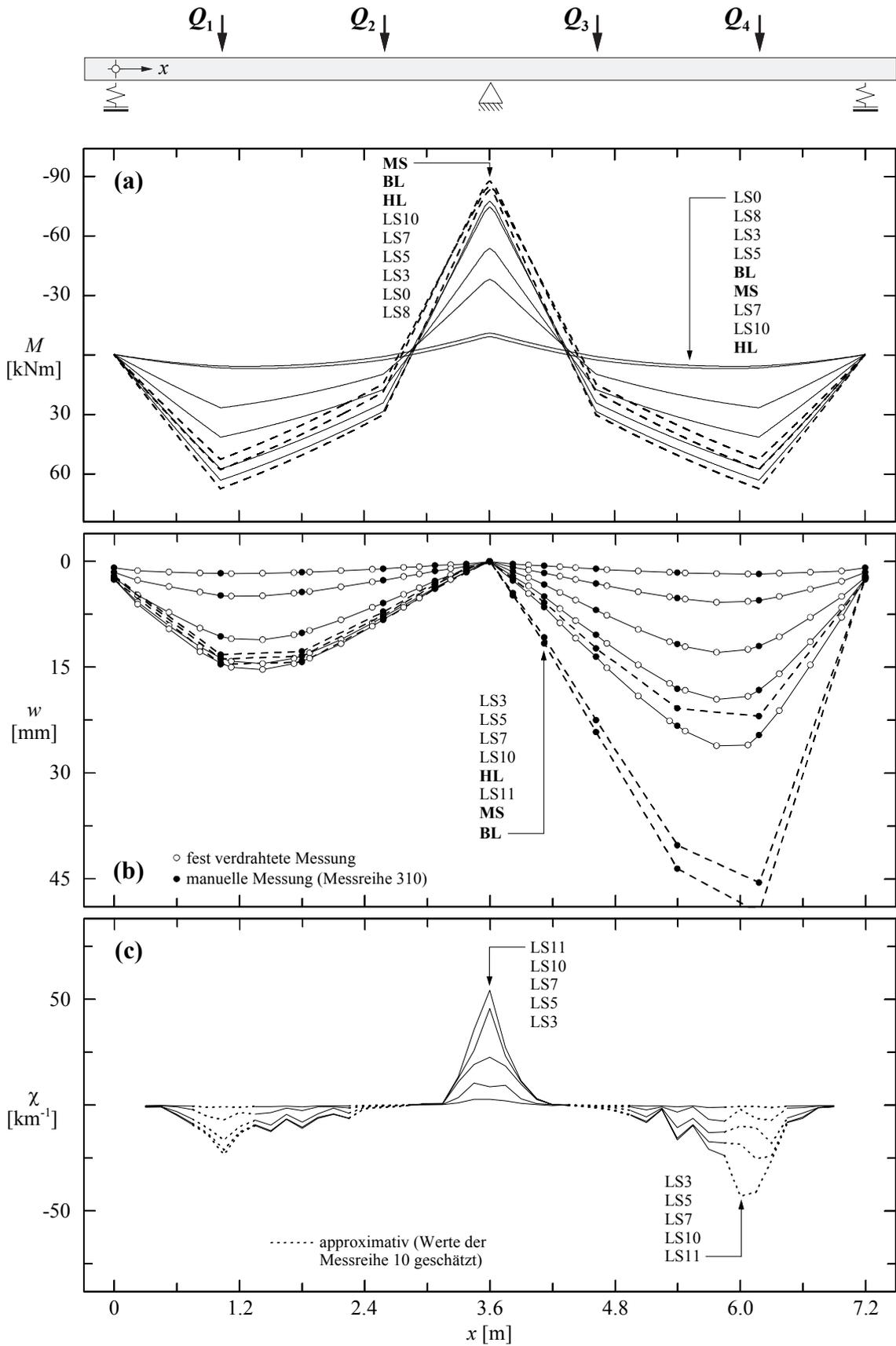


Bild 4.56 – CB.60: (a) Momentenverläufe (LS0 = Ausgangszustand); (b) Biegelinien; (c) Krümmungen (aus den Werten der Messreihen 10 und 110).

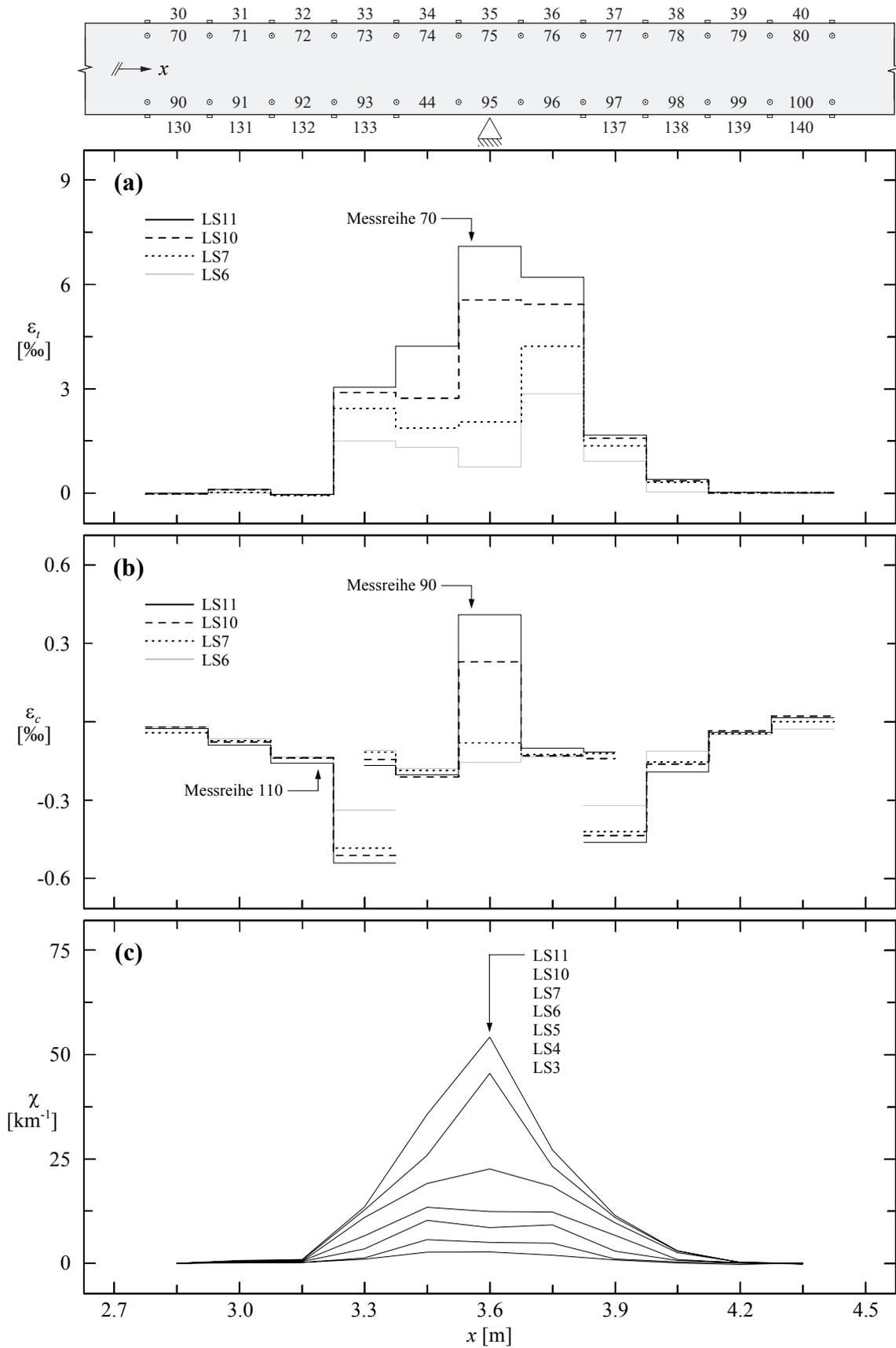


Bild 4.57 – CB.60: (a) Mittlere Zugdehnungen; (b) mittlere Druckdehnungen; (c) Krümmungen (lineare Regression der Werte der Messreihen 10, 70, 90 und 110).

Zusammenfassung

Im Hinblick auf mögliche Anwendungen im konstruktiven Ingenieurbau wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich sechs Zug- und sieben Biegeversuche an stahlfaserverstärkten Stahlbetonelementen sowie drei Versuche an entsprechenden Stahlbetonplattenstreifen durchgeführt. Die Serie wurde mit einem zusätzlichen Biegeversuch an einem mit einer Monolitze und Stahlfasern bewehrten Träger ergänzt (siehe Bild 1.1).

Ziel der Versuche war es, den Einfluss von in der Praxis verarbeitbaren Mengen handelsüblicher Stahlfasern auf das Trag- und Verformungsverhalten schwach bewehrter Stahl- und Spannbetonbauteile zu untersuchen. Variiert wurden lediglich der Faser- und der Längsbewehrungsgehalt (siehe Tabelle 1.1).

Die Zug- und Biegeversuchskörper wurden in einachsigen Zug bzw. in Form eines Vierpunktbiegeversuches verformungsgesteuert bis zum Bruch der Längsbewehrung belastet. Die Plattenstreifen waren über zwei Felder gespannt und wurden mit zwei Einzellasten pro Feld ebenfalls verformungsgesteuert bis zum Bruch der Längsbewehrung in ei-

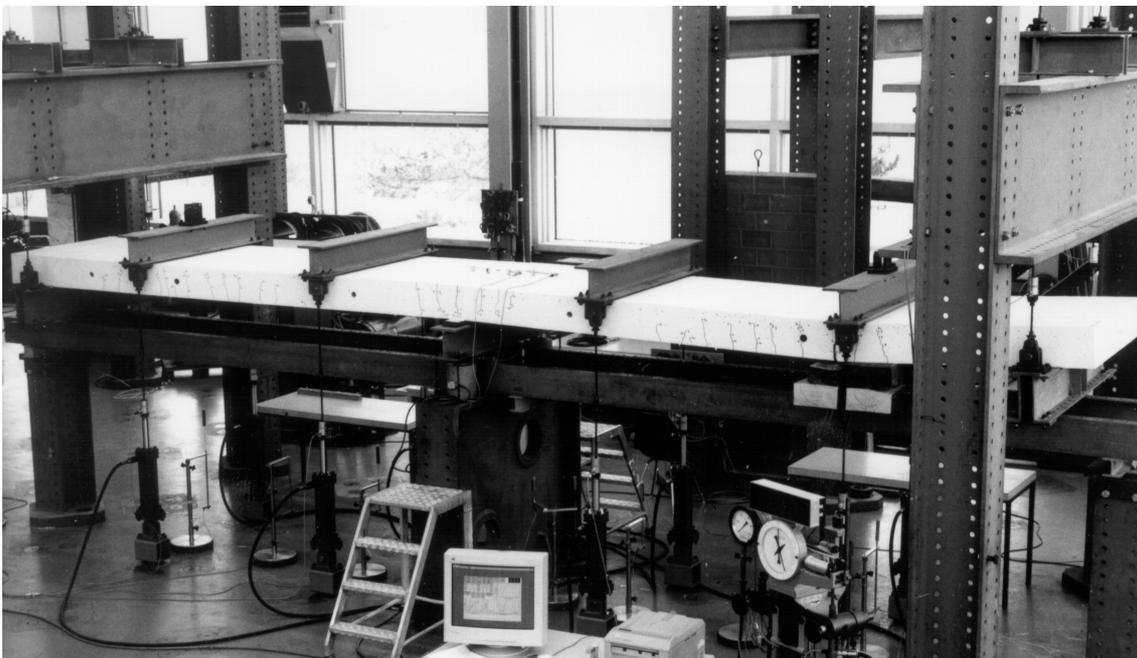


Bild A – Versuchsanlage der Plattenstreifenversuche mit dem Versuchskörper *CB.30* nach erfolgtem Bruch.

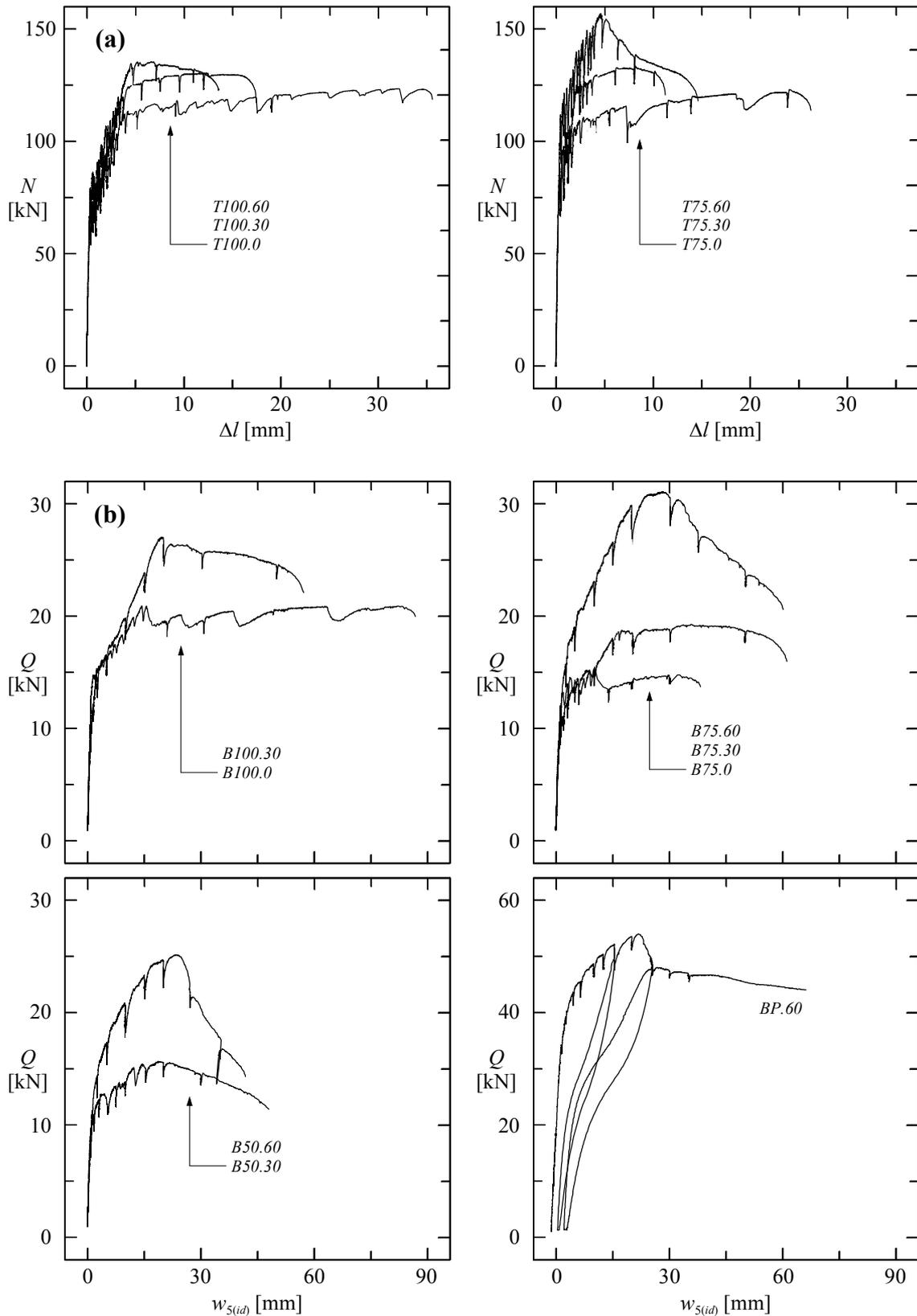


Bild B – (a) Zugversuche (T): Zugkraft-Gesamtverlängerungs-Diagramme (Δl ermittelt aus l_1 bis l_3 (Mittelwert der Wegmessungen, siehe Bild 3.2)); (b) Biegeversuche (B): Last-Mittendurchbiegungs-Diagramme (siehe Formel (4.2) und Bild 3.5).

Versuchskörper	C_f [kg/m ³]	ρ_s [%]	s_{rm} [mm]	BL/HL	ε_{mu} [%]	$w_{5(id),u}$ [mm]	
T100	.0	0	140	0.97	3.0	–	
	.30	30	160	0.89	1.7		
	.60	60	135	0.90	1.2		
T75	.0	0	240	0.93	2.6		
	.30	30	220	0.90	1.0		
	.60	60	140	0.75	1.3		
B100	.0	0	180	0.96	–	86.6	
	.30	30	150	0.82		57.3	
B75	.0	0	260	0.88		–	38.3
	.30	30	170	0.83			61.2
	.60	60	125	0.66			60.1
B50	.30	30	220	0.73			–
	.60	60	150	0.56	41.8		

Tabelle A – Versuchsparameter und Resultate der Zug- (*T*) und Biegeversuche (*B*) (HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

nem Querschnitt belastet; das Verhältnis der Längsbewehrungsgehalte im Feld und über dem Mittenaufleger entsprach dem Verhältnis der entsprechenden maximalen Biegemomente bei elastischer Schnittgrößenverteilung. Bild A zeigt die Versuchsanlage mit dem Versuchskörper *CB.30* nach erfolgtem Bruch. Bei allen Versuchen wurden ausser den aufbrachten Kräften, Reaktionen und Verschiebungen auch mittlere Dehnungen und Rissbreiten gemessen; Kräfte und Verschiebungen wurden kontinuierlich, Dehnungen und Rissbreiten periodisch aufgezeichnet.

Bild B zeigt die Zugkraft-Gesamtverlängerungs-Diagramme aller Zugversuche und die Last-Mittendurchbiegungs-Diagramme aller Biegeversuche. Neben Angaben zum Fasergehalt C_f und zum Längsbewehrungsgehalt ρ_s sind in Tabelle A die wichtigsten Versuchsergebnisse wie der mittlere Rissabstand s_{rm} und das Verhältnis von Bruch- zu Höchstlast zusammengestellt; zudem sind in Tabelle A die mittleren Längsdehnungen ε_{mu} im Bereich zwischen den Lasteinleitungen bei Bruch der Zugversuchskörper sowie die idealen Durchbiegungen $w_{5(id)}$ in der Mitte der Biegeversuchskörper bei deren Bruch angegeben; die Resultate des vorgespannten Trägers *BP.60* sind dabei nicht enthalten. Bild C zeigt die Riss- und Bruchbilder aller Biegeversuchskörper zu Versuchsende.

Die Resultate der *Zug-* und *Biegeversuche* lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit zunehmendem Fasergehalt und gleichbleibendem Betonstahlbewehrungsgehalt wurden – ausser beim Zugversuch *T100.30* – die Rissabstände kleiner, und die im Versuch erreichte Höchstlast stieg an. Hingegen nahm das Verformungsvermögen mit zunehmendem Fasergehalt ab.

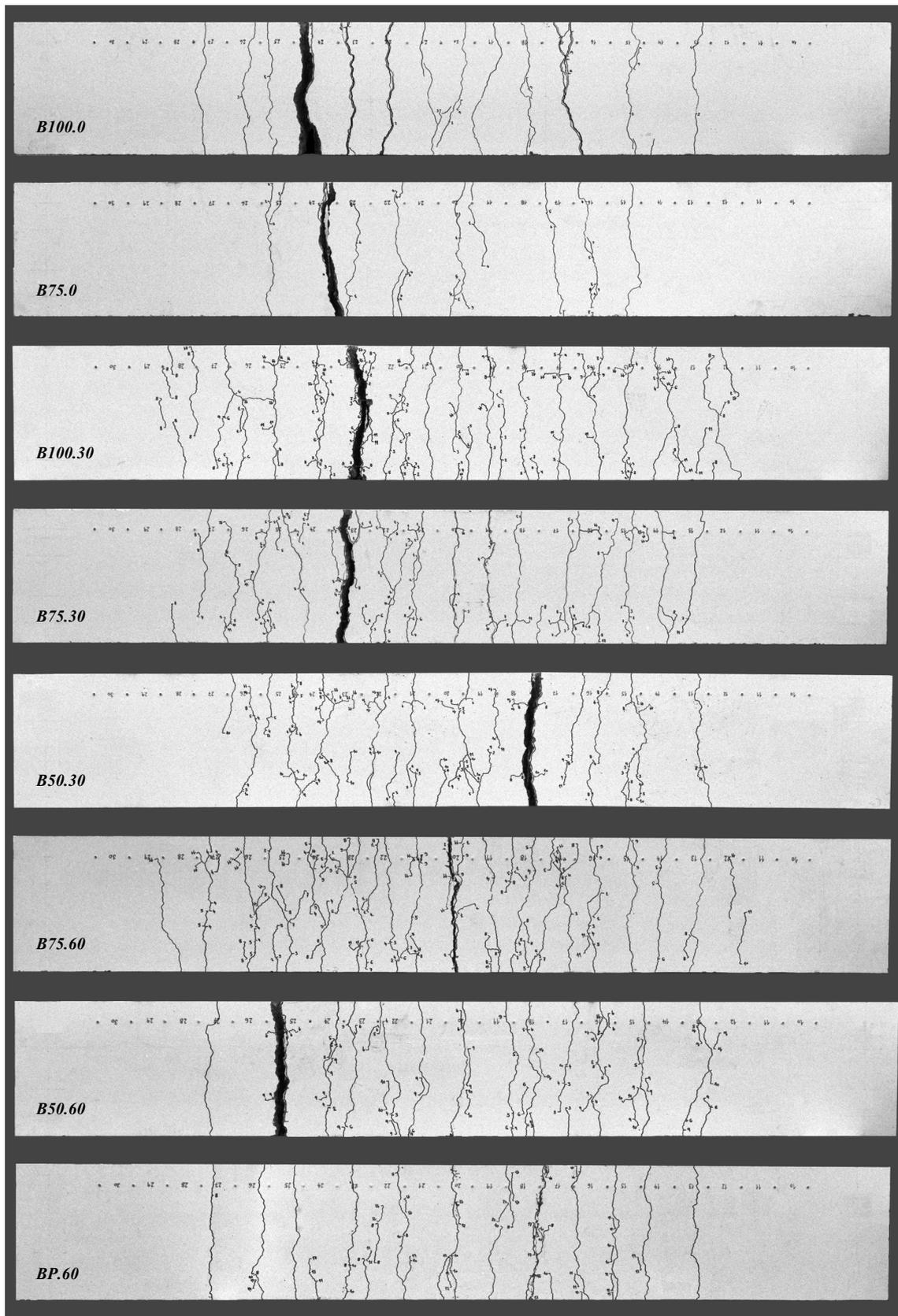


Bild C – Biegeversuche (*B*): Riss- und Bruchbilder der Oberseiten der Versuchskörper zu Versuchsende (Versuchskörper aus der Versuchsanlage ausgebaut).

- Während die Versuchskörper ohne Stahlfasern nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes und im Bereich plastischer Betonstahldehnungen in den Rissen ein verfestigendes Verhalten aufwiesen, zeigten die Versuchskörper mit Stahlfasern mit zunehmendem Fasergehalt ein immer ausgeprägter entfestigendes Verhalten.
- Bei den Versuchskörpern mit Stahlfasern lokalisierten sich, einhergehend mit dem Beginn der Entfestigung, die aufgezwungenen Verformungen in jeweils einem Riss. Die Rissbreiten der restlichen Risse nahmen insbesondere bei den Versuchskörpern mit 60 kg Stahlfasern pro m³ Beton mit zunehmender Verformung geringfügig ab.
- Bei den Versuchskörpern mit Stahlfasern wurden nicht alle Stahlfasern wie erwünscht aus dem Beton ausgezogen, sondern sie wurden teilweise zerrissen. Dies ergaben einerseits die Untersuchungen der Bruchflächen, andererseits waren während der Versuche entsprechende, für das Faserreißen typische Geräusche wahrnehmbar.

Ausser beim Versuchskörper *T75.60* erfolgte der Bruch bei allen Zugversuchskörpern mit Stahlfasern durch Zerreißen der Betonstahlbewehrung in der Mitte der Versuchskörper an der Stelle der eingelegten Querstäbe Ø 4 mm (siehe Bild 2.1). Wie die Untersuchungen der Bruchflächen zu Versuchsende ergaben, waren die Fasergehalte in der Umgebung dieser Querstäbe reduziert.

Bild D zeigt die Momentenverläufe und Biegelinien aller Plattenstreifen für die Belastungszustände Höchst- (HL) und Bruchlast (BL). Die Resultate der *Plattenstreifenversuche* lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Rissbildung und Nichtlinearitäten der verwendeten Materialien und die damit einhergehenden Änderungen der Biegesteifigkeiten bewirkten eine während des gesamten Versuchsablaufs anhaltende Umlagerung der Biegemomente.
- Die ersten Risse entstanden im Bereich über dem Mittenaufleger. Die entsprechende Momentenumlagerung führte zu ersten Biegerissen in den Feldern und einer sukzessiven Ausbreitung der gerissenen Feldbereiche, bis das Fliessmoment bei den äusseren Lasteinleitungen erreicht wurde. Dabei lagerten sich die Momente den Steifigkeitsverhältnissen entsprechend zum Mittenaufleger hin um. Mit Erreichen des Fliessmomentes über dem Mittenaufleger lokalisierten sich die Verformungen in wenigen Rissen an der Stelle einer äusseren Lasteinleitung. Dabei nahmen die Feldmomente mit noch leicht zunehmendem Stützmoment bis zum Bruch des Versuchskörpers durch Zerreißen der Bewehrung kontinuierlich ab.
- Mit zunehmendem Fasergehalt nahmen die Ausdehnungen der gerissenen Feld- und Stützbereiche zu, während die Rissabstände, insbesondere in den Bereichen der mehr als nur mindestbewehrten Mittenaufleger, abnahmen.
- Mit zunehmendem Fasergehalt nahmen die Höchst- und Bruchlasten zu (Bild D (a)). Während der Versuchskörper ohne Stahlfasern (*CB.0*) nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes und plastischer Betonstahldehnungen in den Rissen ein verfestigendes Verhalten aufwiesen, zeigten die Versuchskörper mit Stahlfasern mit zunehmendem Fasergehalt ein immer ausgeprägter entfestigendes Verhalten.

des Verhalten aufwies, zeigten die Versuchskörper mit Stahlfasern mit zunehmendem Fasergehalt ein zunehmend entfestigendes Verhalten.

Im Gegensatz zu den Zug- und Biegeversuchen wurden die Stahlfasern nicht zerrissen, sondern aus dem Beton ausgezogen. Dies wurde erreicht, indem für die Herstellung der Plattenstreifen ein Zement mit geringerer Festigkeit verwendet wurde, als für die Zug- und Biegeversuchskörper.

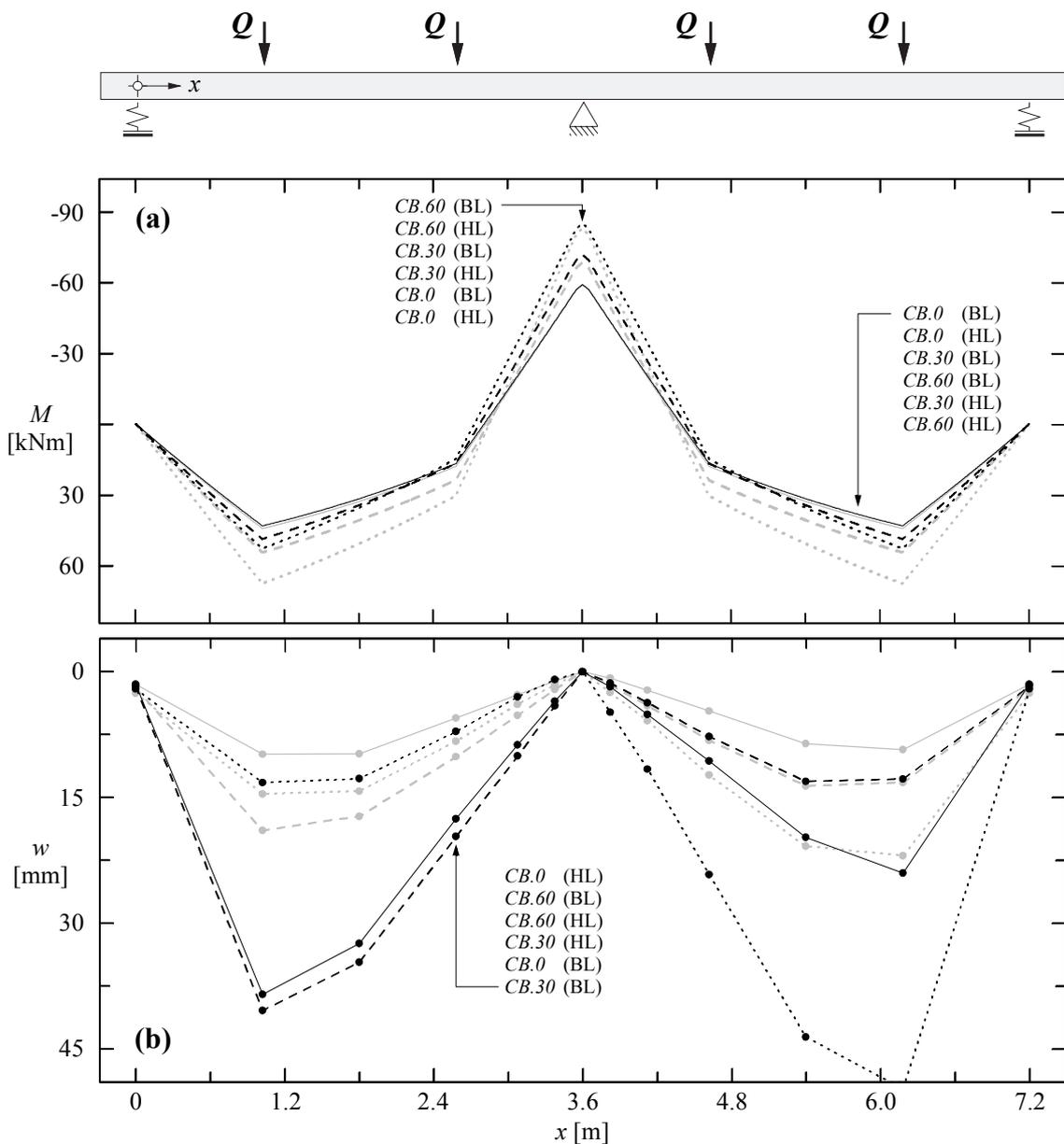


Bild D – Plattenstreifenversuche (CB) – (a) Momentenverläufe; (b) Biegelinien (HL: Höchstlast, BL: Bruchlast).

Summary

Six tension elements (T), seven beams (B) and three slab strips (CB) were tested at the Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich) to investigate the behaviour of steel fibre reinforced structural concrete elements with regard to structural applications. The series was complemented with a steel fibre reinforced concrete beam ($BP.60$) prestressed with one monostrand (see Fig. 1.1).

The objective of the experimental programme was to investigate the influence of commonly used fibre quantities on the strength and deformation capacity of lightly reinforced and prestressed concrete members. The fibre content, C_f , and the ratio of the longitudinal reinforcement, ρ_s , were varied (see Table 1.1).

The tension and beam elements were loaded by uniaxial tension and four point bending, respectively. The slab strips consisted of two equal spans and were loaded with two concentrated loads per span. They were designed using an elastic moment distribution. Fig. A shows the set-up used for the slab strip experiments and Specimen $CB.30$ after failure. All tests were deformation controlled and load was applied to failure of the reinforcing steel. Average strains and crack widths were measured at discrete load stages in addition to the continuous measurement of applied loads, reactions and deformations.

Fig. B shows the tension-overall elongation responses measured for the tension elements (Fig. B(a)) as well as the load-idealised mid span deflection responses (see Eq. (4.2) and Fig. 3.5) measured for the beams (Figure B(b)). With reference to fibre content, C_f , and reinforcement ratio, ρ_s , Table A summarizes the significant results of the tension and bending tests in terms of average crack spacing, s_{rm} , and the failure load-maximum load ratio (BL/HL). In addition Table A summarizes average longitudinal strains at failure, ε_{mu} , measured between areas of load application of the tension tests, and the idealised mid span deflections, $w_{5(id)}$, of the beam specimens at failure. The results of the prestressed beam experiment, $BP.60$, are not included in the table. Fig. C shows the crack patterns in the beams after failure.

The results of the *tension* and *beam tests* are summarized as follows:

- When the reinforcing ratio was kept constant, increased fibre content resulted in reduced crack spacings and increased maximum load. Tension test $T100.30$ was an exception to this observation. The deformation capacity at failure, however, was reduced with increased fibre content.
- After a stable crack pattern was established and reinforcement had yielded, the specimens without fibre reinforcement showed a hardening response whereas the specimens

with fibre reinforcement showed a softening response. This softening became more apparent with increased fibre content.

- In the steel fibre reinforced specimens deformations were localized at one crack when the maximum load was reached. After the maximum load was achieved crack widths especially in the specimens with 60 kg of steel fibres per m³ of concrete reduced slightly with continued deformation.
- Upon inspection of the failure zones after the tests, it was observed that some steel fibres had failed rather than having been pulled out of the concrete as desired. The fracturing of steel fibres could also be heard during the tests.

With the exception of Specimen *T75.60*, all the steel fibre reinforced tension elements failed in the middle of the specimens by rupture of the reinforcement. The ruptures typically occurred adjacent to the Ø 4 mm transverse bars (see Figure 2.1). A visual inspection of the specimens' failure zones revealed a reduced concentration of fibres in the vicinity of these bars.

Fig. D shows the moment distributions and deflections measured for the slab strips at the maximum load (HL) and failure load (BL). The results of the *slab strip experiments* can be summarized as follows:

- The formation of cracks and the non-linear behaviour of the materials resulted in a redistribution of the bending moments throughout the whole test procedures.
- The first cracks opened in the area over the middle support. This corresponded to a moment distribution that also produced the first cracks in the spans and was effective until the yield moment was reached in the spans. At this point the bending moments redistributed such that the bending moment at the center support started to increase. When the yield moment over the center support was reached, deformations began to localize in a few cracks under one of the outer loads. Then the span moments began to decrease while the negative moments over the supports increased slightly until failure. Failure occurred as a result of rupture of the reinforcing steel.
- With increased fibre content, the extent of the cracked areas in the spans and over the middle supports increased whereas crack spacings decreased, especially in regions with more than minimum reinforcement, i.e. at the middle support.
- The maximum and failure loads increased with increased steel fibre content (Fig. D(a)). After establishment of a stable crack pattern and yielding of the reinforcing steel, the specimen without steel fibres, *CB.0*, showed a hardening response while the specimens with steel fibres showed a softening response. The softening response was more pronounced with increased fibre content.

Unlike in the tension and beam tests, the fibres in the slab strips did not fail but rather, they were pulled out of the concrete. This could be achieved in the slab strips because a lower strength cement was used.

Résumé

Dans l'optique d'une application possible dans le domaine de la construction, des éléments en béton armé constitués d'une armature conventionnelle combinée avec des fibres métalliques ont été testés à l'Institut de Statique et Structures de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich. Différents éléments ont été testés: six en traction (T), sept en flexion (B), ainsi que trois dalles unidirectionnelles (CB). Ces essais ont été complétés par un élément en béton armé de fibres métalliques, précontraint par un seul toron ($BP.60$) qui a été testé en flexion (voir figure 1.1).

Les essais avaient pour but d'analyser l'influence du mélange de fibres métalliques usuelles en quantité raisonnable sur la capacité portante et la capacité de déformation d'éléments faiblement armés et précontraints. La teneur en fibres C_f et le taux d'armature longitudinale ρ_s ont été utilisés comme paramètres d'essai (voir tableau 1.1).

Dans les essais en traction, respectivement en flexion, les éléments ont été chargés en contrôlant les déformations jusqu'à la rupture de l'armature longitudinale. Le système statique dans les essais de dalle unidirectionnelle était une poutre à deux travées, chargée avec deux forces ponctuelles par travée. Ici aussi, les essais ont été effectués en contrôlant les déformations jusqu'à la rupture de l'armature longitudinale. Le rapport entre le taux d'armature longitudinale en travée et le taux d'armature longitudinale sur l'appui intermédiaire correspondait au rapport des moments de flexion des sollicitations internes élastiques. La figure A montre le dispositif d'essai avec l'élément d'essai $CB.30$ après rupture. Dans tous les essais les forces appliquées, les réactions, les déformations globales et locales (sur la surface du béton) et les ouvertures des fissures ont été mesurées. Les forces et les déformations globales ont été enregistrées continuellement, alors que les déformations locales et l'ouverture des fissures ont été mesurées par étapes de charge.

La figure B(a) montre les courbes force-allongement total de tous les essais en traction et la figure B(b) montre les courbes charge-flèche centrale idéalisée (voir formule (4.2) et figure 3.5) de tous les essais en flexion. Les paramètres des essais, la teneur en fibres C_f et le taux d'armature longitudinale ρ_s , sont résumés dans le tableau A qui présente également les principaux résultats comme l'espacement moyen des fissures s_{rm} et le rapport entre la charge de rupture (BL) et la charge maximale (HL) pour les différents éléments d'essai. Le tableau A donne également les allongements longitudinaux moyens ε_{mu} des éléments d'essai en traction dans les zones d'introduction des forces au moment de la rupture ainsi que les flèches centrales idéalisées $w_{5(id)}$ des éléments d'essai en flexion au moment de la rupture. Les résultats de l'élément précontraint $BP.60$ ne figurent pas dans le tableau. La figure C présente tous les éléments d'essai en flexion après rupture avec la répartition des fissures.

Les résultats des *essais en traction et en flexion* peuvent être résumés comme suit:

- Avec l'augmentation de la teneur en fibres et un taux d'armature longitudinale constant – sauf pour l'essai *T100.30* – les espacements des fissures ont diminué et la charge maximale a augmenté. En revanche, la capacité de déformation a diminué avec l'augmentation de la teneur en fibres.
- Alors que les éléments d'essai sans fibres métalliques ont montrés un comportement d'écrouissage après stabilisation de la fissuration et plastification de l'armature dans les fissures, les éléments d'essai avec fibres métalliques ont montrés un comportement d'amollissement avec l'augmentation de la teneur en fibres.
- Dès le début de l'amollissement, les déformations des éléments d'essai avec fibres métalliques se sont localisées dans une seule fissure. Les ouvertures des autres fissures ont légèrement diminué avec l'augmentation de la déformation; ceci particulièrement pour les éléments d'essai contenant 60 kg fibres métalliques par m³ de béton.
- Pour les éléments d'essai avec fibres métalliques, les fibres n'étaient pas toutes extirpées du béton, comme souhaité, mais quelques unes ont été aussi rompues. Cela a été révélé par l'examen des surfaces de rupture et les bruits typiques de la rupture des fibres entendus pendant les essais.

Pour tous les éléments en traction avec fibres métalliques, la ruine est survenue lors de rupture de l'armature conventionnelle, au milieu des éléments d'essai où des barres transversales de Ø 4 mm avaient été disposées (voir figure 2.1). Les teneurs en fibres autour de ces aciers transversaux étaient réduites, comme l'examen des surfaces de rupture à la fin des essais l'a révélé.

La figure D présente la répartition des moments et des déformations des dalles unidirectionnelles au moment de la rupture (BL) et de la charge maximale (HL). Les résultats des *essais des dalles unidirectionnelles* peuvent être résumés comme suit:

- La fissuration et la non-linéarité des matériaux utilisés, ainsi que les changements des rigidités en flexion associés, ont occasionné une redistribution des moments de flexion tout au long des essais.
- Les premières fissures se sont formées dans la zone de l'appui intermédiaire. La redistribution des moments correspondante a conduit à l'apparition des premières fissures de flexion dans les travées et à une propagation successive des zones fissurées dans les travées jusqu'à ce que le moment plastique ait été atteint dans les zones d'introduction des forces extérieures. Pendant ce temps, les moments de flexion ont été redistribués vers l'appui intermédiaire au prorata des rigidités. Quand le moment plastique sur l'appui intermédiaire a été atteint, les déformations se sont localisées dans quelques fissures dans les zones d'introduction des forces extérieures. Alors que le moment sur l'appui a encore faiblement augmenté, les moments en travée ont graduellement diminué jusqu'à la ruine de l'élément d'essai consécutive à la rupture de l'armature.

- Avec l'augmentation de la teneur en fibres, les propagations des zones fissurées dans les travées et sur l'appui ont augmenté alors que les espacements des fissures ont diminué, particulièrement dans les régions des appuis intermédiaires plus fortement armées.
- Avec l'augmentation de la teneur en fibres, les charges de rupture et les charges maximales ont augmenté (figure D(a)). Alors que l'élément d'essai sans fibres métalliques *CB.0* a montré un comportement d'écrouissage après stabilisation de la fissuration et plastification de l'armature dans les fissures, les éléments d'essai avec fibres métalliques ont montrés un comportement d'amollissement avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Contrairement aux essais en traction et en flexion, les fibres métalliques n'ont pas été rompues mais extirpées du béton. Cette amélioration est due à l'utilisation d'un ciment à résistance réduite pour la fabrication des dalles comparé à celui utilisé pour les éléments d'essai en traction et en flexion.

Verdankungen

Der vorliegende Versuchsbericht wurde am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich ausgearbeitet. Für die finanzielle Unterstützung dieses Projektes möchten die Verfasser folgenden Institutionen aufrichtig danken:

- Schweizerischer Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung, Bern;
- Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschung auf dem Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaus des Verbands der Schweizerischen Zementindustrie (Cemsuisse), Bern.

Alle Versuchskörper wurden im Vorfabrikationswerk der Firma Rudolf Stüssi AG in Dällikon hergestellt. Die Stahlfasern wurden von der Firma Bekaert (Schweiz) AG, Baden, zur Verfügung gestellt. Den Betonstahl lieferte die Stahl Gerlafingen AG. Das Spannglied wurde von der Firma Stahlton AG, Zürich, zur Verfügung gestellt und vorgespannt. Die für die Verankerung der Längsbewehrung der Zugversuche benötigten Verankerungsplatten wurden von der Firma Alfred Jäggi AG in Fülenbach hergestellt. Die reibungslose Zusammenarbeit mit den genannten Firmen trug wesentlich zum Gelingen der Versuche bei.

Der Zusammenbau der Versuchseinrichtungen erfolgte unter tatkräftiger Mithilfe der Herren Markus Baumann, Christoph Gisler, Albin Kenel und Beat Petri. Bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche arbeiteten nebst den Genannten die Herren Pirmin Betschart, Peter Bisang, Federico Cippà, Armand Fürst, Joost Meyboom, Mario Monotti, Karel Thoma sowie Frau Kerstin Lang mit. Herr Markus Baumann leistete wertvolle Unterstützung bei der Lösung der mess- und regeltechnischen Probleme. Für ihre Mitarbeit sei allen Genannten herzlich gedankt.

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben

<i>A</i>	Auflagerkraft; Querschnittsfläche
<i>B</i>	Biegeversuch; Auflagerkraft
<i>C</i>	Gehalt; Auflagerkraft
<i>CB</i>	Plattenstreifenversuch
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>F</i>	Kraft; Gleichgewichtsfunktion
<i>G</i>	Bruchenergie
<i>M</i>	Biegemoment
<i>N</i>	Normalkraft
<i>P</i>	vorgespannt; Vorspannkraft
<i>Q</i>	Einzellast
<i>T</i>	Zugversuch
<i>W</i>	nominelles Arbeitsvermögen

Lateinische Kleinbuchstaben

<i>a</i>	Breite; Fehlerwert
<i>b</i>	Breite; Fehlerwert
<i>c</i>	Nachgiebigkeit; Fehlerwert
<i>f</i>	Baustofffestigkeit
<i>g</i>	Eigengewicht
<i>h</i>	Höhe
<i>l</i>	Länge
<i>min</i>	minimal
<i>n</i>	Anzahl Bruchrisse
<i>p</i>	Gewichtung
<i>q</i>	Fehlerwert
<i>s</i>	Abstand
<i>v</i>	Geschwindigkeit
<i>w</i>	Durchbiegung
<i>x</i>	Koordinate

Griechische Buchstaben

Δ	Änderung
ε	Dehnung
λ	Lagrangescher Multiplikator
ρ	geometrischer Bewehrungsgehalt; Rohdichte
σ	Normalspannung
χ	Krümmung

Weitere Zeichen

\emptyset	Durchmesser
-------------	-------------

Fusszeiger

<i>c</i>	Beton; Zug
<i>dyn</i>	dynamisch
<i>f</i>	Faser, Feder
<i>h</i>	hinten
<i>i</i>	Zähler
(<i>id</i>)	idealisiert
<i>m</i>	Mitte; Mittelwert
<i>max</i>	maximal
<i>p</i>	Spannstahl
<i>r</i>	Riss
<i>s</i>	Betonstahl; Spaltzug
<i>stat</i>	statisch
<i>t</i>	Zug
<i>u</i>	Bruch
<i>v</i>	vorne
<i>w</i>	Würfel
<i>y</i>	Fliessen; Fliessgrenze
1, 2	Index

Kopfzeiger

'	oben
–	ausgeglichenener Wert

Literatur

- [1] Abrishami, H.H., and Mitchell, D., "Influence of Steel Fibres on Tension Stiffening", *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, Nov.-Dec. 1997, pp. 769-776.
- [2] Ahmed, H.I., and Pama, R.P., "Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Beams with Large Volumes of Short Randomly Oriented Steel Fibres", *Proceedings, Rilem Symposium 1992, 'Fibre Reinforced Cement and Concrete'*, ed. R. N. Swamy, E & FN Spon, London, 1992, pp. 467-485.
- [3] Alvarez, M., und Marti, P., *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 222, Birkhäuser Verlag, Basel, Sept. 1996, 135 pp.
- [4] Alvarez, M., *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 236, Birkhäuser Verlag, Basel, Juli 1998, 182 pp.
- [5] Chen, W.F., "Double-Punch Test for Tensile Strength of Concrete", *ACI Journal*, Proceedings, Vol. 67, No. 12, Dec. 1970, pp. 993-995.
- [6] Craig, R., "Flexural Behaviour and Design of Reinforced Fibre Concrete Members", *ACISP-105, 'Fibre Reinforced Concrete Properties and Applications'*, ed. S. P. Shah and G. B. Batson, 1987, pp. 517-563.
- [7] Dwarakanath, H.V., and Nagaraj, T.S., "Deformational Behaviour of Reinforced Fibre Reinforced Concrete Beams in Bending", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 10, Oct. 1992, pp. 2691-2698.
- [8] Espion, B., Discussion of "Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibres", by Oh, B. H. (Vol. 118, No. 10, Oct. 1992) *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, Jun. 1994, pp. 1932-1934.
- [9] Guerrero, P., and Naaman, A.E., "Effect of Mortar Fineness and Adhesive Agents on Pullout Response of Steel Fibres", *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 1, Jan.-Feb. 2000, pp. 12-20.
- [10] Hartwich, K., *Zum Riss- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug*, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1986, 202 pp.
- [11] Henager, C.H., and Doherty, T.J., "Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams", *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 102, No. ST1, Jan. 1976, pp. 177-188.
- [12] Körmeling H.A., Reinhardt, H.W. and Shah, S.P., "Static and Fatigue Properties of Concrete Beams Reinforced with Continuous Bars and with Fibres", *ACI Journal*, Jan.-Feb. 1980, pp. 36-43.

- [13] Lim, T.-Y., Paramisivam, P., and Lee, S.-L., "Behaviour of Reinforced Steel-Fibre Concrete Beams in Flexure", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 12, Dec. 1987, pp. 2439-2458.
- [14] Marti, P., "Size Effect in Double Punch Tests on Concrete Cylinders", *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 6, Nov.-Dec. 1989, pp. 597-601.
- [15] Marti, P., Pfyl, Th., Sigrist, V., and Ulaga, T., "Harmonized Test Procedures for Steel-Fibre Reinforced Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 676-685.
- [16] Naaman, A.E., "New Fibre Technology", *Concrete International*, July 1998, pp. 57-62.
- [17] Oh, B.H., "Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibres", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 10, Oct. 1992, pp. 2821-2836.
- [18] Pfyl, Th., "Behaviour of Reinforced Steel Fibre Concrete Members in Bending and Tension", *Proceedings*, 3rd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, ed. K. Bergmeister, University of Agricultural Sciences Vienna, Vol. 2, Oct. 2000, pp. 47-55.
- [19] SIA, "Norm SIA 162, Betonbauten", *Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein*, 1989, Teilrevision 1993, 85 pp.
- [20] SIA, "Empfehlung SIA 162/6, Stahlfaserbeton", *Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein*, 1999, 20 pp.
- [21] Swamy, R.N., Al-Ta'an, S., and Ali, A.R., "Steel Fibres for Controlling Cracking and Deflection", *Concrete International*, Aug. 1979, pp. 41-49.