

Untersuchungen zur Druckfestigkeit
von bewehrtem Beton bei gleichzeitig
wirkendem Querzug
Abschlußbericht

T 2024

T 2024

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

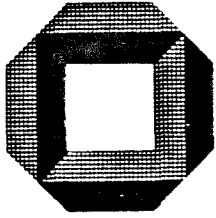
Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



Massivbau
Baustofftechnologie
Karlsruhe

Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben

Untersuchungen zur Druckfestigkeit von
bewehrtem Beton
bei gleichzeitig wirkendem Querkzug

Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Dipl.-Ing. U. Neuroth

Universität Karlsruhe
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Abteilung Massivbau
Leitung: Prof. Dr.-Ing. J. Eibl
1988

Kurzfassung zum Forschungsvorhaben

"Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querzug"

In experimentellen Untersuchungen an 14 Scheibenkörpern mit den Abmessungen $B/H/D=100/80/16$ cm resp. $B/H/D=100/80/10$ cm wurde das biaxiale Tragverhalten von bewehrten Scheiben im Zug/Druckfeld studiert. Die Scheiben wurden mit Rücksicht auf den üblichen Bemessungszustand zunächst in Zugrichtung d.h. Querrichtung bis zur Nennstreckgrenze der Bewehrung vorbelastet und dann orthogonal d.h. lotrecht bis zum Versagen gedrückt. Die dabei an sieben Versuchskörpern ermittelte Drucktragfähigkeit wurde der an sechs Scheiben bestimmten einaxialen Druckfestigkeit gegenübergestellt. Ein Testkörper diente als Tastversuch der Extrapolation auf größere Scheibendicken, ein weiterer versagte unplanmäßig.

Mit gezielt erzeugten Rißabständen von 7 ± 25 cm, bei unterschiedlichem Stabdurchmesser, konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden.

Die orthogonale Drucktragfähigkeit quergezogener, bewehrter Stahlbetonscheiben hängt von der Resttragfähigkeit der nach dem Reißen verbleibenden Querschnitte zwischen den Rissen ab. Sie nimmt, unter sonst gleichen Bedingungen, mit kleineren Stabdurchmessern, wegen des kürzer werdenden Rißabstandes ab und wächst mit diesem, solange die Scheibendicke und der Querbewehrungsabstand in Druckrichtung, bei einlagiger Bewehrung mindestens dem 5 bis 6-fachen Stabdurchmesser entsprechen, bei zweilagiger Bewehrung in etwa dem 8 bis 10-fachen Stabdurchmesser.

Die Tragfähigkeit steigt außerdem mit der Scheibendicke. Ihre Reduktion durch Querzug bleibt in Übereinstimmung mit allen anderen Verfassern immer unter 15%.

Summary

To study the compressive strength of reinforced inplane loaded concrete panels in an orthogonal compression/tension field, 14 panels were experimentally investigated. The dimensions, width/height/thickness were 100/80/16 resp. 100/80/10 cm. At first the horizontal reinforcement was stressed up to the yielding limit, then a vertical compressive load was applied until compression failure occurred. The bearing capacity thus gained with seven panels was compared with six other panels exclusively loaded in monoaxial compression. One test specimen was used for a first preliminary extrapolation to thicker panels of 20 cm, another one failed because of irregularities during loading in tension.

From these tests, where cracks with a distance between 7 ± 25 cm were systematically produced by means of different bar diameters, the following results could be gained.

The orthogonal compressive strength of inplane loaded panels with transversal tension up to the yield limit of the reinforcing steel strongly depends on the compressive capacity of the remaining crosssections between the cracks. Therefore it decreases with the bar diameter under thus equal conditions due to the smaller crack distance. It encreases with the bar diameter as long as the panel's thickness and the spacing between the single bars in the direction of the compressive load is greater than 5 ± 6 times the bar diameter in case of a one layer reinforcing mesh resp. greater than 8 ± 10 times the bar diameter in case of a two layer mesh.

The bearing capacity rises with the panel's thickness. Its reduction due to the transversal tension field was less than 15%, which corresponds with the results of other investigators.

Résumé

Pour étudier la résistance des plaques armées dans un champs de traction/compression orthogonal, 14 plaques aux dimensions 100/80/16 cm et 100/80/10 cm (longueur/largeur/épaisseur) ont été soumises à des essais. Tout d'abord, en tenant compte du dimensionnement habituel des plaques, l'armature horizontale a été soumise à un effort de traction jusqu'à la limite conventionnelle d'élasticité, puis un effort de compression a été appliqué verticalement jusqu'à défaillance. La résistance en compression ainsi déterminée sur sept corps d'épreuve a été comparée avec la résistance monoaxiale déterminée sur six plaques. Sur les sept corps d'épreuve, un était destiné à un premier essai d'extrapolation à des plaques à plus grande épaisseur, un autre a failli de façon imprévue.

Ces essais, où des fissures aux distances de 7 à 25 cm ont pu être produites systématiquement avec différents diamètres d'acier permettent d'obtenir les résultats suivants:

La résistance en compression orthogonale des plaques en béton armé soumises à des efforts de traction transversale dépend de la résistance des sections résiduelles après la fissuration. Dans les mêmes conditions, cependant avec des diamètres d'acier plus petits, elle diminue avec l'espacement réduit des fissures. Elle augmente avec ce dernier, tant que l'épaisseur de la plaque et l'espacement des aciers de l'armature transversale dans la direction de la compression appliquée sont au moins 5 à 6 fois le diamètre de l'acier dans le cas du ferrailage à une couche et 8 à 10 fois le diamètre de l'acier dans le cas du ferrailage à deux couches.

La résistance augmente avec l'épaisseur de la plaque. Sa réduction due à un effort de traction transversale appliqué reste toujours en dessous de 15% ce qui correspond aux résultats des autres investigateurs.

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. Problemstellung – Zielsetzung	1
2. Literaturlauswertung	4
2.1 Versuche von PETER [9]	4
2.2 Versuche von ROBINSON / DEMORIEUX [8]	6
2.3 Versuche von COLLINS / VECCHIO [7]	8
2.3.1 Versuche an unbewehrten Rechteckscheiben aus dem Jahre 1979	9
2.3.2 Versuche an bewehrten Rechteckscheiben aus dem Jahre 1982	10
2.4 Versuche von SCHLAICH / SCHÄFER / SCHELLING [6]	19
2.5 Versuche von MEHLHORN / KOLLEGER / GÜNTHER [12] ...	23
2.6 Diskussion der vorgestellten Untersuchungen	25
3. Eigene Versuche	28
3.1 Das Querzug/Druck-Verhalten, Modellvorstellung und Ziel der Untersuchungen	28
3.2 Prüfkörper und Bewehrung	30
3.3 Herstellung der Versuchskörper	34
3.4 Stahl- und Betonkennwerte	35
3.5 Versuchseinrichtung und Meßtechnik	36
3.6 Versuchsdurchführung	40
4. Versuchsergebnisse	43
4.1 Einaxiale Druckversuche	43
4.2 Biaxiale Zug/Druck-Versuche	45
4.3 Biaxiale Tastversuche	48
5. Diskussion der Ergebnisse	52
5.1 Die Rißentwicklung bei Zugbeanspruchung	52
5.2 Auswirkungen des Rißabstandes und der Scheibendicke auf die Betondrucktragfähigkeit bei Querzug	53
5.3 Zum Einfluß des mittleren Betonzugkraftniveaus auf die hierzu orthogonale Drucktragfähigkeit	54
5.4 Spalteffekt durch die Bewehrung	55
5.5 Gegenüberstellung vergleichbarer Versuchsergebnisse	56
6. Zusammenfassung	59
7. Literaturverzeichnis	60

Anlagen

1. Problemstellung - Zielsetzung

Die biaxiale Festigkeit bewehrter Betonstrukturen, vornehmlich bewehrter Scheiben oder scheibenartiger Strukturen, ist von großer praktischer Bedeutung. Sie spielt u. a. eine Rolle im Stegbereich auf Schub beanspruchter Träger, an der Kreuzungsstelle von Stützen und Rahmenriegeln, wenn der eigentliche Kreuzungsbereich in der einen Richtung durch Biegemomente in den Riegeln auf Zug und Druck und in der zweiten Richtung infolge der durchgeführten Stützenkräfte auf Druck beansprucht wird (vgl. Bild 1), sowie generell bei der Tragfähigkeit von Scheibenstrukturen. Letzteres hat auch zu einer noch anhaltenden Diskussion der biaxialen Festigkeit bewehrter Betonstrukturen bei der Anwendung der Methode Finiter Elemente geführt. Diese muß ausgehen von der mehraxialen Betonfestigkeit, die seit geraumer Zeit Gegenstand eingehender Untersuchungen ist. Über den derzeit erreichten Stand der Erkenntnis geben insbesondere die zusammenfassenden Arbeiten von CHEN [1], CHEN/SALEEB [2] sowie das CEB-Bulletin 156 [3] und die Veröffentlichungen [4,5] Auskunft. Die biaxiale Betonfestigkeit (vgl. Bild 2) ist danach als ein Sonderfall der triaxialen Betonfestigkeit (vgl. Bild 3) anzusehen. Bild 2 zeigt sehr deutlich, daß die Druckfestigkeit bei einer gleichzeitig orthogonalen dazu wirkenden Zugbeanspruchung entscheidend beeinflußt wird.

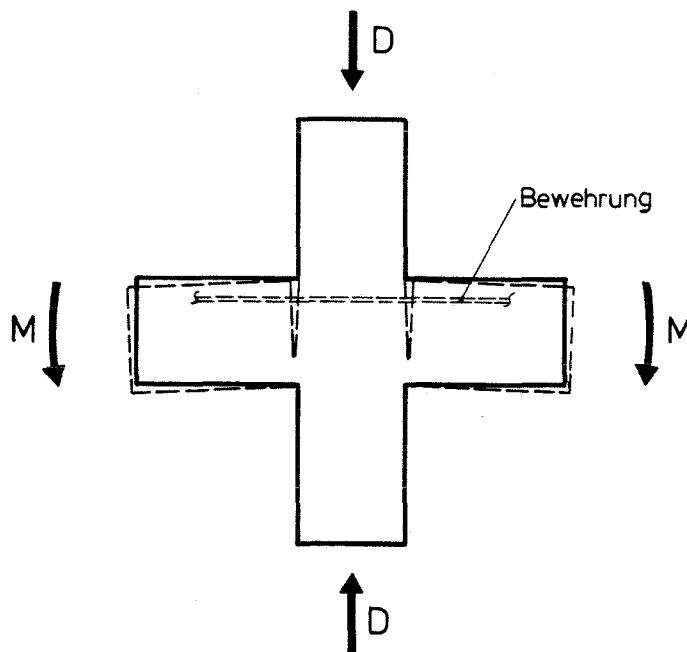


Bild 1: Zug/Druck-Belastung eines Stützen/Riegel-Kreuzes

Daraus wurden für das Verhalten bewehrter Stahlbetonscheiben allerdings falsche Schlüsse gezogen. Die Kurve der biaxialen Grenzfestigkeit im Zug/Druck-Quadranten besagt lediglich, daß die geprüfte Scheibe mit einem RiB senkrecht zur Hauptzugspannung versagt hat. Damit ist aber keine Aussage verbunden, welche Druckfestigkeit die verbliebenen Spaltstücke parallel zur RiBrichtung nach der RiBbildung noch aufweisen.

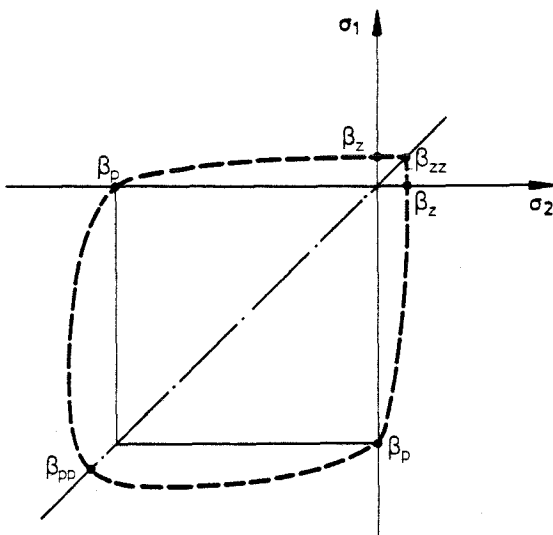


Bild 2: Biaxiale Hüllkurve der Betonfestigkeit

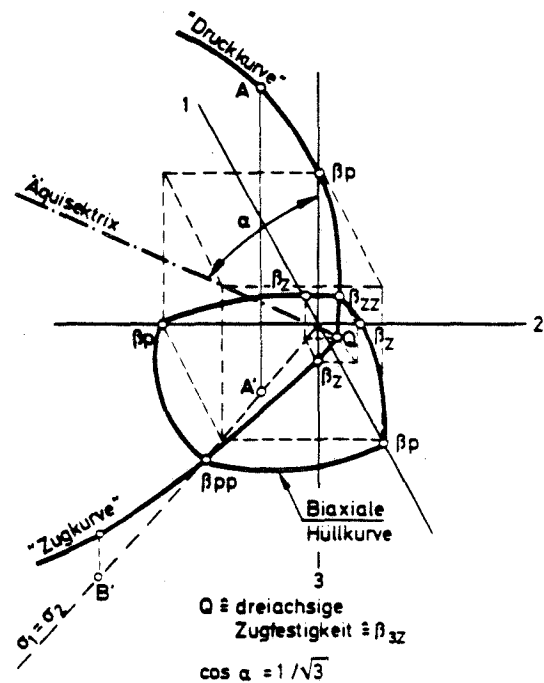


Bild 3: Triaxiale Bruchfläche der Betonfestigkeit

Wenn bei bewehrten Konstruktionen die 'verbleibenden Bruchstücke' zwischen den in etwa parallel laufenden Rissen weiterhin zusammengehalten werden, so kann selbstverständlich senkrecht zur größten Hauptzugspannung weiterhin Druck übertragen werden.

Die Bewehrung hat dabei, neben der Aufgabe die ihr im Zustand II zugewiesene Zugbeanspruchung aufzunehmen, die Funktion die verbleibenden Druckstreben 'auszusteißen'. Sie ist außerdem maßgebend an der Ausbildung der Druckstreben durch ihren steuernden Einfluß auf die Rissbildung beteiligt. Die Möglichkeit der maximalen Zug/Druck-Belastung wird entscheidend von diesem Vorschädigungsgrad abhängen.

Die deutschen Normen DIN 1045 und DIN 4227 tragen diesen Vorstellungen nur bedingt und indirekt Rechnung, indem sie die aufnehmbaren Betondruckspannungen bei gleichzeitig wirkenden Querkzugspannungen unterschiedlich begrenzen. Dies erfolgt über eine Reduktion von zulässigen Normal- und Schubspannungen.

Versuche aus jüngster Zeit - sie werden im folgenden Abschnitt 2 erörtert - haben, wegen ihrer scheinbar unterschiedlichen Resultate, die Diskussion erneut belebt. Während die Mehrzahl der Autoren etwa eine 10÷15%ige Abminderung der Druckfestigkeit beobachtet haben, wurde auch, unter bestimmten Bedingungen, eine solche von 50% und mehr als möglich erachtet.

Eigene Vorversuche der Verfasser mit Balkenkreuzen nach Bild 1, die bereits vor geraumer Zeit durchgeführt wurden, haben nur sehr geringe Reduzierungen der Druckfestigkeit in den Vertikalstäben erkennen lassen. Dabei wurden, den Verhältnissen bei durchgehenden Stützen und querverlaufenden Riegeln entsprechend, die Riegel symmetrisch mit Momenten belastet, die Stützen mit Normalkraft.

Ziel war es deshalb, in Fortführung dieser Überlegungen weitere Experimente durchzuführen. Dabei stand die Frage, inwieweit die Druckfestigkeit von bewehrten Scheibenstrukturen bei gleichzeitigem Querkzug durch unterschiedlicher Rißbildung beeinträchtigt wird, im Mittelpunkt des Interesses.

Ausgegangen wurde von der Hypothese, daß die Druckfestigkeit von der " R e s t f e s t i g k e i t " der verbleibenden Druckstäbe zwischen den Rissen der jeweiligen Scheibenstruktur bestimmt wird. Deren Abmessungen in der Scheibenebene werden bei gegebener Stahlspannung vermutlich entscheidend durch Bewehrungsgrad und Durchmesser der Einzelstäbe beeinflusst. Die zweite Abmessung der verbleibenden Druckstäbe ist durch die Scheibendicke vorgegeben.

Die Stützung der Drucksäulen zwischen den Rissen bzw. deren Stabilitäts- resp. Festigkeitsverhalten wird von der Bewehrung beeinflusst. Große Stabdurchmesser sind einerseits günstig, weil sie zu großen Rißabständen und damit sehr tragfähigen Restquerschnitten führen, andererseits ungünstig wegen der durch sie induzierten Spaltwirkung.

Auszugehen war bei einer solchen Untersuchung natürlich von den bereits vorliegenden Erkenntnissen anderer Autoren.

2. Literaturlauswertung

Die nachfolgenden Ausführungen sollen einen Überblick über die bislang experimentell gewonnenen Erkenntnisse geben. Ergebnisse aus jüngster Zeit werden dabei ausführlich behandelt.

2.1 Versuche von J. PETER [9]

Die Untersuchungen "Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung" wurden 1964 an der Universität Stuttgart durchgeführt.

In sieben einachsigen Zugversuchen - kein Querdruck - prüfte PETER orthogonal bewehrte Stahlbetonscheiben der Abmessungen $B/H/D = 160/160/8$ cm, wie in Bild 4 dargestellt.

In zwei Versuchsserien wurden getestet:

fünf Prüfkörper mit

- Bewehrungsgraden längs und quer $\mu_l = \mu_q = 1,26\%$
- Bewehrungsdurchmessern $d_{s,l} = d_{s,q} = 8$ mm
- Bewehrungsabstand $s = 8$ cm
- Winkeln zwischen Längsbewehrung und Zugkrafttrichtung von $\delta = 0^\circ \div 40^\circ$, mit 10° Veränderungsinkrement.

zwei Testkörper mit

- Bewehrung in Längsrichtung wie bei den ersten 5 Versuchskörpern
- Querbewehrung: $\mu_{q,1} = 0,25\% = 0,2 \cdot \mu_l$, $d_s = 6$, $s = 280$ mm
 $\mu_{q,2} = 0,63\% = 0,5 \cdot \mu_l$, $d_s = 8$, $s = 200$ mm
- Abweichung zwischen Hauptbewehrungsrichtung und Zugrichtung
 $\delta_1 = 20^\circ$ und $\delta_2 = 30^\circ$.

Bei Winkeln zwischen Belastungs- und Bewehrungsrichtung von $\delta > 30^\circ$ wurden erheblich größere Riβuferverschiebungen und größere Riβbreiten als bei kleineren δ beobachtet. Der Verfasser empfiehlt daher für $\delta \geq 30^\circ$ ein Bewehrungsverhältnis von

$\frac{\mu_G}{\mu_R} \leq 1$ einzuhalten.

Er leitet sodann für kreuzbewehrte Scheiben im b i a x i a l e n Beanspruchungsfall Zug/Druck bzw. Zug/Zug nachfolgende Schlußfolgerungen anhand theoretischer Überlegungen ab:

Bei der Zug/Druck-Beanspruchung hat die Druckkraft keinen Einfluß auf die Rißrichtung. Demzufolge ist die Zugbelastung allein der Bewehrung zuzuordnen. Die Übertragung der Druckkraft entfällt auf den Beton.

Die Rechenfestigkeit β_R des Beton ist mit 50% der Würfeldruckfestigkeit β_w anzusetzen. Dabei sind dann Abminderungen zur Berücksichtigung der Langzeitfestigkeit und des Probeneinflusses berücksichtigt. Dies bedeutet effektiv eine Abminderung der üblicherweise angesetzten Druckfestigkeit von ca. 15%.

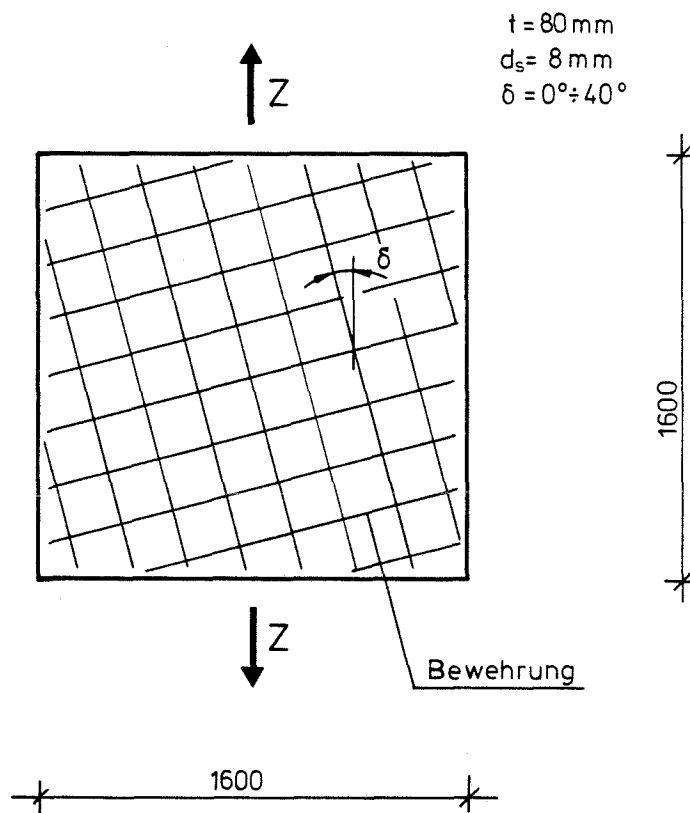


Bild 4: Versuchskörper nach [9]

Bezüglich der Zug/Zug-Beanspruchung empfiehlt der Verfasser eine getrennte Bemessung der Zugbewehrung in beiden Richtungen, mit Einschränkung der maximalen Richtungsabweichung zwischen Hauptbeanspruchungs- und Bewehrungsrichtung auf $\delta \leq 25^\circ$.

2.2 Versuche von ROBINSON und DEMORIEUX [8]

In einer ersten Versuchsreihe 1968 wurden 12 Stahlbetonscheiben mit den Abmessungen B/H/D = 45/42/10 cm geprüft. In den vier Serien wurden je zwei Probekörper - bewehrt und unbewehrt - einaxial auf Druck geprüft, ein weiterer bewehrter Körper im biaxialen Zug/Druck-Feld beansprucht (vgl. Bild 5).

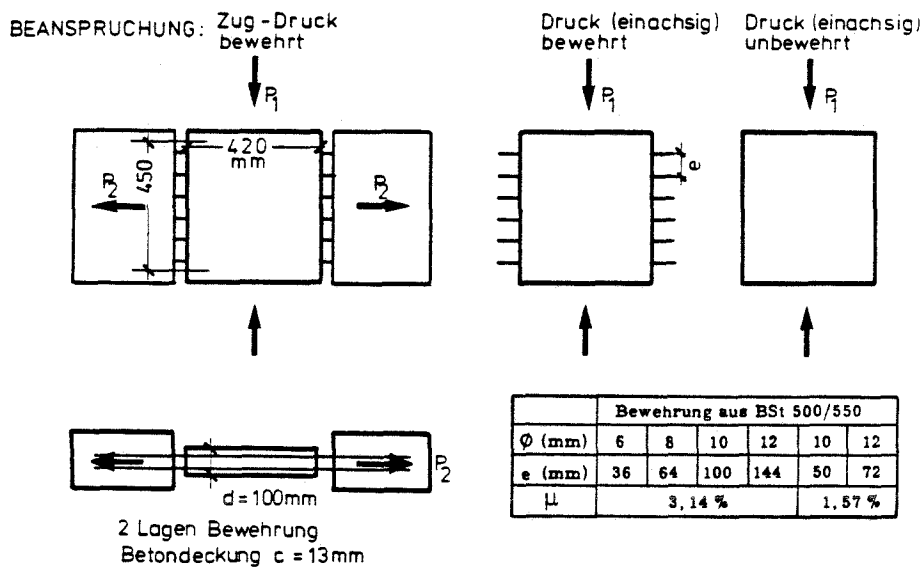


Bild 5: Versuchskörper der ersten Reihe nach [8]

Variiert wurden die Betongüten, die Bewehrungsdurchmesser d_s von $6 \div 12$ mm, die Bewehrungsabstände s von $36 \div 144$ mm und die Bewehrungsgrade $\mu = 1,57\%$ bzw. $\mu = 3,14\%$.

Bis zum Erreichen der Stahlfließgrenze wurde die biaxiale Zug/Druck-Beanspruchung in einem festen Verhältnis $D'/Z'=1$ gesteigert. Danach folgte eine

kontinuierliche Drucklaststeigerung bis zum Versagen der Proben unter Beibehaltung des vorher erreichten Zugkraftniveaus um $\beta_s \approx 500 \text{ N/mm}^2$. Die einaxial gedrückten Proben mit Bewehrung zeigten dabei eine mittlere Druckbruchfestigkeit von $\sigma_{u1} = 0,82 \cdot f_c'$, wobei f_c' die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit bezeichnet. Bei den biaxial auf Zug und Druck getesteten Prüfkörpern stellte sich eine mittlere Druckversagensspannung von $\sigma_{u2} = 0,76 \cdot f_c'$ ein. Der Festigkeitsabfall kann daraus zu ca. 7% ermittelt werden.

In der zweiten Versuchsreihe 1971 wurden sodann 8 Serien à 3 Prüfkörper wie bei der ersten Reihe getestet, d.h. unbewehrte Probekörper für einaxiale Druckbelastung, bewehrte Proben ebenfalls für einaxiale Druckbelastung sowie bewehrte Prüfkörper für die eigentliche biaxiale Zug/Druckbelastung.

Die je zweilagig bewehrten Querschnitte hatten Stabdurchmesser $\emptyset 6$, $\emptyset 8$ und $\emptyset 10 \text{ mm}$ bei Bewehrungsgraden $\mu = 0,94$, $\mu = 1,68$ und $\mu = 2,62\%$. Der Stababstand betrug konstant $e = 6 \text{ cm}$, die Scheibenabmessungen $B/H/D = 125/42/10 \text{ cm}$.

In der ersten Versuchsreihe wirkten die äußeren Zug- und Druckkräfte orthogonal zueinander, wobei die Zugbelastung über die eingelegte Längsbewehrung eingeleitet wurde (vgl. Bild 5). Die Winkel zwischen den äußeren Lasten und der Bewehrungsrichtung waren somit 0° und 90° .

Bei dieser zweiten Serie wurde die Zugkraft gleichfalls über die eingelegte Bewehrung in die biaxial getesteten Prüfkörper eingeleitet, mit wiederum identischer Zugkraft- und Bewehrungsrichtung. Im Gegensatz zur ersten Versuchsreihe war die Druckkrafttrichtung nicht mehr orthogonal zur Bewehrungsrichtung, es lag jetzt eine Winkelabweichung von 45° bzw. 135° vor (vgl. Bild 6).

Als weiterer Unterschied zu den ersten Versuchen wurde ein anderes Lastverhältnis zwischen P_1 - Druck - und P_2 - Zug - gewählt.

In der ersten Versuchsreihe wurden die mittleren, auf den Beton bezogenen Zug- und Druckspannungen aus äußerer Last im festen Verhältnis $\sigma_D/\sigma_Z = 1,0$ aufgebracht, in der zweiten wurde $\sigma_D/\sigma_Z = 1,75$ gewählt. Dies führte dazu, daß beim Probenversagen infolge Druckkraft die Stahlspannungen in der Regel (6 Proben) unterhalb der aktuellen Fließgrenze blieben. Dabei traten Stahlspannungen von ca. $0,4 \div 0,90 \cdot \beta_s$ auf.

In nur zwei Fällen wurde die Zugkraft vor einsetzendem Druckversagen wahrscheinlich bis knapp unter die Fließgrenze gesteigert, dann konstant festgehalten und die Drucklast bis zum Bruch gesteigert, die genaue Vorgehensweise wird nicht beschrieben.

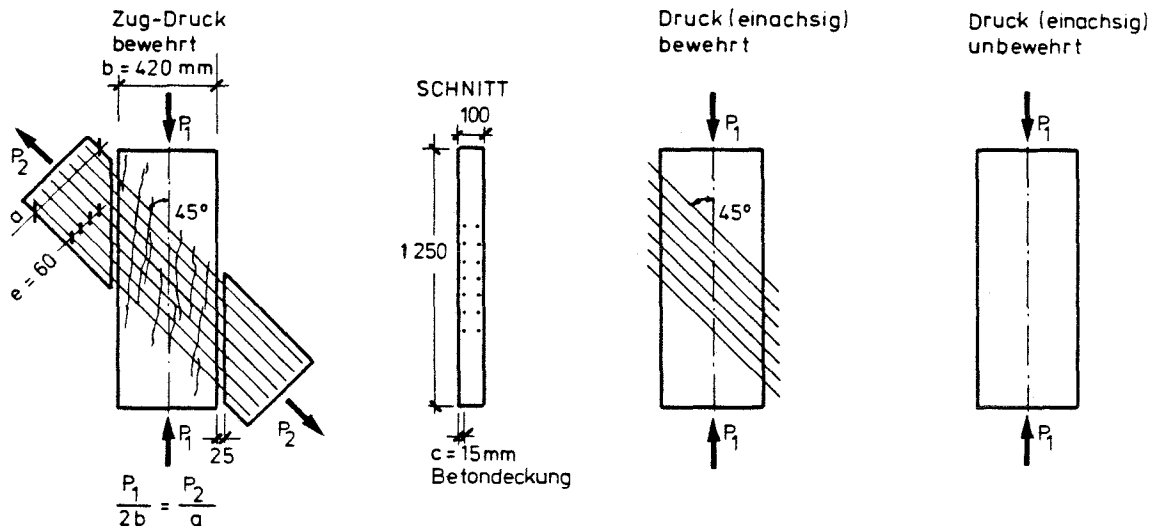


Bild 6: Versuchsanordnung der zweiten Reihe nach [8]

Als Ergebnis ergab sich aus den acht Serien eine mittlere einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_{u1} = 0,85 \cdot f_c'$, während bei der biaxialen Zug/Druck-Prüfung eine mittlere Bruchspannung von $\sigma_{u2} = 0,74 \cdot f_c'$ erreicht wurde.

Der Festigkeitsabfall aus den Proben untereinander ergibt sich daraus zu ca. 13%.

2.3 Versuche von COLLINS und VECCHIO an der Universität von Toronto/Kanada

Ziel der Untersuchungen war die Ermittlung von stoffgesetzlichen Zusammenhängen für die Beschreibung der Reaktion von Betonscheiben auf gleichverteilte Normalkraft- und 'Schubkraft'-Belastung.

2.3.1 Versuche an unbewehrten Rechteckscheiben aus dem Jahre 1979 [11]

In dieser Versuchsreihe wurden vier unbewehrte Betonscheiben mit den Abmessungen $B/H/D = 23,5/91,5/3,2$ cm durch Druckkraft senkrecht zum längeren Probenrand, bei gleichzeitig parallel zum gleichen Rand wirkender Schubkraft, belastet (vgl. Bild 7). Beide Kräfte wurden über Stahlprofile am Sägezahnrand in die Probe eingeleitet.

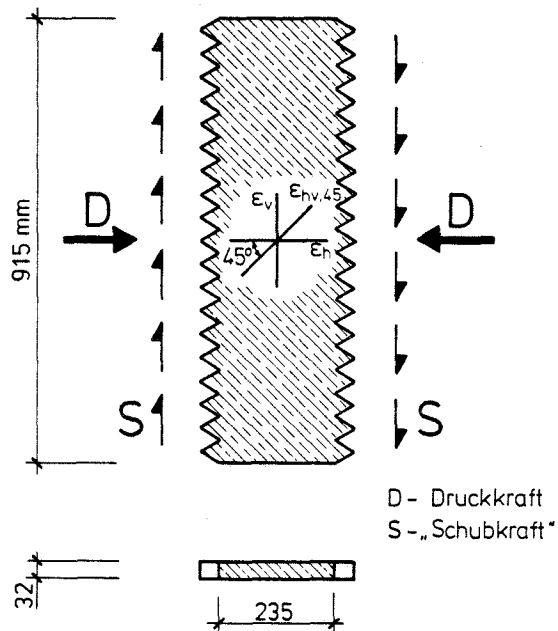


Bild 7: Versuchskörper nach [11]

Dabei sollte für verschiedene D/S-Verhältnisse die Drucktragfähigkeit der Proben ermittelt werden. Es wurde angestrebt, die Schubkraft S und die Druckkraft D jeweils so zu steigern, daß die maximale Schubverzerrung γ_m und die zugehörige Hauptdruckdehnung ϵ_d während der Laststeigerung im selben Verhältnis γ_m/ϵ_d blieben.

Durch Messung von z.B. ϵ_v , ϵ_h und $\epsilon_{hv,45}$ im Versuch (vgl. Bild 7) lassen sich γ_m und ϵ_d über die Beziehungen

$$a = \epsilon_h - \epsilon_v$$

$$b = 2 \epsilon_{hv,45} - (\epsilon_h + \epsilon_v)$$

$$\gamma_m = \frac{1}{2} \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$\epsilon_d = \frac{\epsilon_h + \epsilon_v}{2} \pm \gamma_m$$

bestimmen. Im Mittel wurde für jede Probe ein γ_m/ϵ_d -Verhältnis von 2,5, 4,5 und an zwei Prüfkörpern 9,5 eingehalten.

Mit höher werdendem γ_m/ϵ_d , also größer werdendem Schubanteil, fiel die Betondruckfestigkeit auf Werte bis $f_d = 0,52 \cdot f_c'$ ab, d.h. auf rund 50% der einaxialen Vergleichsprismendruckfestigkeit.

Anhand der Versuchsergebnisse ermittelten die Verfasser eine empirische Gleichung für die aufnehmbare Druckspannung im Scheibenkörper unter Berücksichtigung des gleichzeitig wirkenden Querzugs:

$$(2.1) \quad f_d = f_c' \cdot \left(\frac{5,5}{4 + \gamma_m/\epsilon_d} \right) \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

Hierin bedeuten: f_d - max. aufnehmbare Druckspannung im Versuchskörper
 ϵ_d - Hauptdruckdehnung
 γ_m - max. Schubverzerrung
 f_c' - einachsige Prismendruckfestigkeit an Proben
300 x 75 x 75 mm
 ϵ_0 - zu f_c' gehörige einachsige Druckdehnung

2.3.2 Versuche an bewehrten Quadratscheiben aus dem Jahre 1982 [7]

Zur Erweiterung der im vorhergehenden Abschnitt dargestellten Zusammenhänge zum Druckfestigkeitsverhalten bei wirkender Normal- und Scherbeanspruchung an unbewehrten Scheiben, wurden 30 bewehrte Scheibenkörper getestet.

Ziel dieser Studien war es, konstitutive Beziehungen für den Verbundwerkstoff Stahlbeton an diesen Scheiben abzuleiten. Unter den verschiedenen Belastungsverhältnissen von Normalkraft und Scherkraft, wie nachfolgend ausgeführt, wurden die zweidimensionalen Kontinua mit verschmierten Rissen behandelt.

Einflüsse aus Temperaturveränderung, Schwinden und Kriechen sowie dynamischen Effekten blieben unberücksichtigt.

Weiterhin wurden folgende Vereinbarungen getroffen:

- Es gibt keine signifikanten Einzelrisse, sondern eine gleichverteilte Rißausbildung.
- Die Dehnungen werden über mehrere Risse hinweg ermittelt, sodaß im Verbundwerkstoff zwischen Beton und Stahl Dehnungsgleichheit vorliegt. örtliche Effekte aus Verbund oder sonstigen lokalen Störungen haben keinen Einfluß auf die Auswertung.
- Die Richtung der Hauptdehnungen und der Hauptspannungen ist gleich.
- Die Bewehrung beteiligt sich nicht an der Schubkraftabtragung.
- Die Bewehrung ist ein gleichverteiltes Medium im Querschnitt - keine örtlichen Spannungskonzentrationen.

Unter Verwendung des Mohr'schen Dehnungskreises wurden mit den gemessenen Verschiebungen zwischen jeweils vier quadratisch angeordneten Meßpunkten (vgl. Bild 11), zum einen an den 2 x 9 Unterelementen, zum andern für die zwei gesamten Scheibenflächen, die Hauptdehnungen und die Dehnungen in den Bewehrungsrichtungen ermittelt. Mit der einaxialen Stahlkennlinie konnten aus letzteren die Stahlspannungen errechnet werden. Die äußeren Normalspannungen in den orthogonalen Bewehrungsrichtungen (vgl. Bild 9) - bei reinem Schub in etwa Null - wurden um die Stahlanteile vermindert. Mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises konnten nun aus der äußeren Schubspannung und den reduzierten Normalspannungen die Hauptspannungen für den gerissenen Beton ermittelt werden. Somit waren die einzelnen Hauptspannungs-Hauptdehnung-Wertepaare für den gerissenen Beton unter verschiedenen Beanspruchungskombinationen gewonnen, mit denen dann für jeden Prüfkörper eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Bruch erstellt wurde. Bild 13 zeigt die charakteristischen Kenngrößen bei Bruch für 21 von 30 ausgewertete Versuche.

Versuchskörper, Materialkennwerte und Belastung

Die 30 Prüfkörper wiesen einheitlich Abmessungen $B/H/D = 89/89/7$ cm auf. Als Bewehrung diente ein orthogonal verschweißtes, zweilagiges Netz, bestehend aus glatten Stäben mit Durchmessern $d_s = 2,0 \div 6,4$ mm. Die Bewehrungsstäbe wurden mit einem stets konstanten Stababstand $s = 50$ mm und konstanter Betondeckung $c = 6$ mm eingebaut.

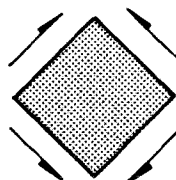
Durch Wärmebehandlung des zunächst kaltgestreckten Bewehrungsstahls erhielt dieser eine ausgeprägte Fließgrenze. Da jedes verschweißte Bewehrungsnetz einzeln behandelt wurde, lagen die Streckgrenzen auf unterschiedlichen Niveaus zwischen ca. 250 und 520 N/mm².

Der stärker durch die Lasteinleitung beanspruchte Probenrand wurde mit einem höherwertigeren Beton versehen als der Mittenbereich der liegend betonierten Testkörper.

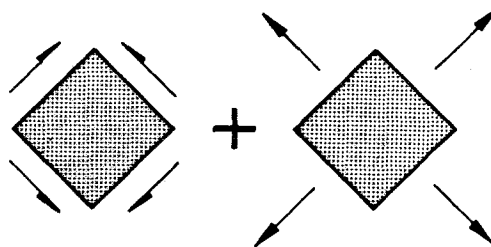
Im Alter von sieben Tagen erfolgte die Prüfung der Scheiben sowie der 10 Zylinderprismen, wobei die Zylinderdruckfestigkeiten zwischen 11,6 und 39,5 N/mm² lagen .

Studiert wurden folgende Lastkombinationen:

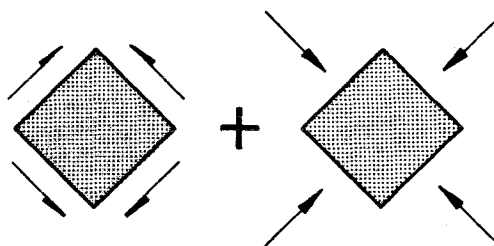
- reine Schubbelastung
22 Prüfkörper



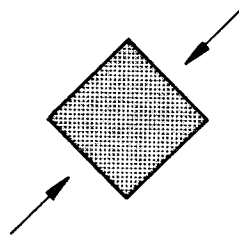
- Schub + zweiachsiger Zug
1 Prüfkörper



- Schub + zweiachsiger Druck
3 Prüfkörper



- einachsiger Druck
- 2 Prüfkörper



Zudem wurden zwei weitere Prüfkörper unter veränderlichen Belastungsbedingungen beansprucht. Einer wurde zunächst durch reinen Schub bis 80% seiner erwarteten Schubbruchlast beaufschlagt, danach zusätzlich durch biaxialen Druck und weiter ansteigenden Schub, der andere wurde durch biaxialen Zug zum Reißen veranlaßt, danach durch zehn Lastwechsel mit Vorzeichensänderung rein auf Schub beansprucht.

Die Krafteinleitung erfolgte bei den einzelnen Lastkombinationen mit Hilfe des nachfolgend erläuterten mechanischen Systems.

Über sägezahnförmige Kraftübertragungselemente, sogenannte 'Kraftschuhe' (vgl. Bilder 8 und 9), konnte durch orthogonale, gelenkig angeschlossene Kraftstangen jede gewünschte Lastkombination in die Probe eingeleitet werden. Drei Kraftstangen dienten zur statischen Stabilisierung des Systems, die restlichen 37 wurden über kombinierte Zug/Druck-Pressen beaufschlagt, (vgl. Bild 10).

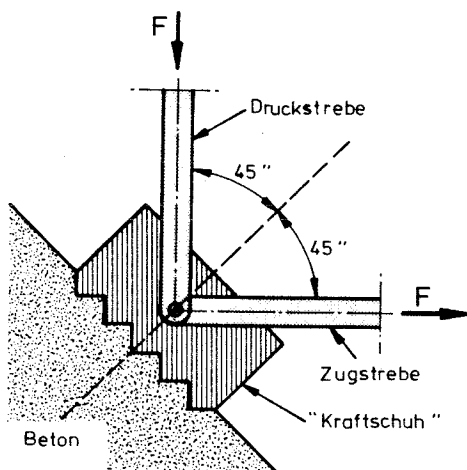


Bild 8: 'Kraftschuh'

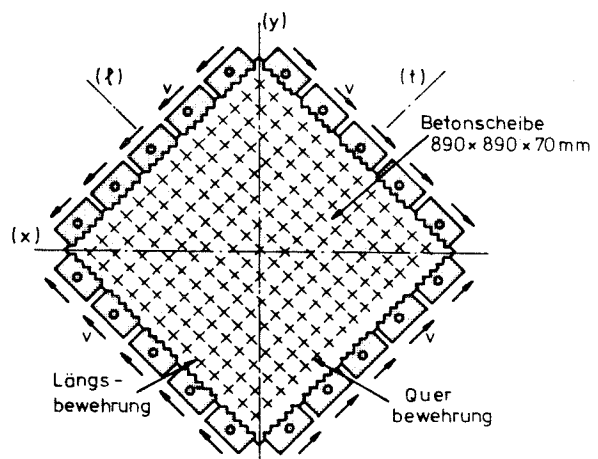


Bild 9: Belastungsmechanik

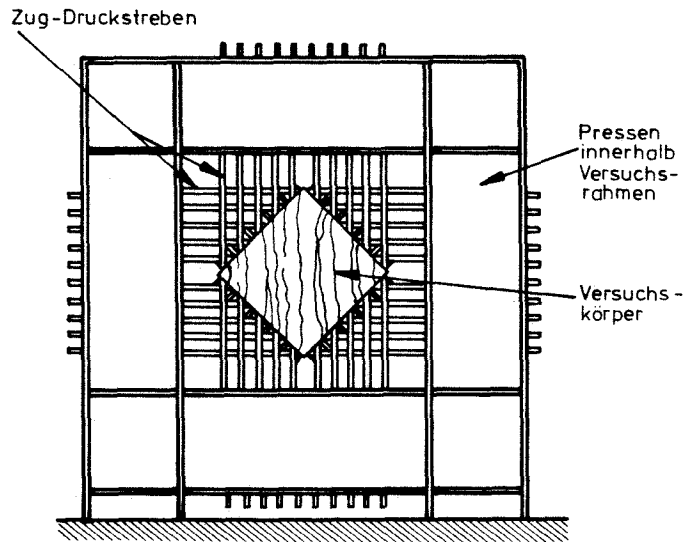


Bild 10: Probe mit Prüfrahmen

Die Verformungsmessungen erfolgten an den Probenoberflächen gegen 16 Meßpunkte, die in einem Raster konstanter Netzweite angeordnet waren (vgl. Bild 11).

Es handelte sich hierbei um Messingstifte mit fester Lötverbindung zum darunterliegenden Bewehrungsstab, die aus der Betonoberfläche herausragten. Benachbarte Rasterpunkte waren jeweils über Meßwertaufnehmer verbunden. Insgesamt wurden je Laststufe 84 Verformungswerte an der Vorder- und der Rückseite zusammen registriert.

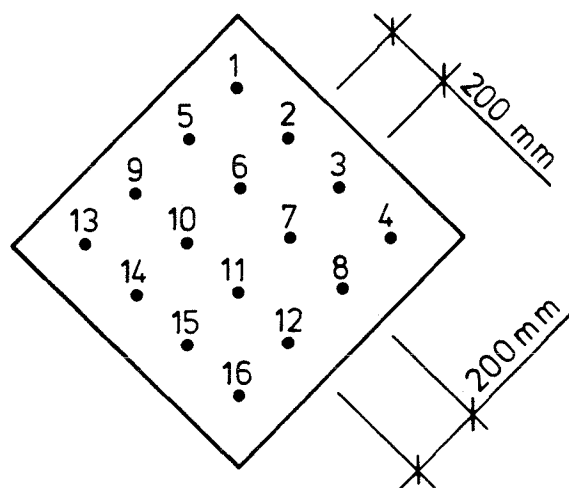


Bild 11: Netz der mechanischen Meßwertaufnehmer

Lastfall: Reine Scherbeanspruchung

Mit dieser Beanspruchungsart wurden 22 Probekörper geprüft, welche sich in zwei Gruppen teilen:

Gruppe I, 10 Prüfkörper:

Bei einem Bewehrungsverhältnis von $\mu_{\text{längs}} / \mu_{\text{quer}} = 1,0$ wurden sieben unterschiedliche Bewehrungsgrade von $\mu = 0,18\%$ bis $2,62\%$ studiert. Bei gleichem Bewehrungsgrad von $\mu = 1,79\%$ wurden vier Proben mit jeweils unterschiedlicher Betongüte getestet. Die einachsige Betondruckfestigkeit lag zwischen $f_c' = 11,6$ bis $31,0$ N/mm².

Gruppe II, 12 Prüfkörper:

Bei konstantem Längsbewehrungsgrad $\mu_l = 1,78\%$ wurde der Querbewehrungsgrad von $\mu_q = 0,0$ bis $1,78\%$ variiert. Ein Prüfkörper mit $\mu_q = 1,0\%$ wurde biaxial bis zum Reißen auf Zug beansprucht und danach einer reinen Scherbeanspruchung ausgesetzt.

Rißbildung und Bruchverhalten

In der Gruppe I wurden bei Scherspannungen von $0,33 \cdot f_c'$ bis $0,5 \cdot f_c'$ eine Anfangsrißneigung von ca. 45° zum Bewehrungsnetz beobachtet. Mit steigender Belastung öffneten sich die Risse weiter, jedoch ohne Richtungsänderung. Planmäßige Versagensformen waren Stahlfließen bei großen Verformungen der Längs- oder Querbewehrung - bei drei Körpern mit $\mu \leq 1\%$ - sowie Schubversagen des Betons - bei einem Körper mit $\mu = 1,78\%$ - vor dem Fließen der Bewehrung einer Richtung.

In vier Fällen gab es Verankerungsbrüche an den 'Kraftschuhen'. In einem Körper kam es zum Sprödbruch einer Schweißverbindung. Das Versagen von einer weiteren Probe wird als Betonzugversagen bei zu schwacher Bewehrung geschildert, also Stahlversagen bei Rißbildung.

In Gruppe II begann die Rißbildung bei gleichen Scherspannungen wie in Gruppe I, mit einem anfänglichen Neigungswinkel gegenüber der Bewehrungsrichtung von gleichfalls 45° . Die Laststeigerung bewirkte jedoch eine Richtungsänderung hin zur Längsbewehrungsrichtung, besonders deutlich er-

kennbar beim einsetzenden Fließen der Querbewehrung. In nahezu allen Fällen - 10 von 12 Prüfkörpern - wurde das Belastungsende durch Fließen der Querbewehrung mit anschließendem Betonversagen, als 'Schubversagen' bezeichnet, eingeleitet. Zwei Proben versagten vorzeitig durch Herausreißen von 'Kraftschuhen'.

Lastfall: Schub- und biaxiale Normalkraftbeanspruchung

Drei Prüfkörper erfuhren eine Schub- und biaxiale Druckbelastung, lediglich ein Testkörper eine Schub- und biaxiale Zugbelastung. Alle Proben wurden mit einem festen Verhältnis von Scher- und Normalspannung geprüft.

Der Schub/Zug/Zug-Körper zeigte die gewohnte Anfangsrißneigung zur Bewehrung von 45° , ohne Richtungsänderung bei steigender Last. Das Versagen wurde durch 'Schubgleiten' des Betons parallel zur Längsbewehrung - $\mu_q = \mu_q = 1,78\%$ - ohne Bewehrungsfließen verursacht.

Beim Schub/Druck/Druck-Körper wurde ein durchweg steiferes 'Scherverhalten' mit einer wesentlichen Steigerung der Anfangsrißspannung und der Höchstschublast, bei erheblich weniger Rissen als beim Schub/Zug/Zug-Körper beobachtet.

Der Vergleich mit den ausschließlich auf Schub beanspruchten Prüfkörpern zeigt eine Abminderung der aufnehmbaren Scherbelastung um ca. 9% beim S/Z/Z-Körper und eine Erhöhung um ca. 42% beim S/D/D-Körper.

Lastfall: Einaxiale Druckbelastung

Durch einaxiale Druckbelastung zweier Versuchskörper wurde überprüft, inwieweit die Bruchspannungen den einaxialen Zylinderdruckfestigkeiten entsprachen. Die Bewehrungsgrade in Längs- und Querrichtung waren dabei in beiden Fällen mit $\mu = 0,74\%$ gleich.

Die von der Bewehrung aufgenommenen Kraftanteile wurden bei der Ermittlung der Betonspannung abmindernd berücksichtigt.

Wegen eines zu steifen Verhaltens der ersten Probe war der Prüfrahmen überlastet, so daß der Versuch bei $\sigma_b = 0,82 \cdot f_c'$ abgebrochen wurde. Der Beton wies keine Spuren von einsetzendem Versagen auf. Der zweite Versuch dieser Belastungsart endete mit schlagartigem Druckversagen bei $\sigma_{b,u} = 1,04 \cdot f_c'$.

Die Autoren folgern daraus, daß Testrahmen und Körpergeometrie nicht verantwortlich sein können für die durchweg geringen Höchstlasten bei den anderen Beanspruchungslastfällen. Die bei entsprechender Lastkombination beobachteten geringeren Fertigkeiten seien mithin eine direkte Folge der jeweils aufgebrauchten Lastverhältnisse.

Durch Auswertung der Meßdaten von 21 der 30 Testkörper, mit dem zu Abschnittsbeginn kurz erläuterten Rechenmodell, erhielten die Autoren eine Reihe von Spannungs-Dehnungs-Wertepaaren für die Hauptdruckrichtung. Mit dem gleichzeitig zur Hauptdruckdehnung ϵ_d ermittelten Hauptzugdehnungswert ϵ_{dt} wurde dann der Quotient ϵ_{dt}/ϵ_d gebildet und sämtliche Spannungs-Dehnungs-Wertepaare f_d, ϵ_d unabhängig von ihrer Probenzuordnung, klassenweise nach ϵ_{dt}/ϵ_d sortiert. Die Spanne der ϵ_{dt}/ϵ_d -Werte lag zwischen 0,5 und 20,0. Durch klassenweises Auftragen der f_d über ϵ_d (vgl. Bild 12) beobachteten die Autoren flacher werdende Spannungs-Dehnungs-Linien in höheren ϵ_{dt}/ϵ_d -Verhältnisklassen, nachdem man Näherungskurven durch die Einzelpunkte gelegt hatte; mit anderen Worten: Die Größtwerte der Spannung f_p aus den Näherungskurven in den verschiedenen ϵ_{dt}/ϵ_d -Klassen fiel bei größer werdendem Zugdehnungsanteil stark ab.

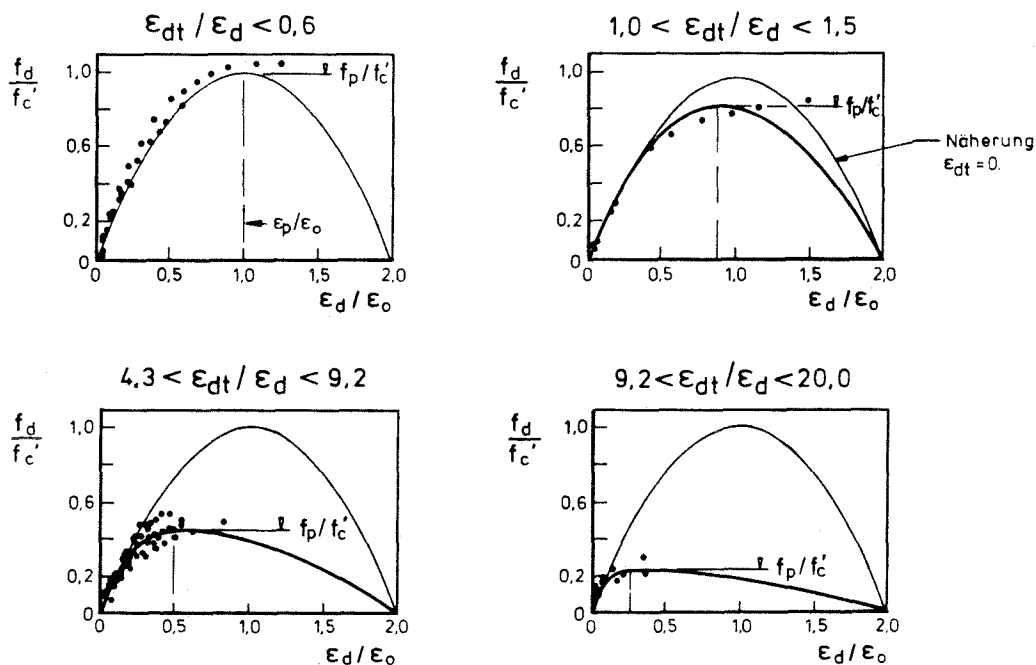


Bild 12: Normierte Spannungs-Dehnungs-Wertepaare in vier charakteristischen Hauptdehnungsklassen ϵ_{dt}/ϵ_d .
Dünne Linie: Näherungsparabel für Spannungs-Dehnungsverlauf am Prisma nach Gl. 2.4, ohne Abminderungsfaktor β .

Bild 13 zeigt die normierten Größt-Spannungswerte f_p/f_c' mit f_c' = Zylinderdruckfestigkeit, bei gleichzeitig vorliegenden ϵ_{dt}/ϵ_d -Hauptdehnungsquotienten, für alle ausgewerteten Prüfkörper.

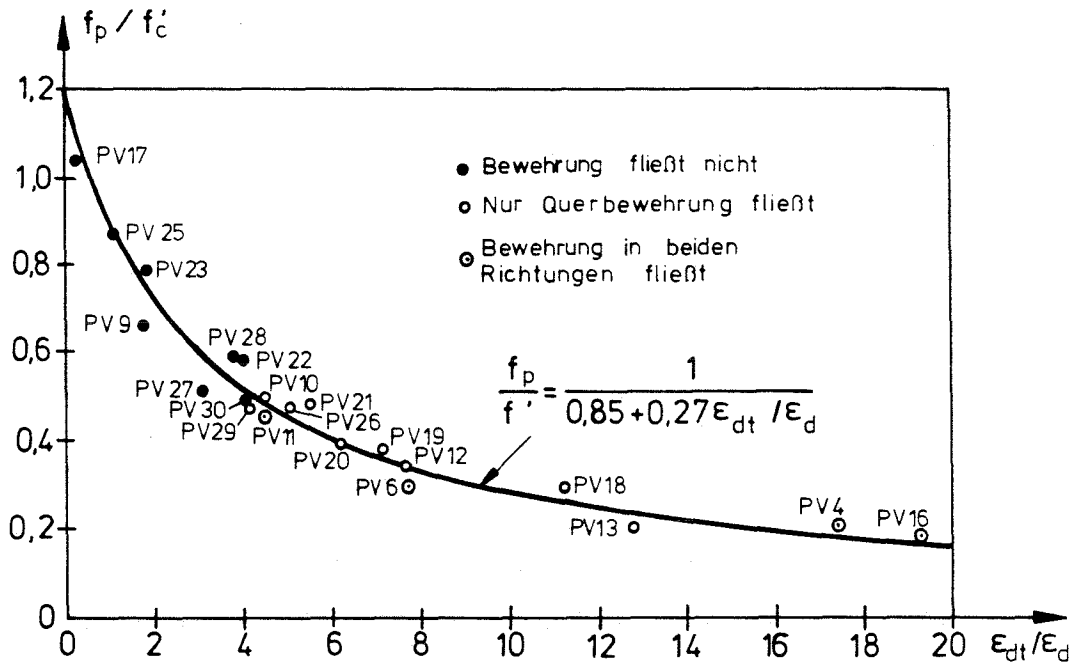


Bild 13: Normierte Maximal-Druckspannungen ($\frac{f_p}{f_c'}$) in Abhängigkeit der zugehörigen Hauptdehnungsverhältnisse ($\frac{\epsilon_{dt}}{\epsilon_d}$).

Die Abnahme der Drucktragfähigkeit bei gleichzeitig wirkendem Querzug wird von den Autoren durch die in Bild 13 gezeigte Linie beschrieben. Eine Näherung für die größten Druckspannungen f_p in Abhängigkeit vom Querzuganteil, wird wie folgt vorgeschlagen:

$$(2.2) \quad f_p = \beta \cdot f_c'$$

$$(2.3) \quad \epsilon_p = \beta \cdot \epsilon_o$$

wobei

$$\beta = 0,85 + 0,27 \cdot \frac{\epsilon_{dt}}{\epsilon_d}$$

f_p - größte Druckspannung für gerissenen Beton im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (vgl. Bild 12)

- β - Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Querzugeinflusses
- f_c' - einaxiale Zylinderdruckfestigkeit, $\emptyset/H = 15/30$ cm
- ϵ_{dt} - Hauptzugdehnung
- ϵ_d - Hauptdruckdehnung
- ϵ_p - Hauptdruckdehnung bei maximaler Druckspannung f_p
- ϵ_0 - max. Druckdehnung bei der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit f_c'

Zur Ermittlung einer aktuellen Hauptdruckspannung f_d für gegebene Hauptdehnungen und Materialkennwerte werden von den Verfassern, unter Mitberücksichtigung des Zugdehnungsniveaus, nachfolgende Ausdrücke mit Fallunterscheidung vorgeschlagen, vgl. Bild 12:

$$(2.4) \quad \frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \leq \frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} \quad : \quad f_d = f_c' \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \right) - \beta \cdot \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$(2.5) \quad \frac{\epsilon_p}{\epsilon_0} < \frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} \leq 2 \quad : \quad f_d = f_c' \cdot \beta \cdot \left[1 - \frac{(\epsilon_d - \epsilon_p)^2}{(2\epsilon_0 - \epsilon_p)^2} \right]$$

$$(2.6) \quad \frac{\epsilon_d}{\epsilon_0} > 2 \quad : \quad f_d = 0.0$$

2.4 Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER/SHELLING [6]

Das Versuchsprogramm aus dem Jahre 1982, durchgeführt an der Universität Stuttgart, umfaßte 5 x 2 Testkörper. Dabei wurden vier Proben biaxial auf Zug und Druck geprüft, während sechs Proben zu Vergleichszwecken einaxial auf Druck beansprucht wurden.

Konstant in der ganzen Serie waren:

- Stahlgüte BSt 420/500 RK
- Stabdurchmesser $d_s = 10$ mm
- Betongüte B 25, Körnung $0 \div 16$ mm
- Probengeometrie
- Einbau der Bewehrung in mittiger Lage

Variiert wurden:

- Stababstände $s = 50/100 \text{ mm}$
- Bewehrungsgrade $\mu = 1,6/0,8 \%$
- Winkel zwischen Bewehrung und Beanspruchungsrichtung
 $\delta = 0^\circ/90^\circ$
 $\delta = +/- 45^\circ$
- Belastungsverhältnisse $Z'/D' = -1$ und $-0,5$, vgl. Bild 16

Für die Versuchsdurchführung wurden Probekörper mit den Abmessungen $B/H/D = 40/130/10 \text{ cm}$, wie in Bild 14 gezeigt, hergestellt.

Typ 1	Scheibe unbewehrt			2 Proben
Typ 2	$d_s = 10 \text{ mm}$	$s = 100 \text{ mm}$	$\delta = 0^\circ/90^\circ$	2 Proben
Typ 3	$d_s = 10 \text{ mm}$	$s = 100 \text{ mm}$	$\delta = +/- 45^\circ$	2 Proben
Typ 4	$d_s = 10 \text{ mm}$	$s = 50 \text{ mm}$	$\delta = 0^\circ/90^\circ$	2 Proben
Typ 5	$d_s = 10 \text{ mm}$	$s = 50 \text{ mm}$	$\delta = +/- 45^\circ$	2 Proben

Die Testscheiben des Typs 1 wurden in beiden Fällen einaxial auf Druck geprüft. Bei den Typen 2 bis 5 erfuhr jeweils ein Körper eine biaxiale Zug/Druck-Beanspruchung, der zweite wurde vergleichend auf seine einaxiale Druckfestigkeit geprüft.

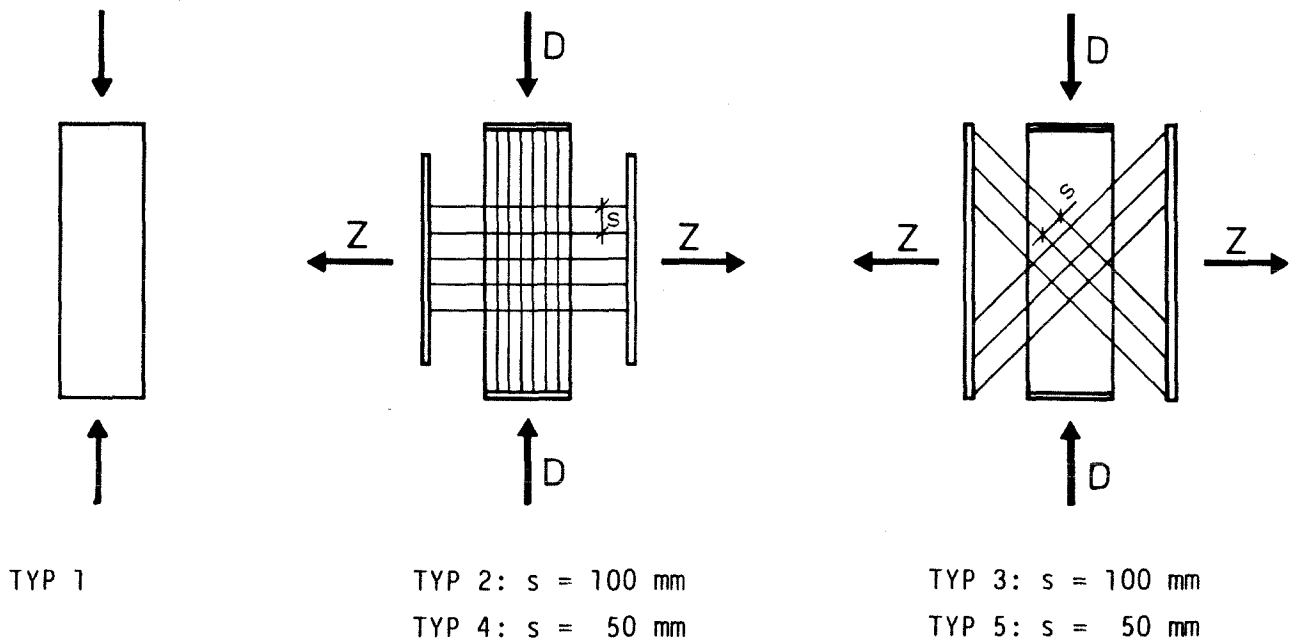


Bild 14: Versuchskörpertypen nach [6]

Alle Proben wurden in einem geschlossenen Rahmen mit doppelten [-Profilen geprüft, wobei die Druckbeanspruchung in Längsrichtung (vgl. Bild 15) beidseitig durch je zwei Pressen erfolgte. Die Zugbeanspruchung wurde mittels Haftverbund über die einbetonierte Bewehrung in die Proben einge-
leitet.

Ebenso wie die Druckkrafthydraulik stützte sich das Zugkraftsystem auf den gleichen Rahmen um den Testkörper herum ab.

Im biaxialen Belastungsfall begann die Lastaufbringung mit einem konstanten Verhältnis zwischen Zugkraft und Druckkraft. Bei den Stababständen $s = 100 \text{ mm}$ war dieses Verhältnis $Z'/D' = -0,5$, bei denen mit Abstand $s = 50 \text{ mm}$ $Z'/D' = -1,0$ (vgl. Bild 16).

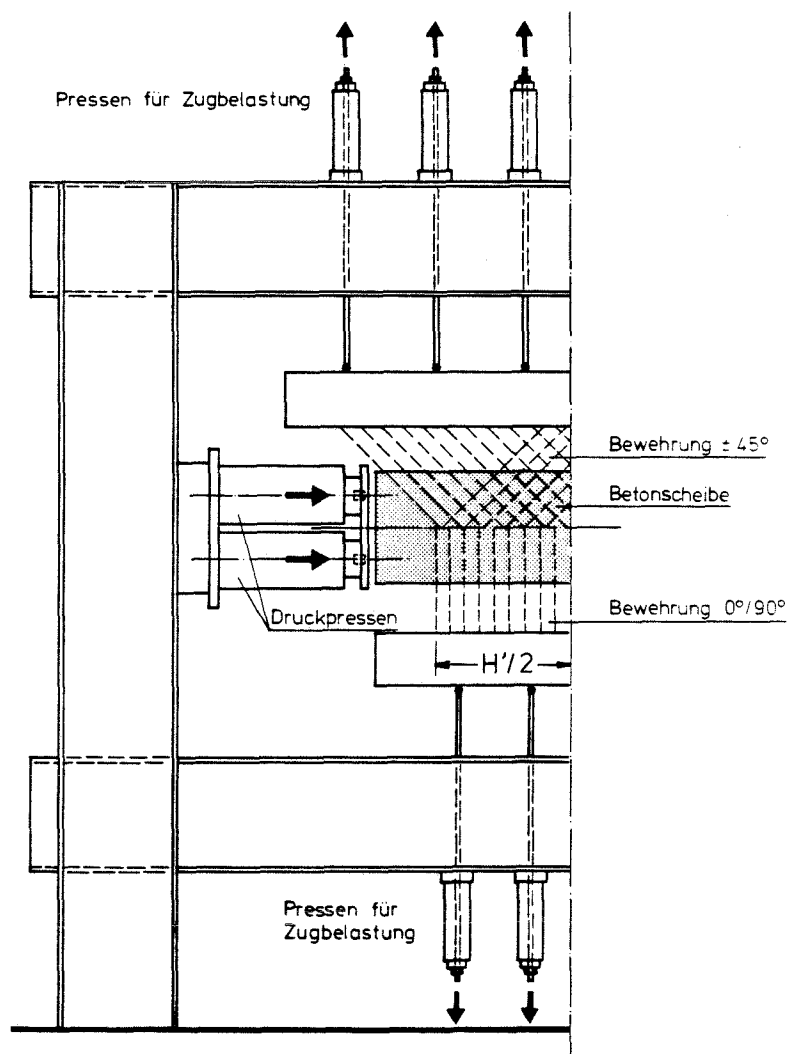


Bild 15: Testmechanismus der Versuchsreihe von [6]

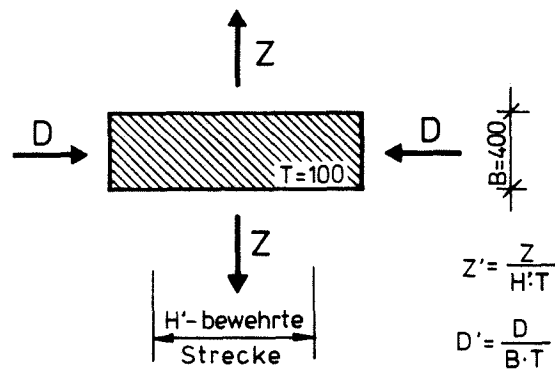


Bild 16: Definition der Belastungsverhältnisse,
H' - bewehrte Strecke, siehe Bild 15

Jeweils nach Erreichen des Zugspannungsniveaus im Stahl von $\sigma_s = 1,0 \cdot \beta_s / 1,75$ bzw. $\sigma_s = 0,5 \cdot \beta_s / 1,75$, je nach Z'/D' -Belastungsverhältnis, wurden zehn Schwellbelastungen zwischen $0,5 \cdot \sigma_s$ und $1,0 \cdot \sigma_s$ zur Ausprägung des Ribbildes durchgeführt. Nach diesen Lastwechseln wurde wie vorher im gleichen Z'/D' -Verhältnis bis zur rechnerischen Stahlfließgrenze β_s weiterbelastet. Bei Erreichen dieses Niveaus wurde die Zugkraft während der weiteren Druckbelastung bis zum Bruch konstant festgehalten.

Die mit diesen Versuchen gewonnen Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Einaxiale Druckversuche an 6 Proben

Der Vergleich der Proben untereinander und der zugehörigen Prismenfestigkeiten zeigt

- geringe Erhöhungen der Festigkeit von $0^\circ/90^\circ$ bewehrten Scheiben der Typen 2 und 4 gegenüber den unbewehrten des Typs 1, nämlich
 - bei $s = 50$ mm eine Erhöhung von 9%
 - bei $s = 100$ mm eine Erhöhung von 23%
- geringe Festigkeitsminderungen bei $\pm 45^\circ$ bewehrten Scheiben der Typen 3 und 5 gegenüber den unbewehrten des Typs 1, nämlich
 - bei $s = 50$ mm einen Abfall von 11%
 - bei $s = 100$ mm einen Abfall von 2%

Biaxiale Zug/Druck-Versuche an 4 Proben

Bei dieser Versuchsreihe lassen sich folgende vergleichende Resultate feststellen:

- die $0^\circ/90^\circ$ biaxial belasteten Testkörper lieferten gegenüber ihren einaxial gedrückten Äquivalenten
 - für den Bewehrungsabstand $s=50$ mm einen Festigkeitsabfall von 10%,
 - für den Bewehrungsabstand $s=100$ mm ebenso einen Abfall von 10%.
- die $\pm 45^\circ$ -Testkörper, unter gleicher Beanspruchung wie oben, zeigten
 - für den Bewehrungsabstand $s=50$ mm einen Abfall von 14%,
 - für den Bewehrungsabstand $s=100$ mm keinen Festigkeitsunterschied.
- der biaxial belastete Testkörper mit $0^\circ/90^\circ$ Orientierung von Belastungs- zu Bewehrungsrichtung wies mit $s=50$ mm, gegenüber gleichem Testkörper mit $s=100$ mm, eine um 8% höhere Druckfestigkeit auf.
- bei dem $\pm 45^\circ$ -Körper zeigte die Probe mit $s=50$ mm gegenüber jenem mit $s=100$ mm einen Druckfestigkeitsabfall von ca. 11%.

Die Verfasser plädieren in [28] deshalb für eine generelle Abminderung der biaxialen Drucktragfähigkeit bei gleichzeitigem Querzug um ca. 20%.

2.5 Versuche von MEHLHORN/KOLLEGGER/GÜNTHER, [12]

Es wird von einer ersten, noch nicht abgeschlossenen, Versuchsserie an der Gesamthochschule Kassel mit fünf Tastversuchen an bewehrten Scheibenkörpern berichtet. Diese Versuche wurden zeitgleich und unabhängig zu den eigenen Untersuchungen durchgeführt.

Die Ausführung der Proben mit den Abmessungen $B/H/D = 100/50/10$ cm, ist in Bild 17 gezeigt. Die Testkörper waren durch ein orthogonales Bewehrungsnetz beidseitig mit BSt 420/500 RU, $d_s=10$ mm im Abstand $s = 10$ cm bewehrt. In Zugrichtung (vgl. Bild 17) lag der Bewehrungsgrad in Probenmitte bei $\mu = 1,57\%$.

Die Zugbelastung parallel zur längeren Probenabmessung wurde über die durchgeführte Längsbewehrung durch Verbund in die Scheibe eingeleitet. Die Kräfteinleitungsbereiche waren mit zusätzlich eingelegten Schlaufen verstärkt.

Druckseitig erfolgte die Krafteintragung über bewehrte Neoprenkissen mit direktem Betonkontakt.

Bei Belastungsbeginn wurden zunächst nur die Zugkraft aufgebracht bis die Stahlzugspannung in den Einzelversuchen bei 12%, 18%, 30%, 42% und 66% der Nennstreckgrenze β_s angelangt war. Unter Konstanthaltung der Zugkraft wurde sodann die Druckkraft stufenweise bis zum Probenversagen gesteigert.

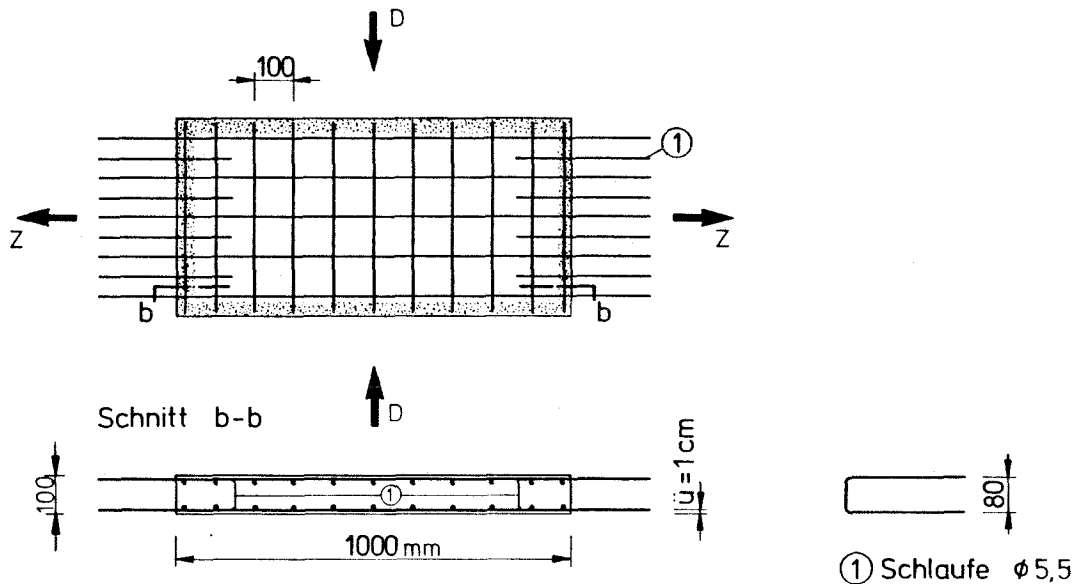


Bild 17: Testkörper nach [12]

Als Ergebnis dieser Zug-Druck-Belastungen bei unterschiedlichen Stahlzugdehnungsniveaus stellte sich eine mittlere Probendruckfestigkeit ein, die bei ungefähr 70% der einachsigen Würfeldruckfestigkeiten bzw. bei ca. $0,8 \cdot \beta_c$ lag.

Der Bericht enthält keine Ergebnisse von Druckfestigkeiten an Vergleichsproben ohne Querzug. Es wird daher noch kein Abfall der Drucktragfähigkeit unter Querzug explizit ausgewiesen. Auch hat die Variation der maximal eingeleiteten Zugkraft bisher keinen Einfluß auf die biaxiale Zug/Druckfestigkeit erkennen lassen.

Diese fünf Tastversuche sollten das Versuchsprogramm lediglich vorstellen. Über den Einfluß verschieden hoher Querkzugbeanspruchungen, den Einfluß aus Bewehrungsprozentsatz, Bewehrungsart, Neigung der Bewehrung zu den Rissen und der Betongüte, soll später berichtet werden.

2.6 Diskussion der vorgestellten Untersuchungen

PETER [9] äußert auf Grund seiner Versuche in den frühen sechziger Jahren eine pragmatische Einschätzung des biaxialen Zug/Druck-Verhaltens von Scheibenkörpern. Die Grundlage seiner dargestellten Bemessungsempfehlungen bilden aber ausschließlich Versuche an bewehrten, einaxial gezogenen Testscheiben, da das Hauptziel seiner Studien das Zusammenspiel zwischen Bewehrung und Belastung, bei abweichenden Orientierungsrichtungen, war. Mit seinen Bemessungsempfehlungen berücksichtigt er indirekt eine ca. 15%ige Abminderung der Betondruckfestigkeit bei gleichzeitigem Querkzug. Im Hinblick auf die weiter dargestellten Versuchsergebnisse von [6,7,8,12] stellen seine Überlegungen bereits eine sehr sinnvolle Abschätzung dar.

ROBINSON und DEMORIEUX [8] führten dann, wenn auch nur mit einer eng begrenzten Anzahl von Versuchen, gezielt Untersuchungen an biaxial Zug/Druck beanspruchten Proben durch. Ergaben zunächst Versuche mit orthogonalen Belastungsrichtungen (vgl. Bild 5) Abminderungen der Druckfestigkeit von im Mittel ca. 7%, so wurden bei Winkeln zwischen den Lastrichtungen von 45° bzw. 135° (vgl. Bild 6) Abminderungen von ca. 12% festgestellt.

Welche Tragwerks- und Belastungssituation bei der zweiten Versuchsreihe untersucht werden sollte, wird im Bericht nicht klar herausgestellt. Vermutlich sollte die Tragfähigkeit einer unter 45° zur unteren Längsbewehrung geneigten Druckdiagonalen im Auflagerbereich eines schlanken Trägersteges studiert werden. Inwieweit die gewählte Prüfkörpergeometrie und die Art der Beanspruchung der Situation im Trägersteg gerecht wird, bleibt kritisch abzuschätzen, denn auf Grund einer Lasteneintragung unter 45° werden im Prüfkörper zunächst Spannungsumlagerungen mit Drehung der Hauptspannungs- und Hauptdehnungsrichtungen stattfinden. Dabei werden Umlenkkräfte induziert, die ebenfalls ihren Einfluß auf die Betondrucktragfähigkeit zwischen den Rissen ausüben.

Wie bei [6, 7, 9] wurde auch bei diesen beiden Versuchsreihen jeder Testkörper mit nur einer bestimmten Bewehrung bei einer bestimmten Belastungsart geprüft, wodurch die Ergebnisse allein zu tendenziellen Aussagen verhelfen.

Die Versuche von SCHLAICH/SCHÄFER/SCHELLING [6, 29] kamen den eigenen Vorstellungen, wie sie im Abschnitt 3 beschrieben werden, am nächsten. Sie haben zu einer Abminderung der Druckfestigkeit bei gleichzeitig wirkender Zugbeanspruchung von 10 bis 14% geführt. In einem Fall ergab sich sogar kein Abfall der Druckfestigkeit bei orthogonalem Zug, was wohl kaum repräsentativ sein dürfte und hier nicht näher erörtert werden soll. Kritik an der Versuchseinrichtung ist insofern anzubringen, als (vgl. Bild 15) die Reaktionskräfte der in den Prüfkörper eingeleiteten Beanspruchungen von ein und demselben Prüfrahmen aufzunehmen waren. Eine ungewollte Interaktion zwischen Zug- und Druckbeanspruchung war dabei prinzipiell nicht zu vermeiden.

Ob eine gleichzeitige statt getrennte Erhöhung der Druck- resp. Zugkraft bei prinzipiell unbekannter Lastgeschichte unumgänglich notwendig war oder nur den Versuchsaufwand erhöht hat, mag unterschiedlich beurteilt werden (siehe auch Abschnitt 5.5).

Etwas problematisch ist auch die Probenhöhe in Zugrichtung, die nach Abzug von Krafteinleitungsstrecken eine nur relativ kleine, ungestörte Beobachtungszone zuließ, sie dürfte weniger als die zweifache Scheibendicke betragen haben.

Differenziert müssen hingegen die Festigkeitsminderungen, wie sie von COLLINS/VECCHIO [7] für bewehrte Scheiben ermittelt wurden, betrachtet werden.

Allgemein führt die Verwendung von sehr dünnen und zudem glatten Bewehrungsstählen bei einsetzender Ribbildung zu anderen Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl als bei den baupraktisch verwendeten Rippenstählen. Mithin ergeben sich abweichende Ribbreiten und Ribabstände. Dies führt zu schwer abzuschätzenden Abweichungen in der Ribbildung gegenüber den üblicherweise verwendeten Stabdurchmessern mit Rippung. Folgt man der eigenen Hypothese, daß die Ribbildung, d.h. Ribbreite und Ribabstand, einen Einfluß auf die Drucktragfähigkeit der verbleibenden Querschnitte

zwischen den Rissen haben muß, so ist die Übertragbarkeit auf übliche Anwendungen zunächst nur mit Vorbehalt möglich.

Zu beachten ist ferner, daß die Verschiebungsmessung bei COLLINS/VECCHIO über alle Risse hinweg - unabhängig von der Anzahl der Risse - in die Ermittlung von Hauptdehnungen und Hauptdehnungsrichtungen eingeht (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Untersucht wurden Hauptdehnungsverhältnisse Zug/Druck $\epsilon_{dt}/\epsilon_d = 0,5 \div 20$. Bei allen Versuchen mit $\epsilon_{dt}/\epsilon_d \geq 4$ war der Versagenszustand durch Fließen der Bewehrung in einer oder beiden orthogonalen Richtungen bestimmt. Hierbei handelt es sich mithin um einen Bereich der außerhalb der für Zwecke der Bemessung zulässigen Bedingungen liegt, weil nämlich die Stahlstreckgrenze überschritten ist. Die Druckfestigkeit fällt dabei bis auf 20% der Werte für Zylinder $\emptyset/H=150/300$ (vgl. Bild 13) ab. Für prinzipielle Untersuchungen, etwa mit der Methode der Finiten Elemente, kann dieser Bereich großer Dehnungen dennoch von Interesse sein.

Im Bereich $\epsilon_{dt}/\epsilon_d \leq 3$ wurden Werte von 60÷90% der Zylinderdruckfestigkeit gefunden, was mit den Ergebnissen von SCHLAICH/SCHÄFER/SHELLING [6] mit Werten von 65÷85% bei $\epsilon_{dt}/\epsilon_d = 1 \div 3,1$ noch einigermaßen übereinstimmt. Somit können die von COLLINS/VECCHIO beobachteten Abminderungen der Drucktragfähigkeit im interessierenden Bereich für $\epsilon_{dt}/\epsilon_d \leq 3$ durchaus in die Reihe der bisher beobachteten Abminderungen eingeordnet werden.

Beim direkten Vergleich der Versuchsergebnisse von COLLINS/VECCHIO [7] mit denen der anderen Autoren, sollten aber die unterschiedlichen Randbedingungen - Stabdurchmesser, keine Profilierung, Scheibendicke, Krafteinleitung, Belastungsart - und die getroffenen Annahmen für die rechnerische Auswertung, nicht unbeachtet bleiben.

Die Versuche von MEHLHORN/KOLLEGGGER/GÜNTHER [12] in Kassel können bis zur Veröffentlichung der gesamten Untersuchungsergebnisse nicht abschließend bewertet werden. Von besonderem Interesse werden bei dieser Versuchsreihe die Erkenntnisse zum Einfluß des Zugkraftniveaus auf die Abminderung der orthogonalen Drucktragfähigkeit im Beton zwischen den Rissen sein. Diese Untersuchungen werden mit unterschiedlichen Stahlspannungen an der lasteintragenden Zugbewehrung durchgeführt. Hierbei soll der Stahl vom spannungslosen Zustand bis knapp unter die Fließgrenze beansprucht werden.

3. Eigene Versuche

3.1 Das Querszug/Druck-Verhalten, Modellvorstellung und Ziel der Untersuchungen

Wie bereits in Abschnitt 1 ausgeführt, ist im Versuch mit unbewehrten Betonproben unter orthogonal wirkender Zug/Druck-Beanspruchung Versagen eingetreten, wenn eine Steigerung der Zugbeanspruchung nach Bildung eines Trennrisses nicht mehr möglich ist. Die Probe verliert ihren Zusammenhalt [vgl. Lit. 2, 3, 4, 5, 17, 19, 26, 27].

Der bewehrte Beton hingegen gestattet es, nach erfolgter Rißbildung durch Zugbelastung, eine weitere Steigerung von Zug- und Druckkraft vorzunehmen, da der Zusammenhalt der Probe noch gewährleistet ist. Zunächst bilden sich senkrecht zur Zugrichtung Risse aus, die den bewehrten Betonkörper schwächen. Je nach eingelegter Armierung wird der Beton unterschiedlich reißen, jedoch zwischen den im Idealfall geradlinig und parallel verlaufenden Rissen unzerstört bleiben und daher weiter auf Druck belastbar sein (vgl. Bild 18).

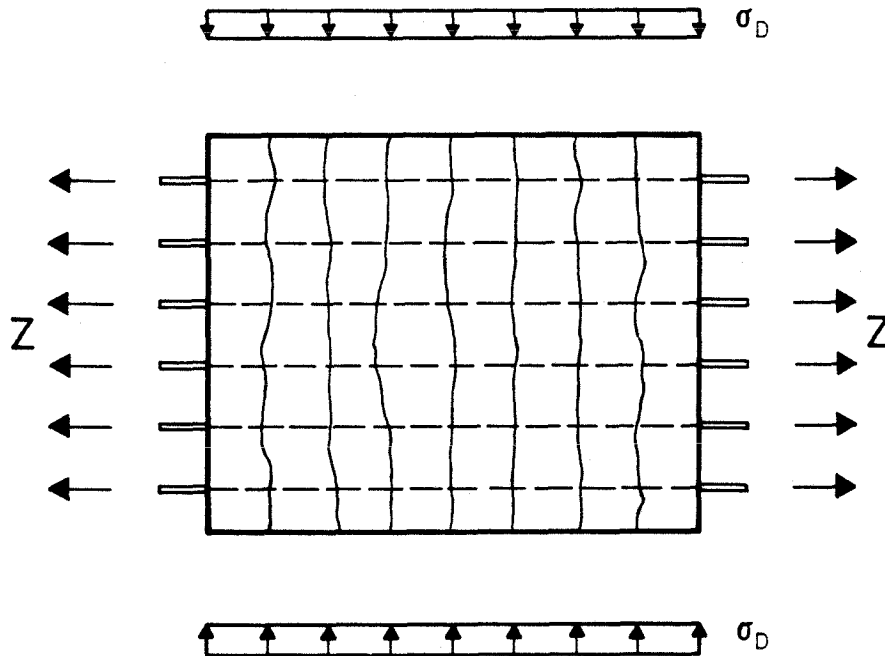


Bild 18: Ideal gerissener Scheibenkörper

Ausgangspunkt für die eigene Versuchsplanung war die Vermutung, daß die **R e s t f e s t i g k e i t** bei Druckbeanspruchung stark vom Zerstörungsgrad des Betons zwischen den Rissen abhängt. Die mittlere d.h. verschmierte Dehnung des Betons in Zugrichtung kann hierfür nur einen ungenügenden Maßstab darstellen. Für praktische Bemessungsbelange ist die Obergrenze der Zugbeanspruchung und damit die entscheidende Einflußgröße für die Abminderung der Druckfestigkeit in orthogonaler Richtung durch die Stahlstreckgrenze vorgegeben. Beanspruchungen oberhalb derselben mit einhergehend extremer Zerstörung der Betonstruktur interessieren nur in zweiter Linie.

Die eigenen Untersuchungen hatten demzufolge das Ziel, die Druck-Resttragfähigkeit vorgerissener, bewehrter Scheiben zu bestimmen. Als maßgeblich Einflußparameter schienen zunächst maßgebend:

- die absolute Scheibendicke mit Rücksicht auf die Schlankheit der verbleibenden Betondruckglieder zwischen den Rissen,
- die Durchmesser der Bewehrungsstäbe d_s in Relation zur Scheibendicke D , mit Rücksicht auf die Spaltwirkung der Bewehrung,
- der Bewehrungsgrad μ in Kombination mit dem Stabdurchmesser d_s und der Betonzugfestigkeit β_z , weil maßgebend für den mittleren Rißabstand und die damit verbleibenden Rest-Druckquerschnitte (vgl. Bild 19).

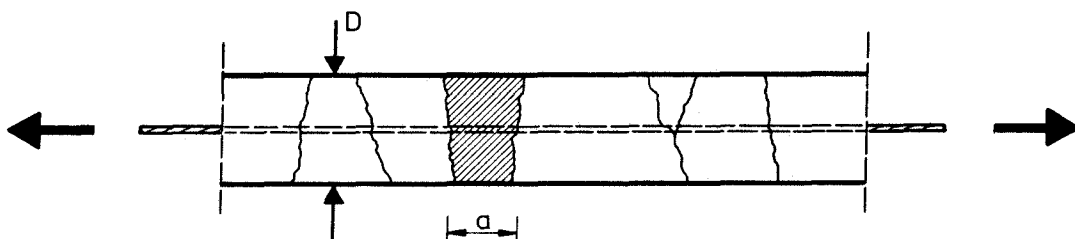


Bild 19: Restquerschnitte der Betonsäulen

Das Kraftniveau der Zugbelastung wurde so gewählt, daß ihr Maximum bei Beginn der Druckfestigkeitsprüfung einer Stahlspannung der gezogenen Bewehrung im Riß von $\sigma_s = 1,0 \cdot \beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$ entsprach, also der nomi-

nellen Stahlfließgrenze. Dabei sollte die Ribbildung abgeschlossen sein und noch keine lokalen Plastifizierungen auftreten (β_s , aktuell = 510 N/mm²). Bei dann noch mäßiger Schädigung des Verbundes in der Nähe der Rißufer konnte eine hohe Zugspannung im Beton zwischen zwei Rissen erwartet werden.

Aufschluß über den Abfall der Drucktragfähigkeit von biaxial beanspruchten, gerissenen Scheiben sollte dann ein Vergleich mit der Tragfähigkeit identischer, ungerissener Testkörper unter reiner einaxialer Druckbelastung liefern.

3.2 Prüfkörper und Bewehrung

Insgesamt wurde eine Anzahl von 15 scheibenförmigen Testkörpern geprüft, mit der Zielsetzung, jedes Ergebnis durch einen zweiten identischen Versuch zu bestätigen.

Die Abmessungen der Scheiben wurden unter Berücksichtigung der erforderlichen Krafteinleitungswege und der angestrebten Trennrißabstände festgelegt.

Die Zugbelastung erfolgte durch Kraftangriff an den einbetonierten, geradlinig durchgehenden Bewehrungsstäben, die in den Beton über Haftverbund Zugkräfte einleiten konnte (vgl. Bilder 35 und 36).

In Zugrichtung sollten sich nach Einleitung der Zugkraft, d.h. ab von den Randzonen, wenigstens zwei intakte Restsäulen ausbilden. Bei einem maximal angestrebten mittleren Ribabstand von ca. 25 cm war mithin in Zugrichtung eine Länge von mindestens $L=100$ cm vorzusehen.

In Druckrichtung wurde die Kraft durch Druckkontakt in die Rechteckscheiben bei einer Körperhöhe von $H=80$ cm eingetragen. Kriterium hierfür war die maximale Scheibendicke. Setzt man nämlich eine Störzonenlänge in Druckrichtung an der Eintragungstelle von $1 \times$ Körperdicke voraus und fordert eine Prüfzone von etwa dem zwei- bis dreifachen der Körperdicke, so ergibt sich bei einer maximalen Probedicke von ca. 20 cm die oben genannte Prüfkörperhöhe.

Diese Abmessungen blieben bei allen Versuchskörpern, auch mit Rücksicht auf eine gegenseitige Vergleichbarkeit, konstant.

Die Dicke der Scheibenkörper wurde zusammen mit dem Bewehrungsgrad, dem Bewehrungsdurchmesser und den Stababständen variiert, um unterschiedliche Rißabstände zu erhalten. Als Entscheidungshilfe für die Körperdimensionierung dienten die Rißformeln nach REHM/MARTIN [14], LEONHARDT [15] und CEB [16].

Das Versuchsprogramm umfaßte zwei Serien mit einmal 9 und einmal 6 Testkörpern (Proben 0 ÷ 8 bzw. Proben 9 ÷ 14), wobei insgesamt 6 Proben einaxial auf Druck und 8 biaxial auf Zug/Druck geprüft wurden. Eine Probe versagte vorzeitig während der Zugbelastung.

Die erste Serie bestand aus Prüfkörpern einheitlicher Geometrie $B/H/D = 100/80/16$ cm, mit Ausnahme eines Tastversuchs (Probe 0), der mit $D = 8$ cm ausgeführt wurde.

Hierin sollten für die biaxiale Prüfung bei vier Proben, durch eine vorausgehende Zugbelastung, jeweils zwei extrem große und extrem kleine Rißabstände eingestellt werden, d.h. zwei Körper (Proben 4 und 5) mit Rissen in relativ großem Abstand - bis max. $a = 25$ cm - sollten zwei Körpern (Proben 6 und 7) gleicher Abmessung und mit gleichem Bewehrungsgrad von $\mu = 1,5\%$, sowie relativ kleinen Rißabständen - ca. $a = 10$ cm - gegenübergestellt werden. Die erwünschten großen Rißabstände sollten, mit Hilfe der Rißformeln errechnet, durch mittiges Einlegen von 6 $\emptyset 20$ erreicht werden. Für die kleinen Rißabstände wurde eine zweilagige Anordnung von 24 $\emptyset 10$ vorgegeben (vgl. Tabelle 1).

Zu Vergleichszwecken wurden weitere vier Probekörper mit einaxialer Druckbelastung, wovon zwei (Proben 1 und 8) unbewehrt und zwei (Proben 2 und 3) mit 6 $\emptyset 20$ senkrecht zur Druckrichtung bewehrt waren, geprüft.

In der zweiten Versuchsreihe, nach einer Vorauswertung der ersten, wurden zwei weitere Körper (Proben 9 und 10) wie in der ersten Serie erstellt und geprüft. Die große Streuung bei zwei Versuchen der ersten Serie (Proben 2 und 3) und eine mißglückte Zugbelastung der Probe Nr. 4 waren Anlaß hierfür.

Desweiteren wurden in dieser Serie drei neu konzipierte Prüfkörper studiert. Ihre Körperdicke betrug $D = 10$ cm statt $D = 16$ cm. Der erste (Probe 11) wurde einaxial auf Druck belastet, die beiden anderen Proben (Proben 12 und 13) biaxial. Alle drei Körper waren gleich mit 16 $\emptyset 10$ bewehrt.

Der Bewehrungsgrad der im Druckeinleitungsbereich gevouteten Körper (vgl. Bild 20) betrug $\mu = 1,57\%$. Auch hier waren kleine Rißabstände angestrebt. Wegen notwendiger Beschränkung der Probenanzahl war es nicht mehr möglich den gleichen Körper auch mit großem Rißabstand zu untersuchen.

Ein letzter Tastversuch (Probe 14) mit einlagiger Bewehrung von 8 Ø 16 - bewehrt wie der 0-Versuch - sollte abschließend bei $D = 20$ cm eine Extrapolation der Drucktragfähigkeit von großen, gut erhaltenen Restquerschnitten erlauben.

Die nachfolgende Tabelle Nr. 1 gibt die erwarteten und die tatsächlichen, gemittelten Meßwerte der Rißabstände wieder (vgl. Anlagen 12, 24, 29, 34, 39, 48, 62, 68, 73).

Tastversuch Nr. 0 diente zur Erprobung der Prüfvorrichtung, wurde jedoch bezüglich der Rißbildung mit ausgewertet.

Probe-Nr.	Proben-Dicke [mm]	Bewehrung	Rißabstand nach			statistischer Mittelwert der Rißabstände im Versuch	
			REHM/ MARTIN	LEON- HARDT	CEB	Vorderseite	Rückseite
0 Tast- vers.	80	8Ø16	11,9	13,9	15,9	8,9	9,6
4	160	6Ø20	20,9	25,5	30,2	31,2	33,4
5						23,9	27,8
9						20,8	20,0
6	160	24Ø10	12,5	13,1	13,1	7,7	7,4
7						7,4	7,5
12	100	16Ø10	11,9	11,8	11,4	10,2	10,2
13						10,0	10,0
14 Tast- vers.	200	8Ø16	23,8	27,8	36,3	'27,5'	'33,4'

Tabelle 1: Rißabstände aus Zugbelastung in [cm]
 Probenlänge 100 cm (Zugrichtung)
 Probenhöhe 80 cm (Druckrichtung)

Bild 20 zeigt die Gestaltung der verschiedenen Querschnitte der einzelnen Probekörper.

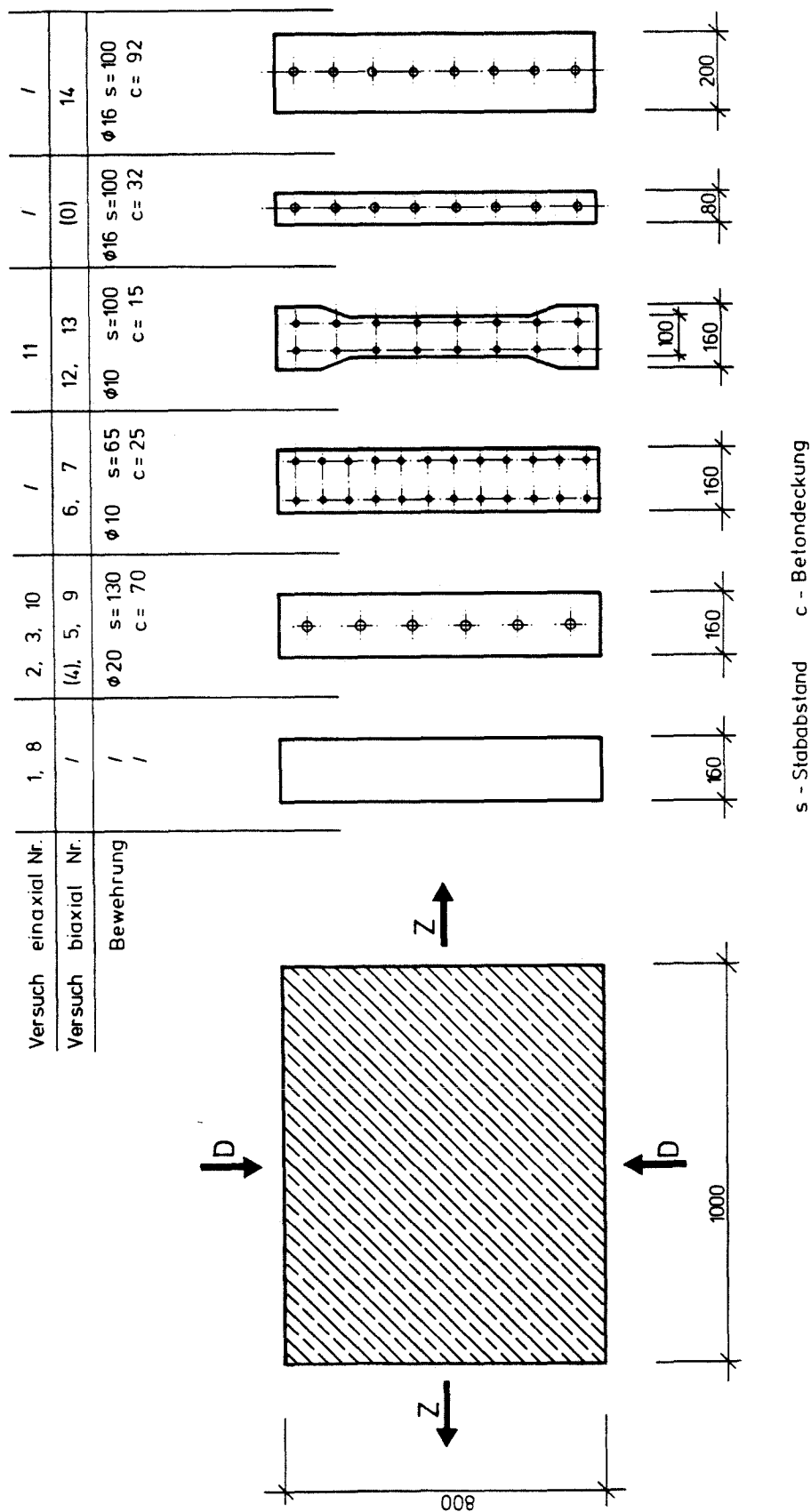


Bild 20: Querschnittsgestaltung der Prüfkörper

Mit Rücksicht auf die Vergleichbarkeit der Drucktragfähigkeit des gerissenen Betons mit der von ungerissenen Betonproben, erhielten die Prüfkörper keine Bewehrung senkrecht zur Zugkrafttrichtung, also keine 'Querbewehrung', die sich an der Druckkraftabtragung mitbeteiligt hätte. Außerdem sollte die 'natürliche' Ribbildung infolge Zugbeanspruchung nicht durch eine eingelegte Querbewehrung gestört werden. Lediglich bei der zweiten Serie wurde der Einleitungsbereich der Druckkraft durch kurze Steckbügel verstärkt. Bei den Körpern der Dicke 100 mm erfolgte die Druckkrafteinleitung zusätzlich über eine voutenförmige Verdickung des Druckrandes. Auch diese Maßnahme hatte keinen Einfluß auf die Ribbildung, da sich, wie die Versuche zeigten und wie erwartet, die Risse von Probenmitte zum Rand hin ausbreiteten.

Instabilitäten der Restquerschnitte aus der Scheibenebene heraus, vgl. Bild 18, konnten während der Druckbelastung zum einen durch die Wahl von Schlankheiten $H/D \leq 8$, ausgenommen Tastprobe 0, und durch die stabilisierende Wirkung der Zugbewehrung ausgeschlossen werden. Dies hat sich im Versuch bestätigt.

3.3 Herstellung der Versuchskörper

Die Fertigung der Testkörper erfolgte in einer kombinierten Holz-Stahl-Schalung um den Erfordernissen der Maßgenauigkeit gerecht zu werden. Die Proben wurden aufrecht stehend jeweils einzeln betoniert (vgl. Anlage 6). Die Bewehrung der biaxial zu prüfenden Körper war während des Betoniervorgangs und der Betonerhärtung minimal vorgespannt, um einen möglichst geradlinigen Einbau sicherzustellen.

Verdichtet wurde der Beton mit einem Innenrüttler, nachdem die anfängliche Verwendung von Außenrüttlern nicht befriedigte. Die Probekörper wurden drei bis vier Tage in der Schalung nachbehandelt. Dem Ausschalen folgte eine klimatisierte Lagerung bei 20° C und 95% rel. Luftfeuchte bis ca. zwei Tage vor der Prüfung. Die Betonvergleichsproben wurden stets zusammen mit den Versuchskörpern gelagert.

3.4 Stahl- und Betonkennwerte

Es wurde ein Stahl der Qualität BSt 420/500 RTS verwendet, bei dem die Streckgrenze an jeweils drei Proben der Durchmesser $d_s = 10$ und $d_s = 20$ mm im Mittel zu $\beta_s \approx 510 \text{ N/mm}^2$ bestimmt wurde. Der E-Modul ergab sich zu ca. 200000 N/mm^2 (vgl. Anlage 2). Für die in 3.5 beschriebene kraftschlüssige Verbindung der Bewehrung mit den Pressen der Zugbelastung war die Schweißbarkeit des Materials Voraussetzung.

Zu jedem einzeln betonierten Testkörper wurden Betonvergleichsproben hergestellt. Dies waren Betonwürfel mit den Kantenlängen $e=200$ und $e=150$ mm und Zylinder mit den Abmessungen $\emptyset/H = 150/300$ mm. Im einzelnen konnten daran die Würfeldruckfestigkeiten, Zylinderdruckfestigkeiten, Spaltzugfestigkeiten und exemplarisch der Beton-Elastizitätsmodul ermittelt werden. Bei gleicher Betonrezeptur, jedoch unterschiedlichen Betonierterminen, schwankten die Würfeldruckfestigkeiten um einen Mittelwert von ca. $\beta_w = 38 \text{ N/mm}^2$ mit einem Variationskoeffizienten von 7%. Die mittlere Spaltzugfestigkeit betrug $2,6 \text{ N/mm}^2$ und der E-Modul ergab sich zu $E_B \approx 28000 \text{ N/mm}^2$. Einen Überblick über die ermittelten Festigkeiten gibt Tabelle 2 in Anlage 1.

Da es trotz der Verwendung einer einheitlichen Betonrezeptur zu größeren Schwankungen der Festigkeitswerte selbst innerhalb den einzelnen Prüfserien kam, wurden die Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten leicht korrigiert. Zunächst wurde hierzu, durch Auswertung der Verhältnismerte von Zylinder - zu Würfeldruckfestigkeit - Würfel mit Kantenlänge 200 mm - ein mittlerer Umrechnungsfaktor von $\beta_c / \beta_{w,200} = 0,89$ für den Beton festgestellt. Da die Würfel- und Zylinderfestigkeiten Stichproben aus einer einheitlichen Betonmischung darstellen, wurden zur 'Regulierung' der einzelnen Festigkeitswerte die aktuell ermittelten Druckfestigkeiten aus Würfel- und Zylinderproben hälftig addiert, wobei der statistisch ermittelte Umrechnungsfaktor nachfolgend berücksichtigt wurde:

$$\beta_{w,200}^- = 0,5 \cdot (\beta_{w,200} + \frac{1}{0,89} \cdot \beta_c)$$

$$\beta_c^- = 0,5 \cdot (\beta_c + 0,89 \cdot \beta_{w,200})$$

mit $\beta_{w,200}$ und β_c nach Anlage 1.

Zur Auswertung der ein- und biaxialen Drucktragfähigkeiten für die Versuchkörper wurden die 'regulierten' Festigkeitswerte $\beta_{w,200}$ und β_c weiterverwendet. Diese Werte sind in Anlage 1 als Klammerwerte eingetragen.

Der Beton wurde mit nachfolgender Rezeptur hergestellt:

Zuschläge 0 ÷ 16 mm, Oberrheinkies	: 1840 kg/m ³
Sieblinie B nach DIN 1045	
Zement PZ 35 F	: 310 kg/m ³
Wasser	: 190 Ltr/m ³
keine Zusatzmittel	

3.5 Versuchseinrichtung und Meßtechnik

Versuchseinrichtung

Einen Überblick über die nachfolgend beschriebene Prüfeinrichtung liefern die Bilder 33 ÷ 36 in den Anlagen 3 ÷ 5.

Die Aufbringung der erforderlichen Zugkraft erfolgte mit hydraulischen Druckpressen. Diese stützten sich auf zwei geschlossene Rahmen ab, welche die Probe in zwei übereinander liegenden Ebenen umschlossen (vgl. Bild 35 in Anlage 4).

Die Anzahl der Zugpressen und deren Leistungsfähigkeit wurden je nach Art der Testkörper unterschiedlich ausgewählt. Zwei Varianten kamen zur Anwendung, zum einen die Verwendung von 6 Hochlochzylindern à 150 KN, zum anderen 2 Hochlochzylinder à 500 KN.

Verteilt wurde die Zugkraft auf die Bewehrungsstäbe über ein statisch bestimmtes System von Lastplatten und Stäben (vgl. Anlage 4) auf zweierlei Arten. Zum einen wurden die Lastplatten nach Herstellung des Betonkörpers mit ihrem Mittelloch über das Stabende der Stäbe Ø 20 geschoben und anschließend durch Aufschweißen einer vorbereiteten Schraubenmutter am Stabende gesichert (vgl. Bild 21a), zum anderen wurden jeweils zwei Bewehrungsstäbe vor dem Einbetonieren mit einer Lastplatte direkt verschweißt (vgl. Bild 21b und c).

Mittels Gewindestangen verschiedener Durchmesser und verschiedener Stahlgüten konnten die Zugkraftpressen nun direkt oder mittelbar angeschlossen werden.

Die erforderliche Druckkraft, senkrecht zur Zugrichtung, wurde mittels einer 1500 Tonnen Prüfmaschine aufgebracht. Auf deren verfahrbaren Drucktisch konnte der Zugbelastungsrahmen samt zugehörigen Pressen und Probekörper außerhalb des Aggregats für den Versuch vormontiert werden.

Zur Lasteinleitung wurde der Drucktisch nach oben gegen ein festklemmbares Haupt mit hydraulischer Kugelkalotte, zum Ausgleich von Unregelmäßigkeiten zwischen den planmäßig parallelen Druckflächen, bewegt (vgl. Anlage 3).

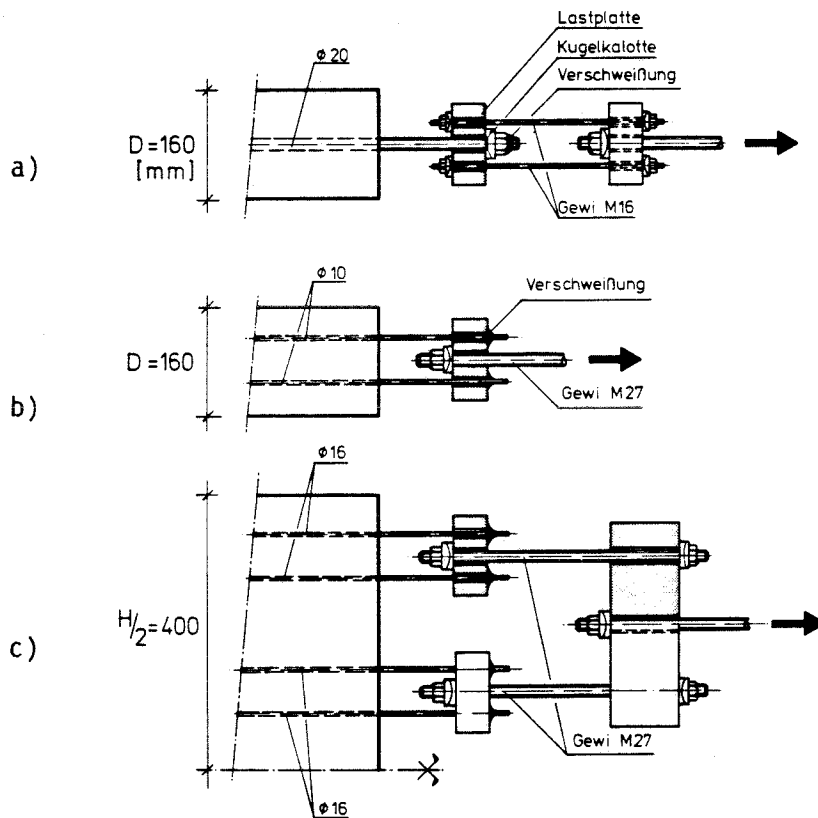


Bild 21: Anschluß der Zugkraft an die einbetonierten Bewehrungsstäbe
a) Verlängerung der Bewehrungsstäbe Ø 20 (einlagige Bewehrungsanordnung)
b) Zusammenfassen von 2 Ø 10 über die Probenbreite (zweilagige Bewehrungsanordnung)
c) Bündeln von 4 Ø 16 über die Probenhöhe (einlagige Bewehrungsanordnung)

Um einen ausreichenden Freiraum zur Versuchsbeobachtung zu gewährleisten, wurde die Probe in Druckrichtung zwischen zwei Unterfütterungen eingebaut (vgl. Bild 35 und Anlage 4). Auf jedem dieser Futterträger saß ein speziell angefertigtes rechteckiges Neotopflager zur Übertragung der Druckkraft in die Betonprobe. Damit sollte eine gleichmäßig verteilte Einleitung der Druckkraft erreicht werden, was anhand der Meßwerte bestätigt werden kann (vgl. Anlagen 10, 14, 17, 31, 36, 41, 45, 50, 54, 58, 64). Der Lagerboden, eine 40 mm dicke Stahlplatte, war direkt mit dem Futterträger verschraubt, die seitlichen Lagerwangen durch Ineinandergreifen von Bodenplatte und Wange selbst sowie über Verschraubung in ihrer Lage fixiert (vgl. Bild 22). Zwischen den seitlichen und stirnseitigen Aufkantungen lag auf dem Lagerboden eine weiche, 15 mm dicke Neoprengummiplatte (vgl. Bild 23). Das ursprünglich geplante Aufsetzen des Betonkörpers direkt auf dieses Gummi scheiterte nach mehrmaligen Versuchen am Abdichten des Gummis zwischen Lagerwangen und Betonkanten. Zur Abdichtung eingelegte Messingleisten blieben bei hohen Laststufen nicht in ihrer Position,

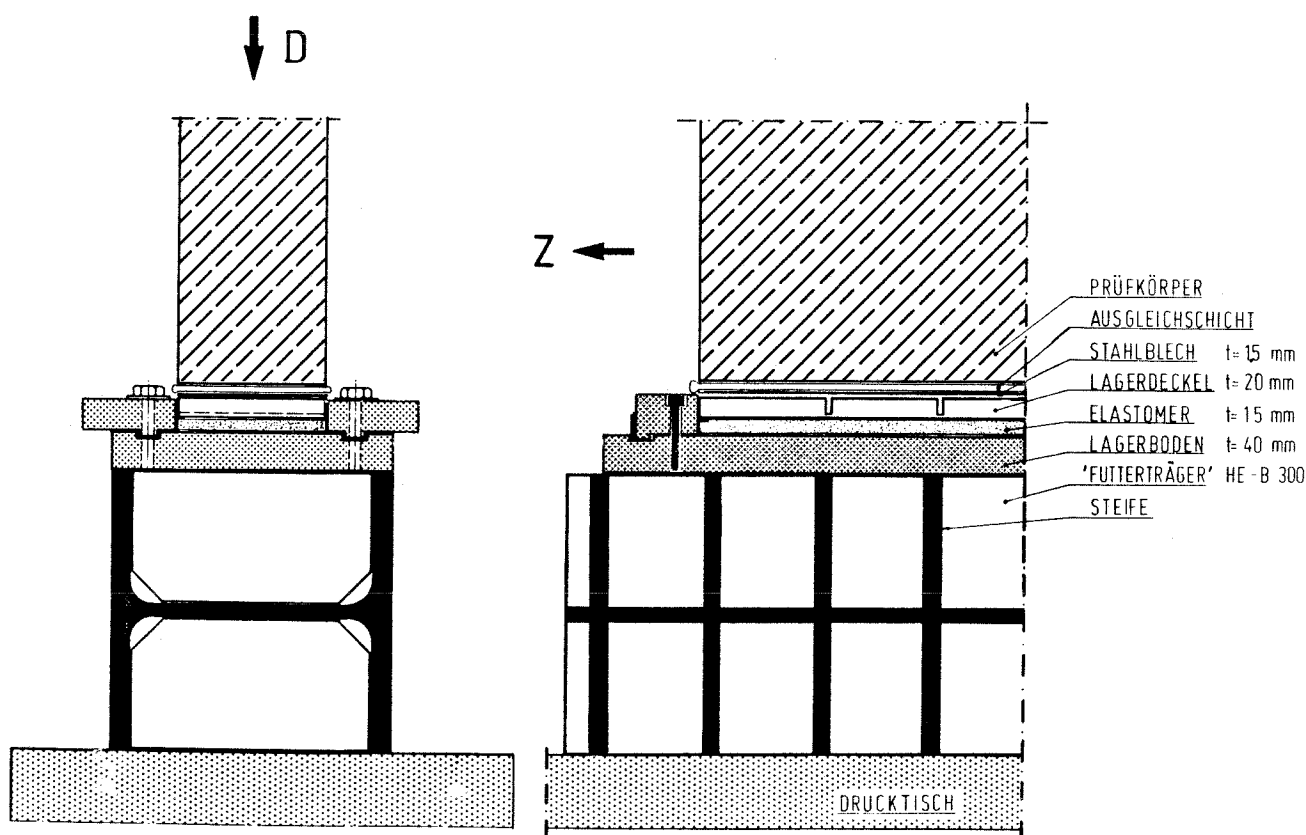


Bild 22: Querschnitt

Bild 23: Längsschnitt durch Neotopflager
und Probe

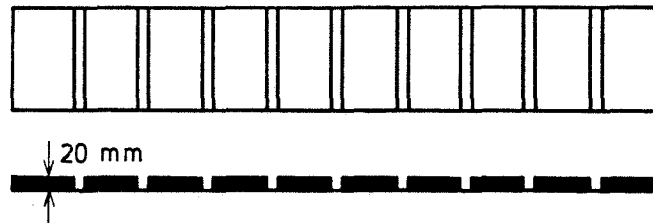


Bild 24: Lagerdeckel, biegeweich

sondern quetschten sich zusammen mit dem Elastomer aus dem Zwischenraum zwischen Wange und Betonkante heraus. Deshalb mußte das Lager mit einem Deckel versehen werden, welcher in seiner Längenausdehnung durch Einschnitte in Querrichtung biegeweich gehalten wurde (vgl. Bild 24). Das ganze Lagerpaket wurde vor jedem neuen Versuch gereinigt und neu gefettet.

Zum Ausgleich unterschiedlicher örtlicher Pressungen, als Folge von Betonierunebenheiten in der Kontaktfläche zwischen Lagerdeckel aus Stahl und Betonprobe, war dort eine dünne Kunstharzschicht aufgebracht worden, die vorab unter minimaler Auflast aushärten konnte.

Bild 23 zeigt das gesamte Schichtenpaket der Druckkraftüberleitung.

Meßtechnik

Die Meßwertaufnahme erfolgte ausnahmslos auf elektronischem Wege, es waren keine mechanischen Meßgeräte am Probekörper fixiert. Gemessen wurde mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) der Länge 60 mm sowie mit induktiven Wegaufnehmern.

Zur Aufnahme der horizontalen Probenverlängerung während der Zugbelastung diente je ein induktiver Wegaufnehmer pro Scheibenseite mit einer Meßstrecke von 930 mm (vgl. Bild 38, Anlage 7).

Die horizontale Zugkraft wurde mittels Druckmeßdose an einer der Pressen registriert.

Während der Druckbelastung erfaßten zum einen Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe die örtlichen vertikalen Stauchungen in Druckrichtung, zum andern je Probenseitenfläche zwei induktive Wegaufnehmer die Druckstauchung über die gesamte Probenhöhe, vgl. Bild 38 in Anlage 7. Die teilweise vorhandene Redundanz aus den erhaltenen DMS-Meßwerte und den induktiven Stauchungsmessungen dienten u.a. zu Kontrollzwecken. Ab Probe Nr. 6 wurden zusätzlich die Dehnungen im Druckkrafteinleitungsbereich überprüft, insbesondere im Bereich minderer Betongüte an der jeweiligen Betonieroberseite.

Außerdem wurden bei fünf Proben die Zugdehnungen in Richtung der Scheibennormalen an den beiden freien Stirnseiten, bei einem einaxial und drei biaxial geprüften Körpern, gemessen.

Weiterhin lag zur Kontrolle der Druckbelastung die Aufzeichnung des Maschinenweges vor, der neben der Zusammendrückung der Probe auch die elastischen Verformungen der Prüfmaschine, der Futterträger und der Schichtenpakete in den Elastomerlagern beinhaltet.

Alle elektronisch aufgezeichneten Meßdaten wurden datentechnisch gesichert und stehen weiterhin zur Verfügung.

3.6 Versuchsdurchführung

Zur Verwirklichung der Untersuchungsabsicht, die Drucktragfähigkeit von 'Restquerschnitten' gerissenen Betons zu ermitteln, bedurfte es einer klaren zeitlichen Trennung zwischen Zugbelastung und Druckbelastung bei allen biaxial zu prüfenden Testkörpern.

In einem ersten Schritt wurde die Zugkraft zunächst über die einbetonierte Bewehrung einaxial in die Scheibenebene eingeleitet. Die stufenweise Laststeigerung (vgl. Bild 25), mit Dokumentation der Ribentwicklung, endete bei dem festgelegten Zugkraftniveau entsprechend einer nominellen Stahlfließgrenze von $\sigma_s = 1,0 \cdot \beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$.

Zu diesem Zeitpunkt war bei allen Proben die Ribbildung abgeschlossen. Die Gesamtverlängerung der Testkörper wurde bei allen Laststufen aufgezeichnet (vgl. Anlagen 11, 23, 28, 33, 38, 47, 60, 66, 72). Nach mehrmaligen Lastwechseln (vgl. Bild 25), die sich nicht mehr auf das vorhandene Ribbild auswirkten, konnte festgelegt werden, an welchen Stellen Deh-

nungsmeßstreifen zur ungestörten Aufnahme der Betondehnungen bei Druckbelastung angebracht werden sollten. Das Risiko eines Funktionsausfalls durch Ribbildung war damit weitgehend ausgeschlossen. Mit Rücksicht auf die erforderliche Zeit für das Anbringen der DMS und der vertikalen induktiven Wegaufnehmer, wurde die Zuglast, den Versuch unterbrechend, zurückgenommen und bis zum nächsten Tag konstant auf kleiner Laststufe gehalten.

Nachdem unter voller Zuglast ein Ausgleich der Unebenheiten an den Druckeinleitungsflächen mittels der beschriebenen dünnen Kunstharzschicht (vgl. Bild 22) erfolgt war, begann jeweils am nächsten Tag die stufenweise Druckbelastung bis zum Versagen. Die Zugkraft wurde während dieser Zeit auf ihrem Niveau $\sigma_s = 1,0 \cdot \beta_s$ gehalten. Die Druckbelastung erfolgte anfangs kraftgeregelt, später nach Erreichen von ca. $1,5 \text{ ‰}$ Betondehnung wurde sodann aus Sicherheitsgründen auf eine manuell weggeregelte Druckstauchung umgeschaltet. Die Erhöhung der Druckbeanspruchung erfolgte in allen Versuchen gleich mit einer anfänglichen Steigerung von $2,0 \text{ N/mm}^2$ je Laststufe, später nach Umstellung der Prüfmaschine auf Wegregelung mit einer Erhöhung von $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Unmittelbar vor absehbarem Versagen wurde die Beanspruchung nur noch in Stufen von $0,5 \text{ N/mm}^2$ gesteigert. Die Dauer einer Drucklaststufe betrug etwa fünf Minuten, inclusive der Wartezeit für die elektronische Meßwertaufnahme.

Bild 25 beinhaltet die prinzipielle Belastungsgeschichte aller Testkörper.

Die Druckbeanspruchung e i n a x i a l gedrückter Testkörper wurde in der gleichen Weise wie bei den Biaxialkörpern vorgenommen. Erwartungsgemäß lieferten diese höhere bezogene Versagenslasten.

Neben den anfänglichen Schwierigkeiten, die Funktionsfähigkeit des Topflagers sicherzustellen (siehe hierzu Abschnitt 3.5), trat in der ersten Serie ein Versagen der Testkörper vornehmlich in Randbereichen der Druckkrafteinleitung auf. Der schlechtere Beton der oberen Betonierlage versagte bei Ansicht der vorderen Probenseite stets in der rechten Testkörperhälfte, unabhängig davon, ob der schlechtere Beton unten oder oben lag (vgl. Anlagen 16, 19, 25).

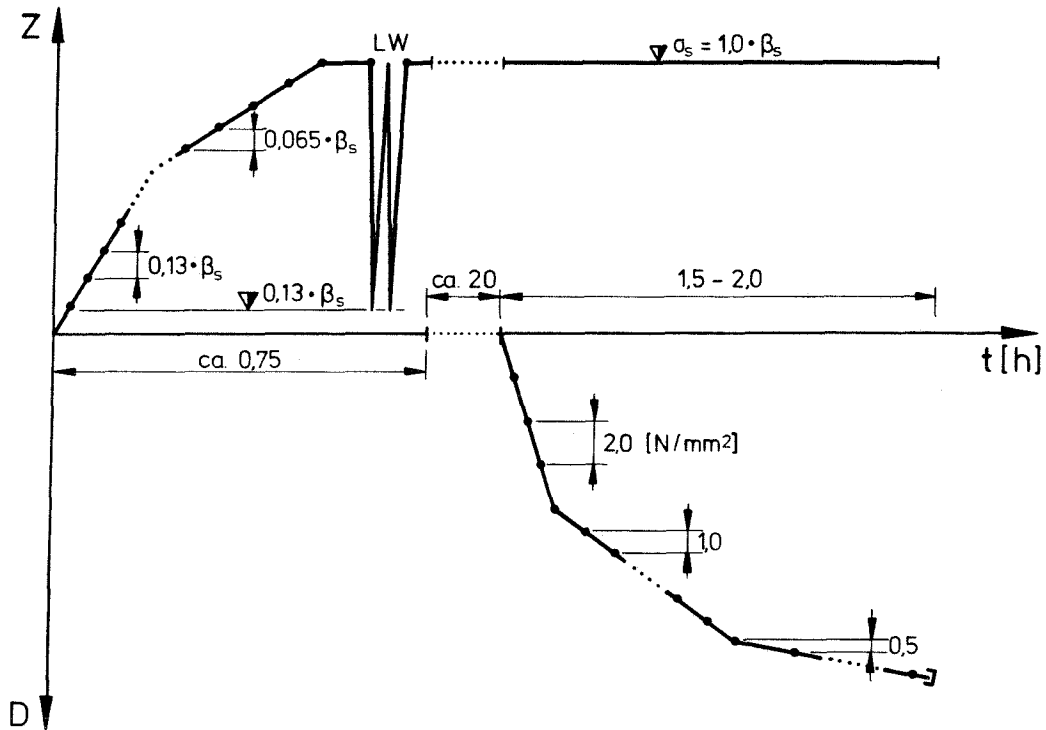


Bild 25: Belastungsgeschichte Zug und Druck

Die Überprüfung der Belastungsmechanik, sowie der Einbau einer hydraulischen Kugelkalotte zum Kraftausgleich bei Druckeinleitung, sowie ein besonders sorgfältiger Abgleich der Druckeinleitungsflächen nach erfolgter Zugbeanspruchung unter Last, konnte keine Änderung des Versagensbildes bewirken.

Erst die erwähnte leichte Verbügelung des Druckeinleitungsbereiches in der zweiten Serie verlagerte dann den Bruch zur Probenmitte und führte in aller Regel zu einem Versagen über die gesamte Probenlänge.

Obwohl in der ersten Serie das Versagen, wie beschrieben einseitig und vereinzelt lokal eintrat, erscheinen die Ergebnisse, im Vergleich mit denen der Serie 2, bis auf später beschriebene Ausnahmen, durchaus vertretbar.

4. Versuchsergebnisse

Die Tabelle 3 in Anlage 8 zeigt die charakteristischen Kenndaten aller geprüften Proben auf. Sie enthält Angaben zu Körpergeometrie, Form der Bewehrung, Art der Beanspruchung, Rißabständen und auf verschiedene Betonfestigkeiten bezogene Bruchkenngößen.

Die Numerierung der Einzelproben erfolgte in der Reihenfolge ihrer zeitlichen Prüfung.

Versuchskörper identischer Ausführung und gleicher Beanspruchung sind in Gruppen zusammengefasst.

Bei der nachfolgenden Erörterung werden zunächst die Ergebnisse innerhalb einer Gruppe dargestellt. In einem zweiten Schritt erfolgt dann ein Vergleich der Werte zwischen den einzelnen Gruppen.

4.1 E i n a x i a l e Druckversuche

Einaxiale Druckversuche wurden an den Proben 1 und 8 der Gruppe I, den Proben 2, 3 und 10 der Gruppe II sowie an Probe 11 der Gruppe V durchgeführt. Sie lieferten die Vergleichswerte zu ihren Gegenstücken mit biaxialer Zug/Druck-Beanspruchung.

Die unbewehrten Proben 1 und 8 der Gruppe I (vgl. Anlage 8) zeigten eine mäßige Übereinstimmung in ihren bezogenen Bruchkenngößen. Das Verhältnis von Druckbruchspannung zu entsprechender Würfeldruckfestigkeit $\alpha = \sigma_u / \beta_{w,200}$ ergab sich zu $\alpha_1 = 0,61$ und $\alpha_8 = 0,64$. Die gleiche Abweichung von ca. 5% lieferten die auf die Zylinderdruckfestigkeiten β_c bezogenen Bruchspannungen mit $\beta_1 = 0,68$ und $\beta_8 = 0,71$.

Die Versuchskörper der Gruppe II, die Proben 2, 3 und 10, waren mit 6 Ø 20 bewehrt (vgl. Bild 26). Sie sollten zum einen die mögliche Veränderung der Druckfähigkeit gegenüber den einaxial gedrückten Körpern ohne Bewehrung in Gruppe I anzeigen, zum anderen die Veränderung gegenüber den biaxial geprüften Scheiben der Gruppen III und IV.

Die bezogenen Tragfähigkeiten α und β der Proben 2 und 3 hatten sich sehr stark voneinander unterschieden, deshalb wurde zusätzlich Probe 10 geprüft. Dieser Versuch 10 bestätigte sodann die im Versuch 2 gewonnenen Ergebnisse.

Eine nachträgliche Kontrolle aller Meßschiebe der Probe 3 zeigte schließlich auch, daß diese vorzeitig u.a. durch Spalten des Testkörpers (Dehnungsmessung, Bruchbild; vgl. Anlagen 19, 20 und 74) versagt hatte.

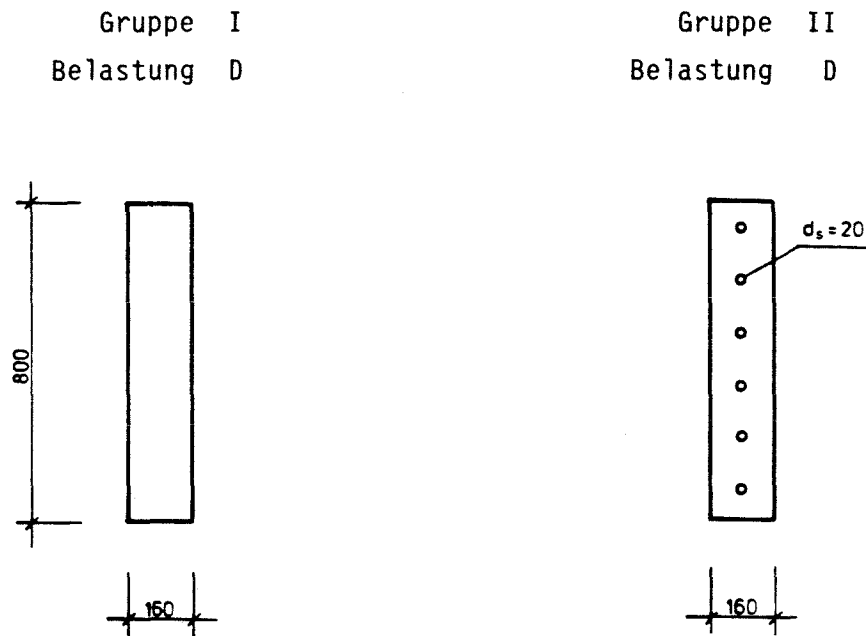


Bild 26: Einaxiale Druckproben 1, 8 und 2, 3, 10

Ein Vergleich der Gruppe I mit Gruppe II läßt kaum Unterschied an Tragfähigkeit zwischen unbewehrten und bewehrten Testkörper der Dicke $D = 160$ mm bei einaxialer Druckbelastung erkennen. Bei der zu beachtenden Streuung der Ergebniswerte α in Anlage 8 ergab sich unerwarteterweise, statistisch eine um ca. 4% höhere Tragfähigkeit der bewehrten Scheiben.

Die einaxiale Druckprobe der Gruppe V war mit 16 $\emptyset 10$ zweilagig bewehrt. Als gevouteter Körper mit einer Dicke von $D=100$ mm (vgl. Bild 27) wurde sie als Einzelexemplar der zweiten Serie geprüft. Die Bruchkenngößen α und β dieser dünneren Probe 11 waren von gleicher Größenordnung wie die der dickeren Proben aus Gruppe II (vgl. Anlage 8).

Gruppe II
Belastung D

Gruppe V
Belastung D

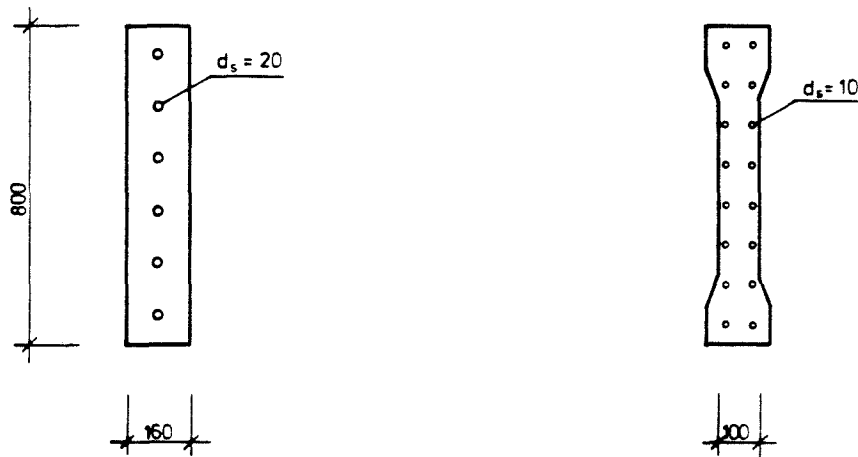


Bild 27: Einaxiale Druckproben 2, 3, 10 und Probe 11

Für den einaxialen Druckbeanspruchungszustand läßt sich aus der geringen Probenanzahl *k e i n* Einfluß der Proben *d i c k e* auf die Drucktragfähigkeit erkennen.

Bei der eingelegten Bewehrung $\varnothing 20$ mit Stababstand in Druckkrafttrichtung von $s = 6,5 \cdot d_s$, wurde allerdings bei Probe 2 und besonders bei Probe 3 ein die Bewehrung verbindender Spaltriß kurz vor endgültigem Versagen beobachtet (vgl. Anlage 74).

4.2 B i a x i a l e Zug/Druck-Versuche

Biaxialversuche wurden an den Versuchskörpern 5 und 9 der Gruppe III, 6 und 7 der Gruppe IV, 12 und 13 der Gruppe VI sowie im Tastversuch 14 durchgeführt (vgl. Anlage 8).

Bei den Körpern der Gruppe III stellten sich nach abgeschlossener Ribbildung, bei einer Riböffnung bis 1,0 mm, mittlere Ribabstände von 20 bis 28 cm ein.

Es waren dies die Scheiben mit beabsichtigt g r o ß e n Rißabständen. Probe 4 versagte nach abgeschlossener Rißbildung bereits während der Zugbelastung. Die Scheibe scherte infolge Bruch einer Schweißverbindung im Zugkraftsystem horizontal ab, weshalb nur die Rißbildung in die Auswertung einbezogen wurde.

Die identischen Proben 5 und 9 zeigten untereinander relativ große Traglastunterschiede von ca. 10%. Körper 5 versagte relativ früh, als Folge einer stark einseitigen Druckbelastung (vgl. Anlagen 25 und 26). Der Bruch konzentrierte sich im Bereich des schwächeren Betons der stärker belasteten Seite. Probe 9 versagte unter Druckbruch an einer durch die Rißbildung vorgezeichneten Stelle. Gleichzeitig kam Druckversagen an einer zweiten Stelle hinzu, so daß der ungünstige Rißverlauf (vgl. Anlagen 44 und 48) nicht allein das Ende der Tragfähigkeit einleitete.

Bei den beiden Versuchskörpern mit großem Rißabstand trat ein Traglastabfall von 9% bei Probe 9 und 18% bei Probe 5 auf, gegenüber der einaxialen Druckbeanspruchung in den Gruppen I und II zusammen. Es darf vermutet werden, daß der ermittelte Abfall von 18% an Probe 5 auch auf unvermeidbare Versuchseinflüsse zurückgeht, so daß die Traglastminderung um 9% eher als realistisch angesehen werden kann. Diese Bewertung wird durch den Verlauf der Druckdehnungen über die Laststufen und das Bruchbild des Versuchs 5 (vgl. Anlagen 25 und 26) gerechtfertigt.

Gruppe IV mit den zwei identischen Proben 6 und 7 wies den gleichen Bewehrungsquerschnitt auf wie die Gruppe III. Allerdings waren die Testkörper mit kleineren Stabdurchmessern bewehrt, nämlich mit 24 Ø 10 anstelle von 6 Ø 20 (vgl. Bild 28/1).

Im Versuch hat sich nach erfolgter Rißbildung zunächst der angestrebte klein e Rißabstand eingestellt, dieser betrug im statistischen Mittel $a = 7,5$ cm bei einer maximalen Rißöffnung von $w = 0,2$ mm.

Die Tragfähigkeit innerhalb der Gruppe IV unterschied sich nur um 4%. Der mittlere Druckfestigkeitsabfall gegenüber den einaxialen Druckproben aus den Gruppen I und II zusammen ergab sich zu 15%.

Gruppe:	I	II	III	IV
Belastung:	D	D	D + Z	D + Z

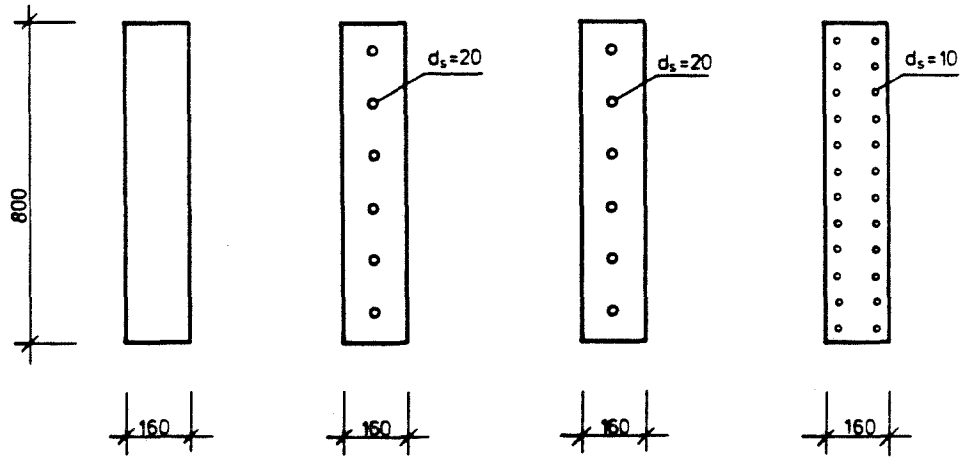


Bild 28/1: Einaxiale und biaxiale Probekörper der Dicke $D = 160$ mm

Gruppe V
Belastung D

Gruppe VI
Belastung D + Z

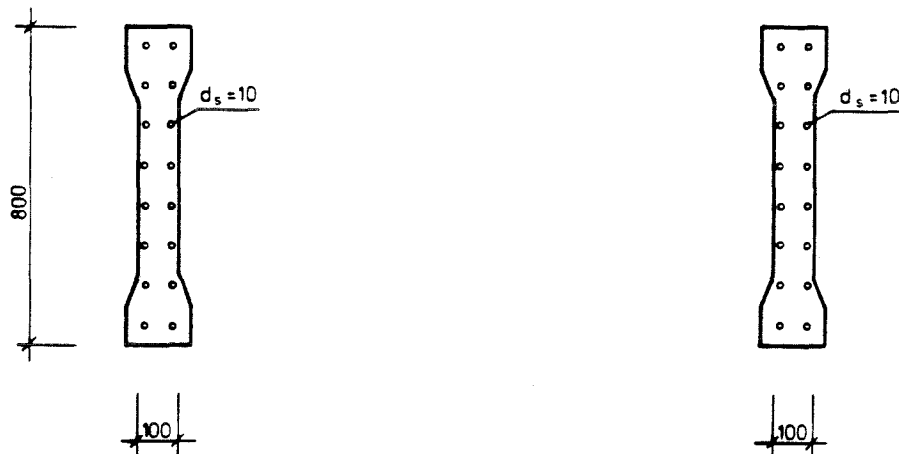


Bild 28/2: Einaxiale und biaxiale Probekörper der Dicke $D = 100$ mm

Die biaxialen Versuche Nr. 12 und 13 in Gruppe VI erbrachten gegenüber den einaxial gedrückten Probe 11 von Gruppe V (vgl. Bild 28/2) einen Traglastabfall um 11%. Zwischen den zwei Proben 12 und 13 gab es keinen signifikanten Festigkeitsunterschied.

Bei mittleren Rißabständen von $a = 10,0$ cm wurden Rißöffnungen $w \leq 0,2$ mm gemessen.

4.3 Biaxiale Tastversuche

Die Tastprobe Nr. 0 wurde nicht zur Auswertung der Drucktragfähigkeit im biaxialen Zug/Druck-Beanspruchungszustand herangezogen. Wegen Unregelmäßigkeiten beim ersten Belastungsversuch durch mehrmaliges Be- und Entlasten des Körpers, schien es nur vertretbar, die Rißentwicklung unter der Zugbelastung in die Betrachtungen einzubeziehen.

Probe 14, gedacht als abschließender Tastversuch, wies die größte Körperdicke von $D = 200$ mm auf (vgl. Bild 29). Hiermit sollte der Bereich größerer Abmessungen abgetastet werden, wie z.B. die Stege von Hohlkastenquerschnitten bei Brückenüberbauten. Zu dieser biaxialen Tastprobe gab es keinen einaxial auf Druck geprüften Vergleichskörper. Da es sich nur um einen Tastversuch handelte, wurde in erster Näherung ein Vergleich mit den einaxial auf Druck geprüften Körpern der Dicke $D = 160$ mm vorgenommen. Die mit $8 \text{ } \emptyset \text{ } 16$ nur schwach bewehrte Probe - $\mu = 1,0$ % zeigte sehr unterschiedliche Rißabstände nach erfolgter Zugbeanspruchung. Bei nur zwei bzw. drei Rissen nahezu senkrecht zur Zugrichtung lagen die Rißabstände zwischen 8 und 50 cm.

Die mit Dehnungsmeßstreifen (vgl. Anlage 70) gemessenen Druckdehnungen ergaben größere Dehnwerte im Bereich der kleinen Rißabstände.

Die Probe 14 versagte sodann unerwartet früh. Der Körper wies bereits bei der Hälfte der erreichten Bruchlast einen stirnseitig die Bewehrungsstäbe verbindenden Spaltriß auf. Vermutlich war dies u.a. eine Folge der Drucklasteintragung ohne die Elastomertopflager, wie sie bei den vorhergehenden Versuchen verwendet wurden (vgl. Abschnitt 3.5). Mit Rücksicht auf den Zweck eines Tastversuchs war darauf verzichtet worden diese Lager relativ aufwendig umzubauen.

Die Vermutung, daß ein relativ dicker Körper bei relativ großen Rißabständen aus einer Zugbelastung kaum einem Traglastabfall gegenüber der einaxialen Druckbeanspruchung aufweisen würde, konnte mit diesem Einzelversuch nur tendenziell bestätigt werden. Ungünstige Prüfeinflüsse, wie fehlendes Neotopflager und extrem ungleichmäßige Rißbildung, führten ein vorzeitiges Versagen herbei, was heißt, daß ein Traglastverlust von weniger als den gemessenen 9%, gegenüber den Prüfkörpern der Gruppen I und II mit der Scheibendicke $D=160$ mm, realistisch sein dürfte. Demgegenüber stehen Werte von 15% Traglastunterschied bei der Körperdicke von $D=160$ mm und dünnen Stabdurchmessern bzw. 9% bei Verwendung der dicken Stabdurchmesser, ebenso ein Festigkeitsabfall von 11% bei der Scheibendicke $D=100$ und gleichfalls dünnen Stabdurchmessern.

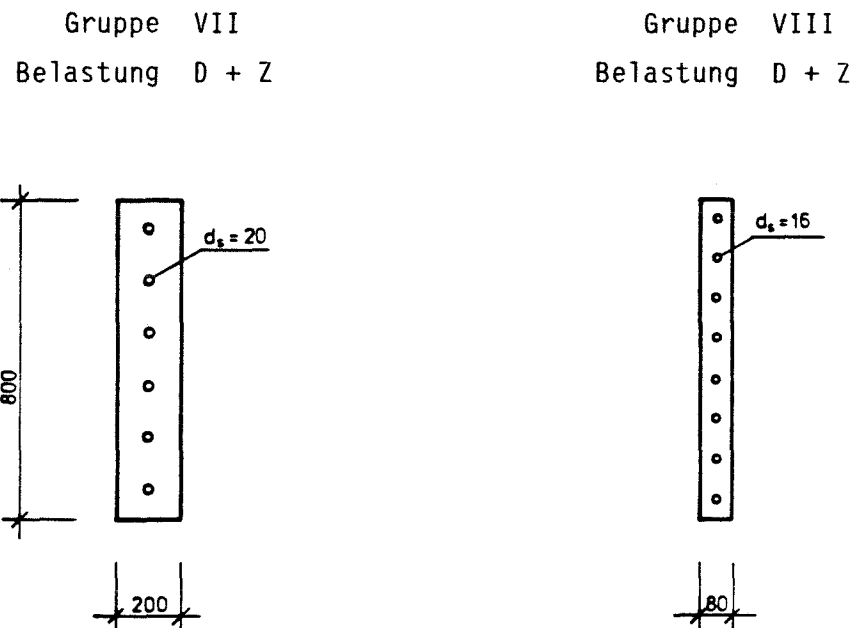


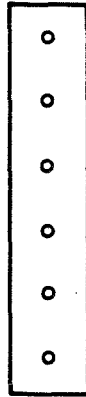
Bild 29: Tastprobekörper

Die so beschriebenen Versuchsergebnisse sind im folgenden nochmals mit ihren charakteristischen Werten zur besseren Übersicht gegenübergestellt. Hierbei wurden die zunächst ebenfalls erörterten 'Ausreißer' nicht mehr berücksichtigt.

a) Gruppe
I



Gruppe
II



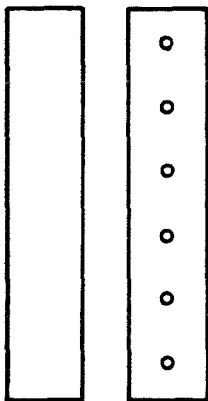
Belastung : beide e i n a x i a l Druck

Bewehrung : keine bzw. 6 Ø 20, $\mu = 1,5\%$

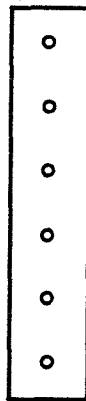
Ergebnis : Traglastunterschied ca. 4%,
höher bei Gruppe II

H/D = 80/16 cm

b) Gruppen
I und II



Gruppe
III



Belastung : einaxial (D) in Gr. I u. II
biaxial (Z+D) in Gruppe II

Bewehrung : keine und 6 Ø 20, $\mu = 1,5\%$

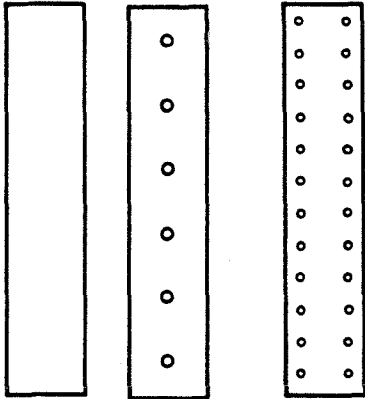
Risse (Z) : a = 20 ÷ 28 cm, $w \leq 1,0$ mm

Ergebnis : biaxialer Traglastabfall -9%

H/D = 80/16 cm

c) Gruppen
I und II

Gruppe
IV



Belastung : einaxial (D) in Gr. I und II
biaxial (Z+D) in Gruppe IV

Bewehrung : keine/6Ø20 bzw. 24Ø10, $\mu=1,5\%$

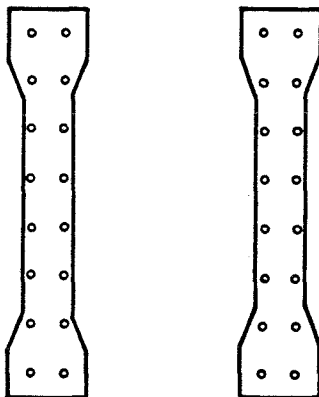
Risse (Z) : $a = 7,5 \text{ cm}$, $w \leq 0,2 \text{ mm}$

Ergebnis : biaxialer Traglastabfall -15%

H/D = 80/16 cm

d) Gruppe
V

Gruppe
VI



Belastung : einaxial (D) in Gruppe V
biaxial (Z+D) in Gruppe VI

Bewehrung : beide 16 Ø 10, $\mu = 1,57\%$

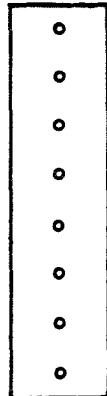
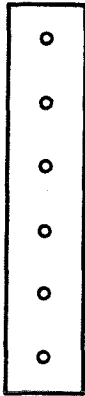
Risse (Z) : $a = 10 \text{ cm}$, $w \leq 0,2 \text{ mm}$

Ergebnis : biaxialer Traglastabfall -11%

H/D = 80/10 cm

e) Gruppen
I und II

Gruppe
VII



Belastung : einaxial (D) in Gr. I und II
biaxial (Z+D) in Gruppe VII

Bewehrung : keine/6 Ø 20 bzw. 8 Ø 16
 $\mu = 1,5\%$ bzw. $\mu = 1,0\%$

Risse (Z) : $a = 30$ cm, $w \leq 1,0$ mm

Ergebnis : biaxialer Traglastabfall -9%,
früh aufgetretener Spaltriß in
Gruppe VII

H/D: 80/16, 80/20 cm

5. Diskussion der Ergebnisse

5.1 Die Rißentwicklung bei Zugbeanspruchung

Die Rißentwicklung über die einzelnen Zugbelastungsstufen hinweg zeigte im Rahmen der verwendeten Stabdurchmesser zwei grundsätzliche Verhaltensformen. Während die Verwendung der Ø 10 ab gewissem Zugkraftniveau zu schlagartig einsetzender Rißbildung führte, zeigten die Körper mit Ø 20 eine langsam einsetzende Rißbildung. War die Rißbildung bei den Ø 10 nach einigen wenigen Laststufen so gut wie abgeschlossen, so dauerte sie bei den Ø 20 an bis die Stahlspannung das angestrebte Zugkraftniveau nahezu erreicht hatte. Dabei wurde stets mit gleichen Laststufenkräften belastet.

Die mittlere maximal aufnehmbare Betonzugspannung erreichte bei Anriß den 0,5 bis 1,0-fachen Betrag der an Zylinderproben ermittelten Spaltzugfestigkeit. Zur Ermittlung der Anrißspannung wurde der Quotient aus äußerer Zugkraft bei Rißbeginn und der orthogonal hierzu vorhandenen, ideellen

Betonquerschnittfläche gebildet. Die höheren Werte wurden bei Proben mit dünnen Stabdurchmessern erreicht. Die hierbei bessere Gleichverteilung der eingeleiteten Zugkraft durch mehr Stahlstaboberfläche - Verbundfläche - bei vorausgesetzt gleichem Bewehrungsgrad, bedingt eine höhere m i t t l e r e Betonzugspannung bis zum ersten Zugriß als die Verwendung relativ dicker Stabdurchmesser. Durch Beanspruchung mit konstantem äußerem Zugkraftniveau werden bei größeren Stabdurchmessern lokal größere Betonzugspannungen geweckt, weil hierbei Last konzentrierter in den Beton eingetragen wird als bei dünnen Durchmessern. Daher kommt es bei den dickeren Bewehrungsstäben früher zur Überschreitung der Betonzugfestigkeit und damit zur Ribbildung.

In direktem Zusammenhang dazu stellt sich der mittlere Ribabstand ein. Wird bei dünnen Stabdurchmessern die gleiche Kraft über eine größere Staboberfläche eingeleitet als bei dicken, so wird die Riblast über eine kürzere Einleitungsstrecke erreicht. Dies führt auch zu kürzeren Ribabständen gegenüber dicken Stabdurchmessern.

Die Anlagen 12, 24, 29, 34, 39, 48, 62, 68 und 73 zeigen die Ribbilder an Probenvorder- und Probenrückseite aus der Zugbelastung, vor der Druckbeanspruchung. Die Aufnahme der Ribabstände für die statistische Auswertung erfolgte in fünf horizontalen Schnitten, dem aufgezeichneten Raster entsprechend. Der mittlere Ribabstand aus allen Abstandsmessungen, die zugehörige Standardabweichung und der Variationskoeffizient sind angegeben.

5.2 Auswirkungen des Ribabstandes und der Scheibendicke auf die Betondrucktragfähigkeit bei Querzug

Betrachtet man die Restquerschnittsflächen der Betonsäulen zwischen den Rissen, so scheint die Vermutung in ihrer Tendenz bestätigt, daß ein kleiner werdender Ribabstand, bei annähernd konstanten Randbedingungen, einen steigenden Traglastabfall bewirkt. Das günstige Ribverhalten dünner Stabdurchmesser zur Steuerung einer Gleichverteilung der Risse bei nur geringen Ribbreiten - Korrosionsschutz der Bewehrung - wirkt sich im biaxialen Zug/Druck-Beanspruchungszustand mithin negativ auf die Betondruckfestigkeit aus. Bei großen Ribabständen und einhergehend größeren Ribbreiten, durch Verwendung dicker Stabdurchmesser, ist die Druckfestig-

keit höher, der Schutz der Bewehrung aber schlechter. Hier laufen offensichtlich zwei wichtige Kriterien der Querschnittsbemessung gegeneinander.

Der Tastversuch 14 scheint darauf hinzudeuten, daß, obwohl er durch ungünstige Prüfbedingungen zu früh versagte, eine größere Absolutdicke - die zweite Dimension des Restquerschnitts (vgl. Bild 19) - tatsächlich eine höhere Drucktragfähigkeit zur Folge hat. Daß nur geringe Dickenvariation diesen Einfluß kaum erkennen läßt, ist nicht verwunderlich.

Soweit es in Anbetracht der zu geringen Anzahl an Versuchskörpern überhaupt möglich erscheint, könnte man feststellen, daß die aufnehmbare Druckspannung erst dann wesentlich absinkt, wenn der Beton sehr stark durch Ribbildung vorgeschädigt ist. Erst wenn sich der mittlere Ribabstand der Größenordnung der Scheibendicke nähert, sind wahrscheinliche Traglastabminderungen von mehr als 10% gegenüber einaxialer Druckbelastung an einem zweiten, identischen Prüfkörper zu erwarten, Instabilitäten ausgeschlossen.

Der Einfluß einer unterschiedlichen Riböffnung kann hier nicht erörtert werden, da stets unter gleichen Zugspannungen im Bewehrungsstahl geprüft wurde; die Ribbreiten waren daher eine feste Funktion der Bewehrungsdurchmesser und deren Verteilung im Querschnitt.

5.3 Zum Einfluß des mittleren Betonzugkraftniveaus auf die hierzu orthogonale Drucktragfähigkeit

Die Verteilung der Betonzugspannungen über die Betonquerschnittsfläche hat, in Abhängigkeit von den verwendeten Stahlstabdurchmesser, wie in 5.1 beschrieben, einen erheblichen Einfluß auf die Erstrißspannung und letztendlich auch auf den Ribabstand nach abgeschlossener Ribbildung.

Darauf aufbauend kann davon ausgegangen werden, daß nach abgeschlossener Ribbildung bei dünnen Stabdurchmessern ein höheres *m i t t l e r e s* Zugkraftniveau im Beton erreicht wird, als bei Verwendung dicker Durchmesser, gleicher Bewehrungsgrad vorausgesetzt. Dies hat zur Folge, daß Probekörper mit kleinen Stabdurchmessern für die Aufnahme der Druckkraft doppelt geschwächt sind. Zum einen ist die Probe durch mehr Risse stärker

zerstört, zum andern verbleibt in den Restquerschnitten eine höhere mittlere Betonzugkraft.

In welcher Größenordnung allein das unterschiedlich hohe, mittlere Zugspannungsniveau im Betonkörper die orthogonale Drucktragfähigkeit reduziert, kann aus den eigenen Versuchsergebnissen nicht herausgefiltert werden, es wurde stets bei konstanter Zugbeanspruchung von $\sigma_s = 1.0 \cdot \beta_s$ an der Nennstreckgrenze im Bewehrungsstahl geprüft. Zur Klärung dieser Frage können die Untersuchungen in Kassel [12] möglicherweise einen Beitrag leisten.

5.4 Spalteffekt durch die Bewehrung

Bei mehreren Versuchen und verschiedenen Testkörpern stellten sich Risse auf den Stirnseiten ein, dort wo die Bewehrung aus dem Beton austrat. Diese verliefen parallel zur Druckrichtung exakt von Bewehrungsstab zu Bewehrungsstab. Die ersten Risse zeigten sich im Mittel bei ca. 80% der erreichten Druckbruchlast im Bereich der Druckkrafteinleitung. Bei einigen wenigen Proben verbanden sich diese Einzelrisse zu einem durchlaufenden Spaltriß über die gesamte Höhe. Dieser Spalteffekt konnte meist an beiden Probenenden beobachtet werden. Im Fall der Probe 14 stellten sich schon bei ca. 50% der Bruchlast voll durchlaufende Spaltrisse mit größerer Rißbreite ein. Daß der Spaltriß in diesem Fall die Probe in zwei Einzelscheiben geteilt hat, läßt das Bruchbild erkennen. Die horizontal verlaufende Abscherfläche teilte lediglich die eine Scheibenhälfte bis zum Spaltriß (Anlage 74).

Dieses Spalten der Testkörper in der Scheibenebene wurden nur beobachtet bei Verwendung von Stabdurchmessern $\emptyset 16$ und $\emptyset 20$. Im Fall der zweilagigen Anordnung von $\emptyset 10$ (Proben 6, 7, 11, 12 und 13) stellte sich kein Spaltriß ein. Der Spalteffekt wurde sowohl bei einaxialen Druckversuchen als auch bei den biaxialen Zug/Druck-Tests beobachtet. Die Rißöffnungen waren in allen Fällen augenscheinlich kleiner als 0,1 mm.

Auch das Verbügeln des Druckeinleitungsrandes bei den Proben 9, 10 und 14 hat ein vermeintliches Spalten durch die Bewehrung nicht verhindern können; es handelt sich mithin um k e i n Problem der Krafteinleitung.

Inwieweit diese Spaltrisse, welche nicht in allen Fällen voll über die Höhe durchliefen, das ein- und biaxiale Druckversagen mit auslösten, ist bislang nur schwer von den übrigen Einflüssen zu trennen.

Über versuchstechnische Untersuchungen zu diesem Problem wird u.a. in [9] von PETER berichtet. Schlußfolgernd empfiehlt er bei der konstruktiven Ausbildung von Scheibentragwerken ein Verhältnis von Scheibendicke zu Bewehrungsdurchmesser von $D/d_s \geq 5$ einzuhalten.

5.5 Gegenüberstellung vergleichbarer Versuchsergebnisse

Zur Ermittlung des 'relativen' Abfalls der Druckfestigkeit bei gleichzeitig wirkendem Querkzug wurde bei den eigenen und bei den in Abschnitt 2 dargestellten Untersuchungen stets ein Prüfkörper einmal unter einaxialem Druck und ein zweiter, identischer unter Querkzug und Druck geprüft. Auch bei den Versuchen von COLLINS/VECCHIO wurden untereinander vergleichbare Untersuchungsergebnisse gegenübergestellt. Ihre Art der Lasteinleitung in den Prüfkörper weicht aber von der eigenen und der von [6, 7, 8, 12] ab, so daß ihre Versuchsergebnisse in einer Auswertung als relative Festigkeiten nicht direkt vergleichbar sind.

Anders hingegen, wenn man die Bruchlasten auf eine einheitliche Vergleichsbasis bezieht.

In Bild 13 sind nochmals die Versuchsergebnisse von COLLINS/VECCHIO [7] in der Form σ_u/β_c über ϵ_z/ϵ_D dargestellt, wobei β_c die Zylinderfestigkeit bezeichnet und ϵ_z/ϵ_D die Hauptdehnungsverhältnisse beim Bruch.

Die Hauptdehnungen wurden dabei aus den integral gemessenen Verschiebungen mit dem Mohr'schen Dehnungskreis errechnet, ebenso wurden die Spannungen im Bruchzustand rechnerisch am Mohr'schen Spannungskreis ermittelt, da auch diese nicht unmittelbar aus den äußeren Lasten bestimmbar waren. Das Verfahren ist im einzelnen in den Abschnitten 2.3.2 und 2.6 dargestellt.

In dieses Diagramm wurden nun auch die eigenen Ergebnisse sowie die Resultate von SCHLAICH/SCHÄFER/SHELLING [6] und verfügbare Werte von ROBINSON/DEMORIEUX [8] eingetragen, wobei die reinen Meßwerte aus induktiver Wegmessung in Richtung der orthogonalen äußeren Lasten als Hauptdehnungswerte postuliert wurden.

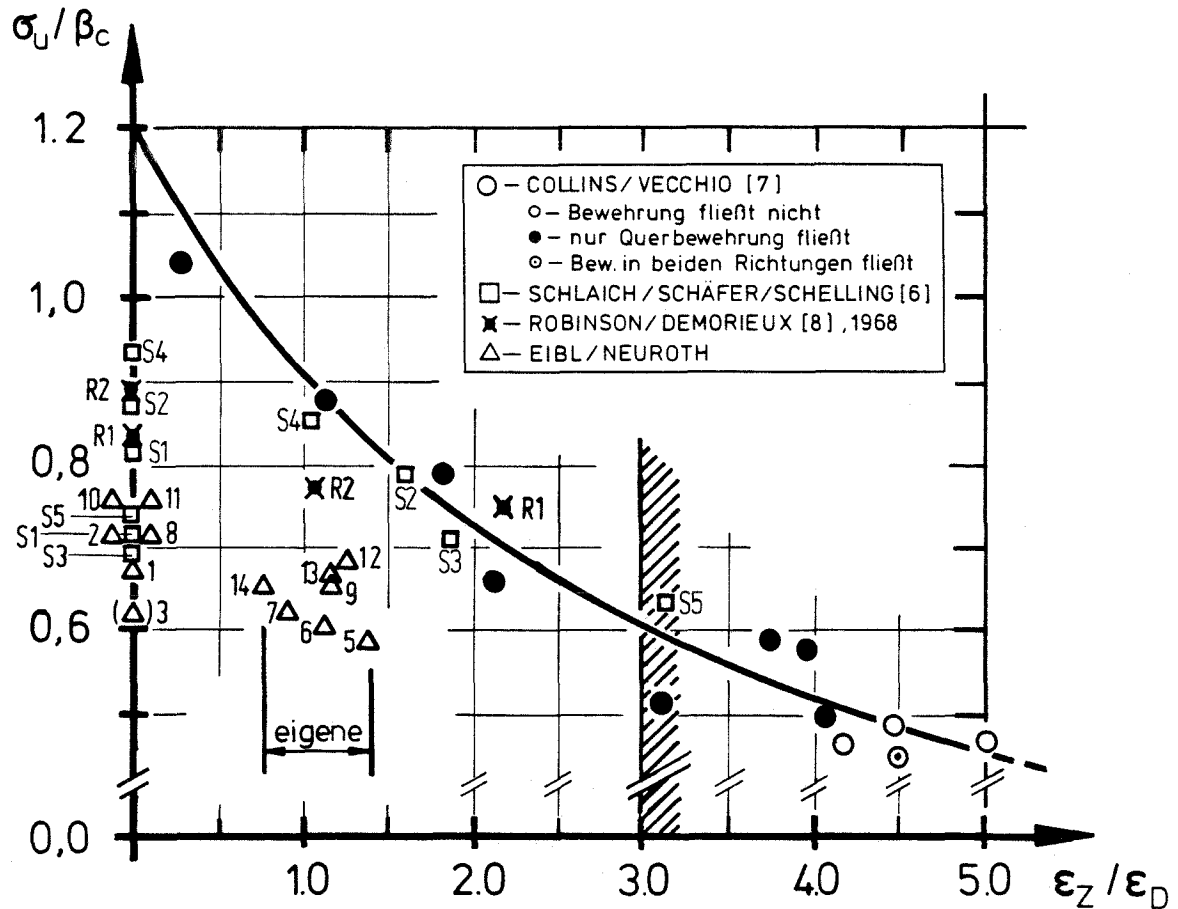


Bild 30: Ein- und biaxiale Versuchsergebnisse, eingetragen in das von COLLINS/VECCHIO [7] erstellte Diagramm nach Bild 13 Ausschnitt.

Diese Ergebnisse liegen alle unterhalb von $\epsilon_z / \epsilon_D = 3,1$, wie bereits in Abschnitt 2 erwähnt, die eigenen Versuche zwischen 0,75 und 1,4.

Hierbei ist zu beachten, daß letztere, abweichend von [7], infolge Zuglast nur bis zur Nennstreckgrenze des Stahles und nicht bis zur tatsächlichen Streckgrenze beansprucht waren. Eine Steigerung der vorab eingestellten Zugkraft um etwa 20% bis zur tatsächlichen Streckgrenze (vgl. Anlage 2) mit etwa $0,2 \pm 0,7\%$ höherer integraler Betonzugdehnung hätte, bei kaum verändertem Verhalten in Druckrichtung, die eigenen Versuchspunkte um etwa $0,1 \pm 0,4$ Einheiten nach rechts auf der Abszisse verschoben.

Die Versuche nach [6] und [8] mit $\sigma_u / \beta_c = 0,65 \pm 0,85$ bzw. 0,75 aus der Versuchreihe von 1968 [8] und ca. 0,80 bei [12] liegen über den eigenen Werten von $0,6 \pm 0,7$. Daß die Resultate [7] am höchsten liegen, braucht nicht

zu verwundern, da bei vergleichsweise schlechtem Verbund der Zerstörungsgrad der Restquerschnitte eher geringer als bei den übrigen Versuchen sein mußte und bei großen Rißbreiten die integrale Dehnung eher zu groß wird.

Auch die einaxial beanspruchten Proben zeigen bereits die gleiche Tendenz. Offensichtlich handelt es sich um Schlankheitseinflüsse - $H/D \approx 6,5$ in [6], $H/D \approx 4 \div 8$ in eigenen Versuchen - wie sie aus ungewollten Exzentrizitäten oder Behinderungen der Endverformung resultieren können. Die eigenen Messungen zeigen, daß starke Exzentrizitäten bis unmittelbar vor dem Bruch in Richtung der Scheibendicke nicht vorlagen. Solche in Richtung der Scheibenbreite waren zunächst beobachtet worden (vgl. Abschnitt 3.6), dann durch Abänderung der Versuchseinrichtung aber erfolgreich ausgeschlossen worden.

Inwieweit Einflüsse aus unterschiedlichen Arten der Laststeigerung - proportional und nicht proportional - oder eventuell die beobachteten Spalttendenzen der Bewehrung bei den variierenden Stabdurchmessern und Bewehrungsanteilen oder zu steife Endeinspannungen mit umgekehrter Wirkung einen Einfluß hatten, konnte nicht nachweisbar erklärt werden. Wichtig ist es jedoch festzustellen, daß im Bereich der hier geprüften Schlankheitsverhältnisse diese im Einzelfall durchaus den Einfluß des Querzuges erreichen können.

Dies beeinträchtigt nicht die übereinstimmende Erkenntnis, daß die 'relativen' Druckfestigkeitsminderungen zwischen identischen Prüfkörpern, mit und ohne Zug bei Druckbelastung $< 15\%$ ermittelt wurden. Dies gilt für alle 'verschmierten' ϵ_z/ϵ_D -Verhältnisse bei denen die Bewehrung die elastische Dehngrenze nicht überschreitet. Bei Verwendung gerippter Bewehrungsstähle entspricht diese Bedingung ϵ_z/ϵ_D -Werten bis etwa 3. Größere Dehnungsverhältnisse können für andere Zwecke wie z.B. Finite-Element-Berechnungen durchaus von Bedeutung sein, nicht jedoch für Zwecke der Bemessung.

6 Zusammenfassung

Geprüft wurden sechs scheibenförmige Versuchkörper einaxial auf Druck und sieben vergleichend biaxial auf Druck und Querkzug. Bei den letztgenannten wurde zuerst die Stahlzugkraft bis zur rechnerischen Streckgrenze der Bewehrung aufgebracht und anschließend auf Druck bis zum Versagen belastet. Variiert wurde die Scheibendicke von 100 mm und 160 mm mit einem Tastversuch bei 200 mm.

Die ausschließliche Querbewehrung wurde gezielt so verändert, daß Rißabstände von etwa $7 \div 25$ cm auftraten.

Es hat sich gezeigt, soweit die geringe Versuchsanzahl aussagefähig ist, daß die Druckfestigkeit bei gleichzeitig wirkendem Querkzug durch die Restfestigkeit der nach dem Reißen in Druckrichtung verbleibenden Druckstreben bestimmt wird.

Bei gleicher Scheibendicke nimmt die Druckfestigkeit mit abnehmendem Stabdurchmesser der Bewehrung und konstantem Bewehrungsverhältnis ab, weil aus dem kleineren Rißabstand weniger tragfähige Restquerschnitte resultieren. Eine Bewehrung mit dickeren Stabdurchmessern ist bei ansonsten gleichen Verhältnissen diesbezüglich günstiger solange die Scheibendicke und der Abstand der Bewehrungsstäbe in Druckrichtung mindestens das 5 bis 6-fache des Stabdurchmessers beträgt. Bei zweilagiger Bewehrung kann dieses Verhältnis für etwa 10-fachen Durchmesser bestätigt werden. Mit zunehmender Absolutdicke steigt die Tragfähigkeit zunächst an. Bei den geprüften Versuchskörpern wurde, in Übereinstimmung mit anderen Autoren, keine Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querkzug von mehr als 15% festgestellt.

Zu beachten ist, daß der Einfluß der Scheibenschlankheiten leicht den des Querkuges - solange die Bewehrung nicht fließt - erreichen kann.

Die geringe Anzahl der Versuche zur Verifizierung bleibt bei diesen Aussagen natürlich zu beachten.

7 Literaturverzeichnis

- [1] CHEN, W. F.: "Plasticity in Reinforced Concrete",
Mc Graw-Hill, 1982.
- [2] CHEN, W. F. / SALEEB, A. F.: "Constitutive Equations for Engineering Materials", Vol. 1,
John Wiley & Sons, New York 1982.
- [3] EIBL, J.: "Concrete under Multiaxial States of Stresses;
Constitutive Equations for Practical Design",
CEB, Bulletin D'Information Nr. 156, 6/1983.
- [4] GERSTLE / ASCHL / BELOTTI / BERTACCHI / KOTSOVOS / KO / LINSE /
NEWMANN / ROSSI / SCHICKERT / TAYLOR / TRAINA / WINKLER / ZIMMERMANN: "Behaviour of Concrete under Multiaxial Stress States",
Journal Eng. Mec. Div., ASCE, Vol. 106, EM 6, 12/1980.
- [5] GERSTLE, K.H. / LINSE, D.H. / BERTACCHI, P. / KOTSOVOS, M.D. / KO, H.-Y. / NEWMAN, J.B. / ROSSI, P. / SCHICKERT, G. / TAYLOR, M.A. / TRAINA, L.A. / ZIMMERMANN, R.M.: "Strength of Concrete under Multiaxial Stress States." Proc. McHenry Symposium, Mexico City, ACI, October 1976, Detroit, Mich.
- [6] SCHLAICH, J. / SCHÄFER, K. / SCHELLING, G.: "Druck und Querkzug in bewehrten Betonelementen",
Stuttgart, 11/1982.
- [7] COLLINS, M.P. / VECCHIO, F.: "The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses",
University Toronto, 3/1982.
- [8] ROBINSON, J.R. / DEMORIEUX, J.M.: "Essais de traction-compression sur modèles d'âme de putre en beton armé",
Institutsberichte IRABA: 5/1972
6/1968.

- [9] PETER, J.: "Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung", DISS. Stuttgart, 1964

- [10] WHITE, R.N. / PERDIKARIS, P.C. / GERGELY, P.: "Strength and Stiffness of Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear, Two-Way Reinforcing",

- [11] COLLINS, M.P.: "Investigating the Stress-Strain Characteristics of Diagonally Cracked Concrete", IABSE Colloquium, Kopenhagen, Mai 1979.

- [12] KOLLEGER, J. / GÜNTHER, G. / MEHLHORN, G.: "Zug- und Zug-Druck-Versuche an Stahlbetonscheiben", Gesamthochschule Kassel, Institutsbericht Fachbereich Bauingenieurwesen/Massivbau, Kassel 1986.

- [13] BAUMANN, Th.: "Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken", Der Bauingenieur, 10/1972.

- [14] REHM, G. / MARTIN, H.: "Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau", Beton und Stahlbeton, 8/1968.

- [15] LEONHARD, F.: "Vorlesungen zum Stahlbetonbau", Teil IV.

- [16] CEB : CEB / FIB - "Mustervorschrift für Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton", Paris 1968.

- [17] KUPFER, H.: "Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweichachsigen Beanspruchung", DAFStB Heft 229, Berlin 1973.

- [18] PERDIKARIS, P.C. / HILMY, S. / WHITE, R.N.: "Extensional Stiffness of Precracked RIC Panels", Journal of Struct. Engineering, 3/1985.

- [19] EIBL, J. / IVANYI, G.: "Studie zum Tragund Verformungsverhalten von Stahlbeton",
DAfStB Heft 260, Berlin 1976.
- [20] STANKOWSKI, T. / GERSTLE, K.-G.: "Simple Formulation of Concrete Behaviour under Multiaxial Load Histories",
ACI-Journal, 3/1985.
- [21] GUPTA, K. / AKBAR, H.: "Cracking in Reinforced Concrete Analysis",
ASCE, Vol. 110, 8/1984.
- [22] PHILIP, C. / PERDIKARIS, A. / HILMY, S. / WHITE, R.: "Extensional Stiffness of Precracked R/C Panels",
ASCE, Vol. 111, 3/1985.
- [23] FIALKOW, N.: "Design and Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Shell Membranes",
ACI-Journal, 11/1985.
- [24] CERVENKA, V.: "Constitutive Model of Cracked Reinforced Concrete",
ACI-Journal, 11/1985.
- [25] RIZKALLA, S. H. / HWANH, L. S.: "Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension",
ACI-Journal, 11/1984.
- [26] KUPFER, H. / HILSDORF, H. / RÜSCH: "Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses",
ACI-Journal, Vol. 66, 8/1969.
- [27] CODOLIN / MULAS: "Biaxial Stress-Strain Relation for Concrete",
Journal Eng. Mec., Div., ASCE, 1983.
- [28] SCHLAICH, J. / SCHÄFER, K.: "Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons",
Beton und Stahlbeton, 3/1983.

Probe Nr.:	Prüftag	Würfeldruckfestigkeit (N/mm ²)		Zylinderdruckfestigkeit (N/mm ²) β_c	Spaltzugfestigkeit (N/mm ²) β_{SZ}
		$\beta_{W,200}$	$\beta_{W,150}$		
0	36	40,6 (39,1)	-	33,4 (34,8)	2,4
1	28	35,8 (36,3)	-	32,7 (32,3)	2,9
2	29	32,9 (34,9)	-	32,8 (31,1)	2,6
3	28	34,3 (33,8)	35,3	- (30,5)	-
4	28	37,6 (37,6)	38,8	- (33,5)	2,8
5	28	36,0 (35,5)	37,2	30,5 (31,3)	2,6
6	28	37,5 (37,5)	38,6	- (33,4)	2,2
7	28	41,0 (41,0)	42,2	- (36,5)	2,6
8	29	38,5 (38,5)	-	- (34,3)	-
9	31	35,9 (37,9)	-	35,4 (33,7)	2,6
10	31	39,2 (39,6)	-	35,6 (35,2)	2,6
11	28	40,2 (40,0)	41,3	35,3 (35,5)	-
12	28	41,8 (39,9)	43,0	32,3 (34,8)	2,6
13	25	37,9 (38,3)	39,3	34,4 (34,1)	2,6
14	28	36,4 (36,4)	36,9	32,4 (32,4)	2,7

Tabelle 2: Festigkeitswerte der Betonvergleichsproben

E-Modul mit $E_B = 27900 \text{ N/mm}^2$ an den Proben der Betonmischung zu Versuch Nr. 5 ermittelt
 Klammerwerte - 'regulierte' Festigkeiten nach Abschnitt 3.4

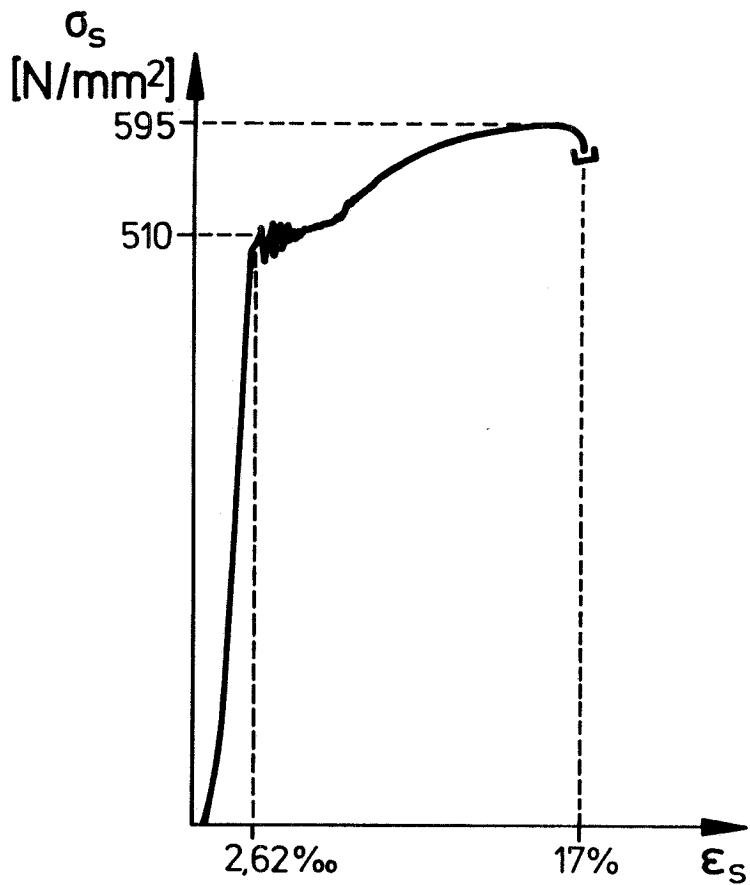


Bild 31: Spannungs-Dehnungs-Kennlinie der
Stahlproben BST 420/500 RTS, \varnothing 10
Mittelwerte aus drei Proben

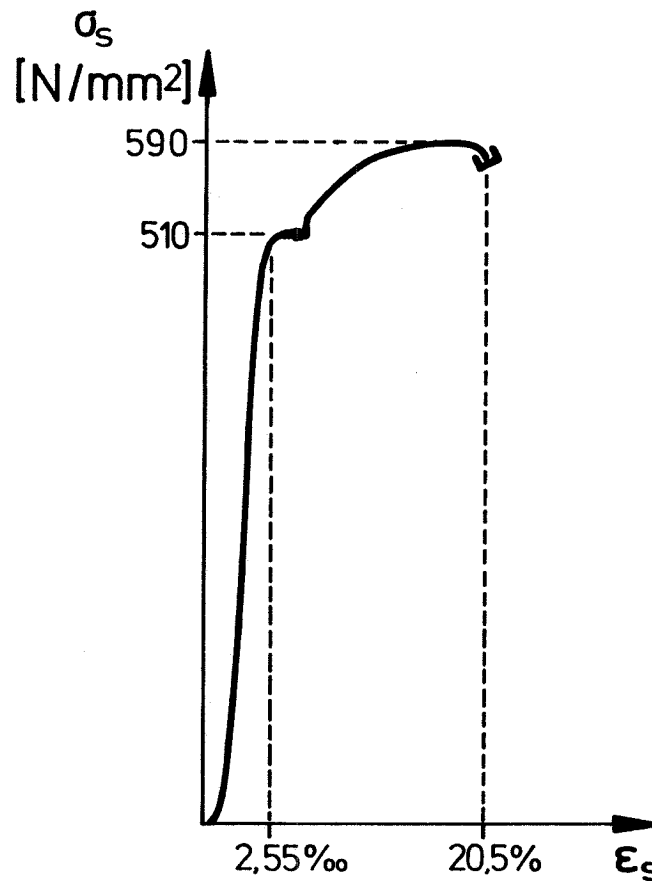


Bild 32: Spannungs-Dehnungs-Kennlinie der
Stahlproben BST 420/500 RTS, \varnothing 20
Mittelwerte aus drei Proben

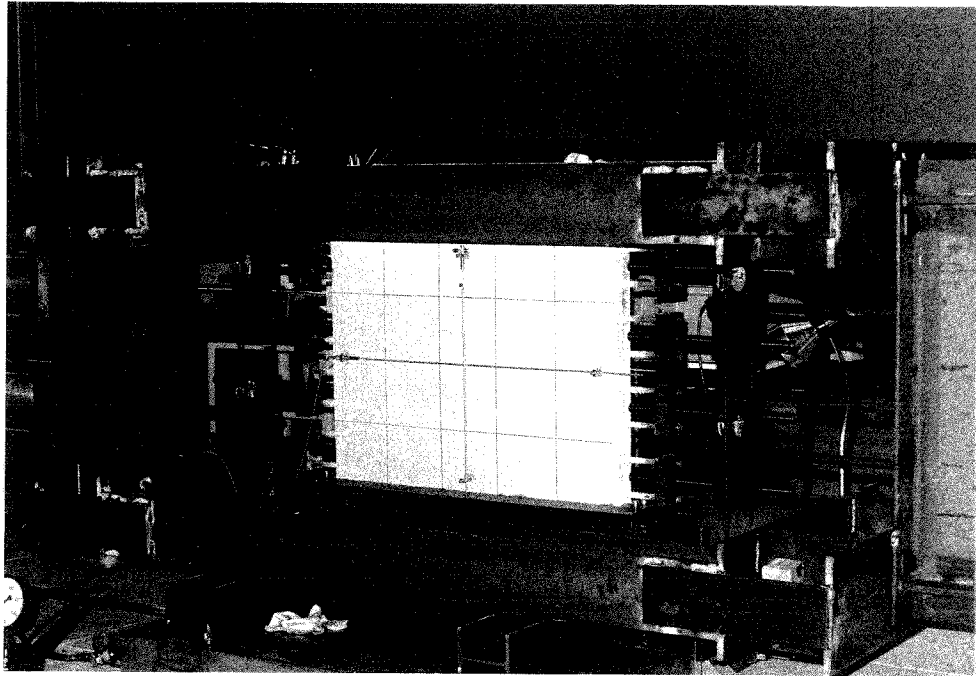


Bild 33: Prüfkörper vor einaxialer Zugbelastung

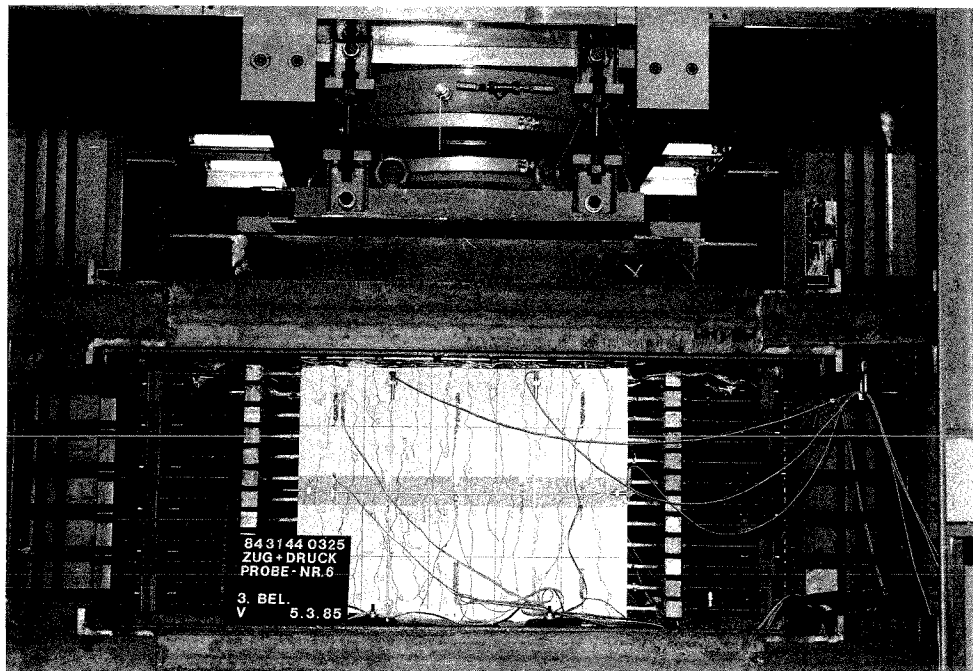


Bild 34: Prüfkörper unter Zugbelastung vor der Druckfestigkeitsprüfung

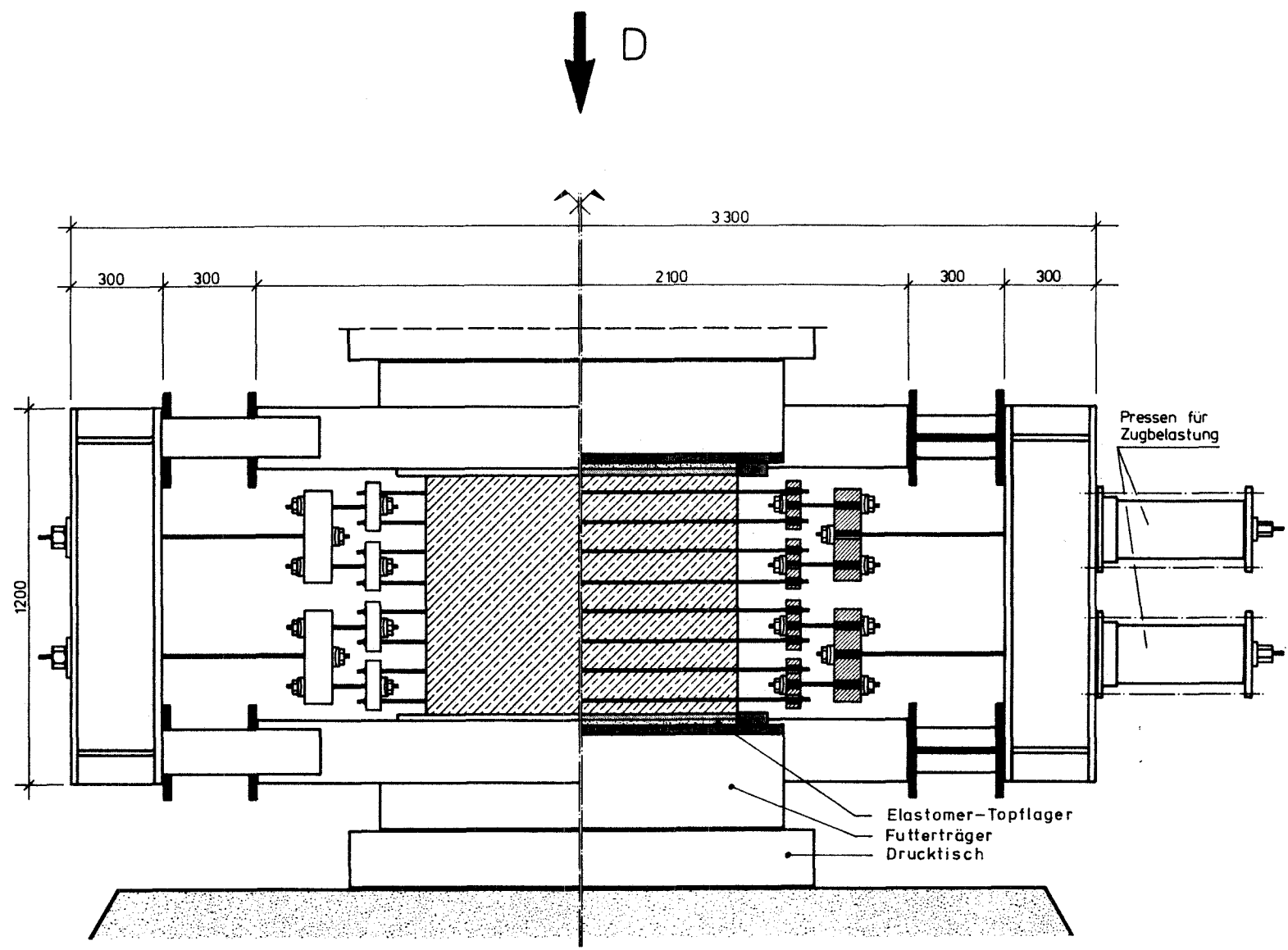


Bild 35: Ansicht/Schnitt des Probenkörpers in der Prüfmaschine

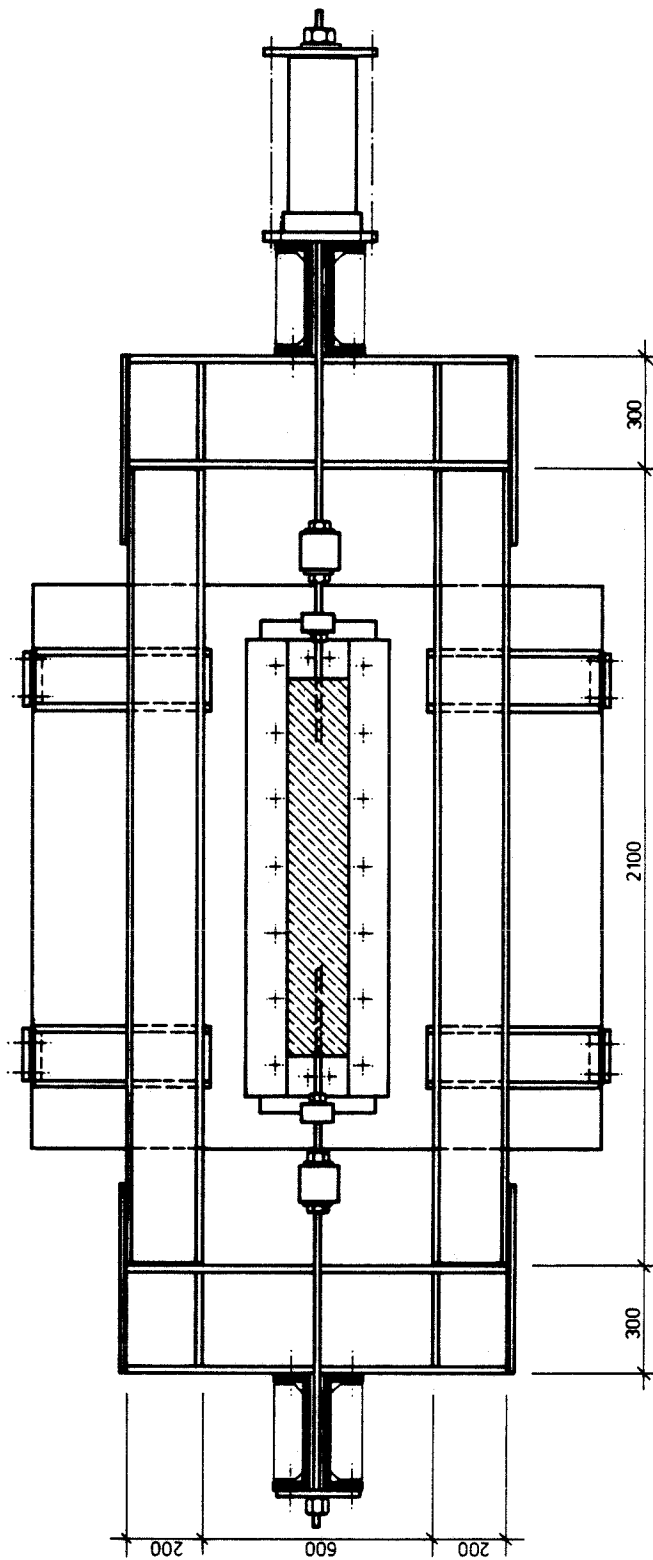


Bild 36: Draufsicht - Prüfkörper im Zugbelastungsrahmen

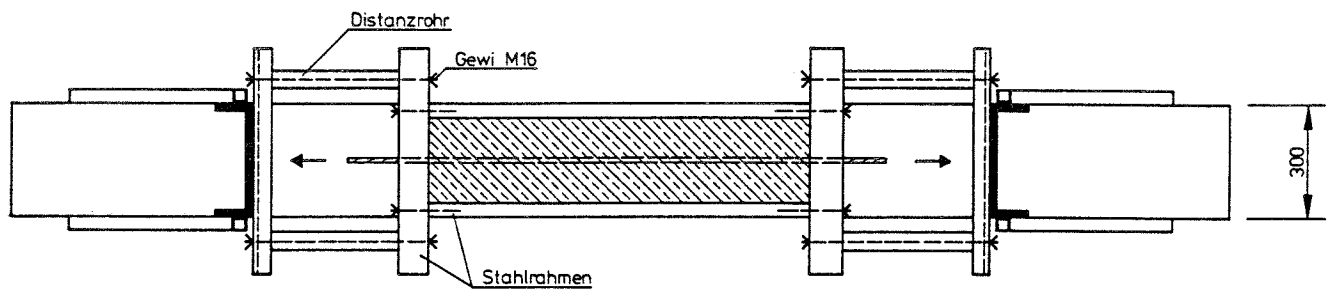
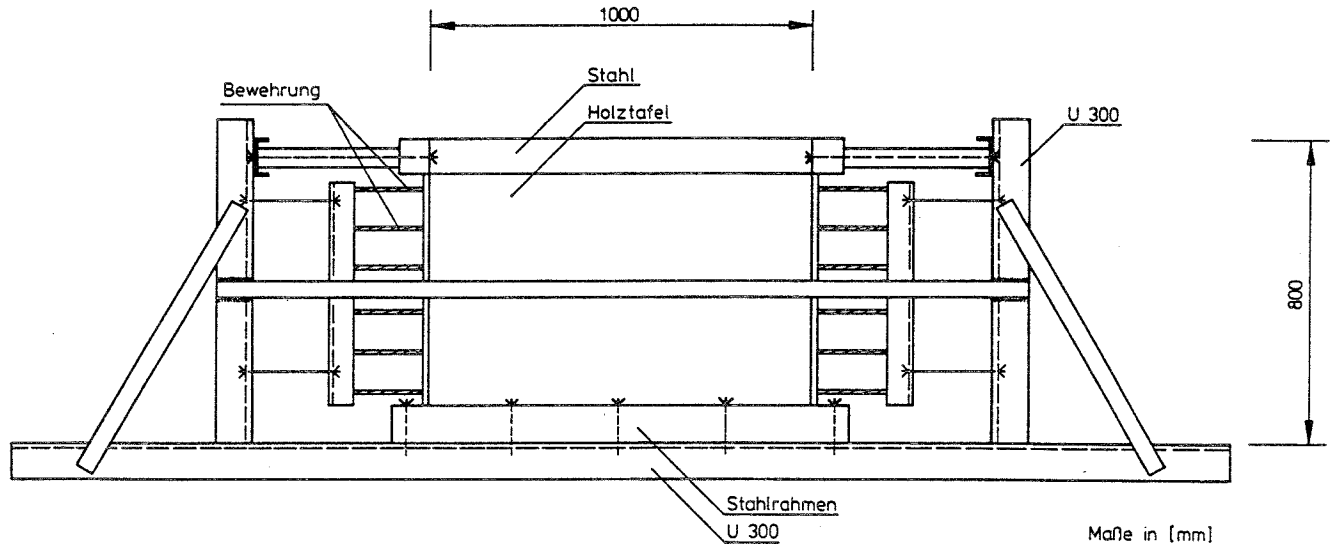


Bild 37: Schalung für Testkörper

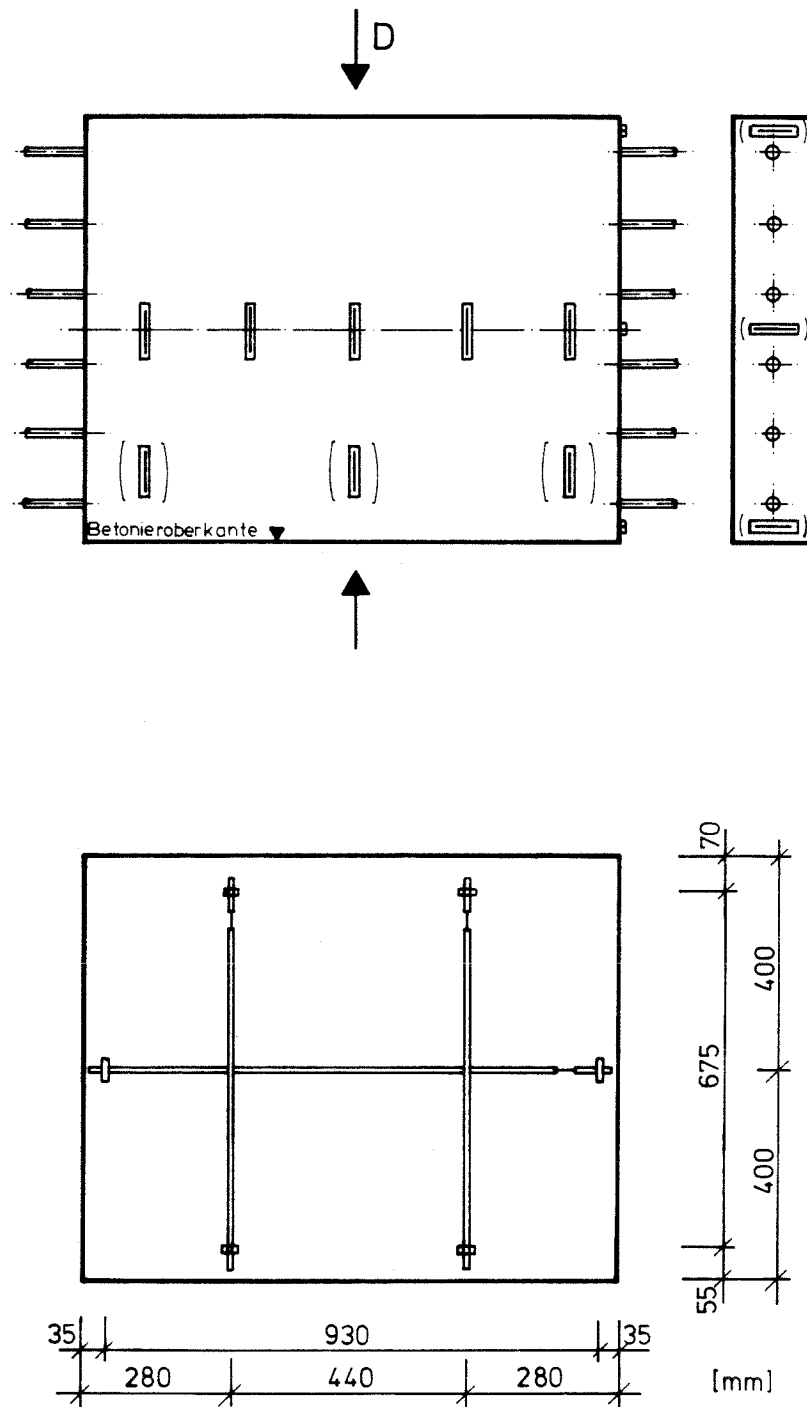


Bild 38: Anordnung von Meßaufnehmern (beidseitig)

a) Dehnmeßstreifen $l_{\text{Mess}} = 60 \text{ mm}$

b) Induktive Wegaufnehmer

- vertikal $l_{\text{Mess}} = 675 \text{ mm}$

- horizontal $l_{\text{Mess}} = 930 \text{ mm}$

Gruppe	Probe Nr.:	Dicke D [mm]	Bewehrung	Bewehrungsgrad [%]	Beanspruchung	Bruchspannung σ_u N/mm ²	$\alpha = \frac{\sigma_u}{\beta_{w,200}}$	$\beta = \frac{\sigma_u}{\beta_c}$	$\delta = \frac{\sigma_{RiB,1}}{\beta_{SZ}}$	mittlere gemessene RiBabstände [cm] RiBbreiten [mm]	
I	1	160	-	-	Druck	-22,0	0,61 (0,61)	0,67 (0,68)	-	-	-
	8	160	-	-	Druck	-24,5	0,64 (0,64)	- (0,71)	-	-	-
II	2	160	6Ø20	1,5	Druck	-22,0	0,67 (0,63)	0,67 (0,71)	-	-	-
	3	160	6Ø20	1,5	Druck	-19,0	0,55 (0,56)	- (0,62)	-	-	-
	10	160	6Ø20	1,5	Druck	-26,5	0,68 (0,67)	0,74 (0,75)	-	-	-
III	4	160	6Ø20	1,5	Zug u. Druck	Zugversagen			0,51	V 31,2 R 33,4	≤ 0,8
	5	160	6Ø20	1,5	Zug u. Druck	-18,5	0,52 (0,52)	0,61 (0,59)	0,69	V 23,7 R 27,8	≤ 1,0
	9	160	6Ø20	1,5	Zug u. Druck	-22,0	0,61 (0,58)	0,62 (0,65)	0,55	V 20,8 R 20,0	≤ 0,7
IV	6	160	24Ø10	1,5	Zug u. Druck	-20,0	0,53 (0,53)	- (0,60)	0,98	V 7,7 R 7,4	≤ 0,2
	7	160	24Ø10	1,5	Zug u. Druck	-22,5	0,55 (0,55)	- (0,62)	0,95	V 7,4 R 7,5	≤ 0,2
V	11	100	16Ø10	1,6	Druck	-26,5	0,66 (0,66)	0,75 (0,75)	-	-	-
VI	12	100	16Ø10	1,6	Zug u. Druck	-23,5	0,56 (0,59)	0,73 (0,68)	1,01	V 10,2 R 10,2	≤ 0,2
	13	100	16Ø10	1,6	Zug u. Druck	-26,5	0,59 (0,59)	0,65 (0,66)	1,02	V 10,0 R 10,0	≤ 0,2
VII	14	200	8Ø16	1,0	Zug u. Druck	-21,0	0,58 (0,58)	0,65 (0,65)	0,70	V 27,5 R 33,3	≤ 1,0
VIII	0	80	8Ø16	2,5	Zug u. Druck	-20,0	0,49 (0,51)	0,60 (0,57)	0,62	V 8,9 R 9,6	≤ 0,2

Tabelle 3: Bruchkenngrößen

- σ_u - Bruchspannung infolge Druckbelastung
- $\sigma_{RiB,1}$ - Betonzugspannung bei einsetzender RiBbildung
- V,R - Vorderseite, Rückseite
- $\beta_{w,200}, \beta_c, \beta_{SZ}$ - siehe Anlage 1
- () Klammerwerte - bei Verwendung von $\beta_{w,200}$ und β_c , wie in Abschnitt 3.4 beschrieben

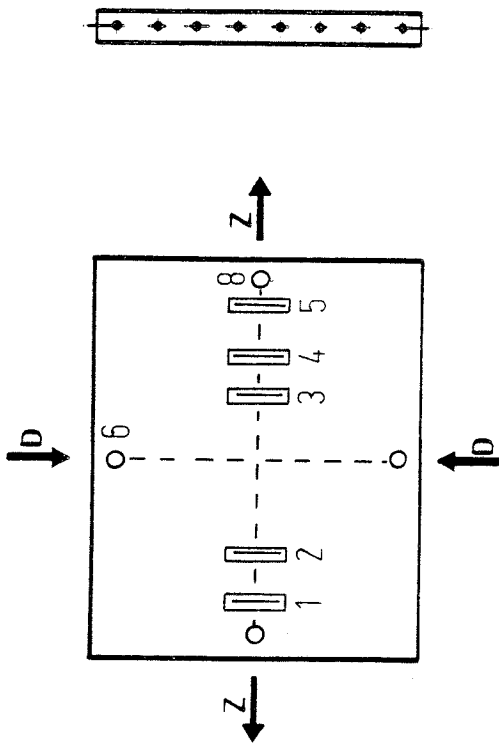
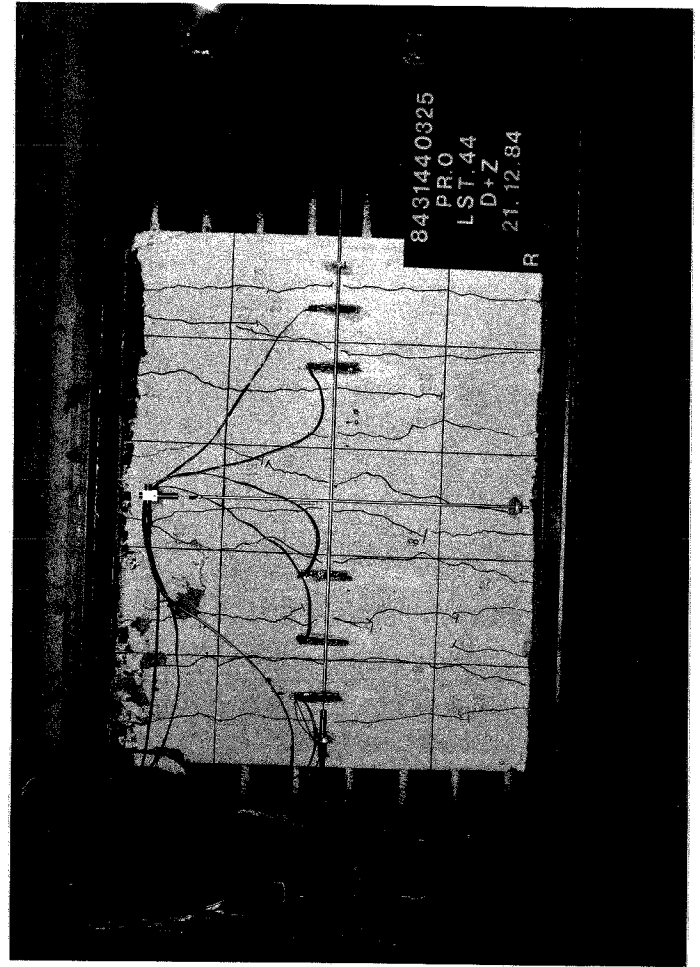
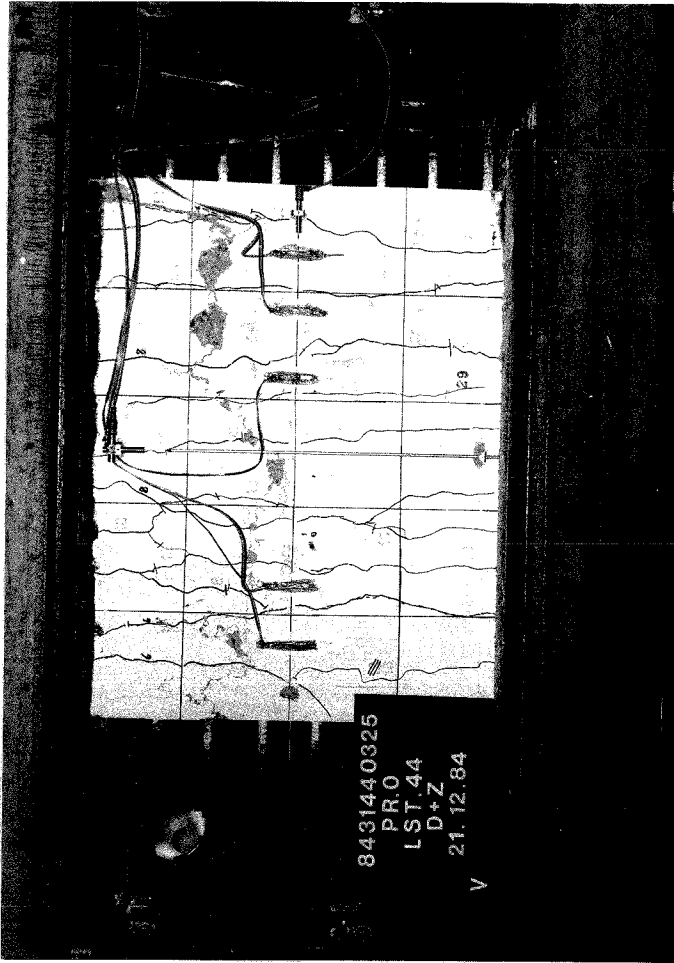


Bild 39: Vorderseite

Probe-Nr. 0

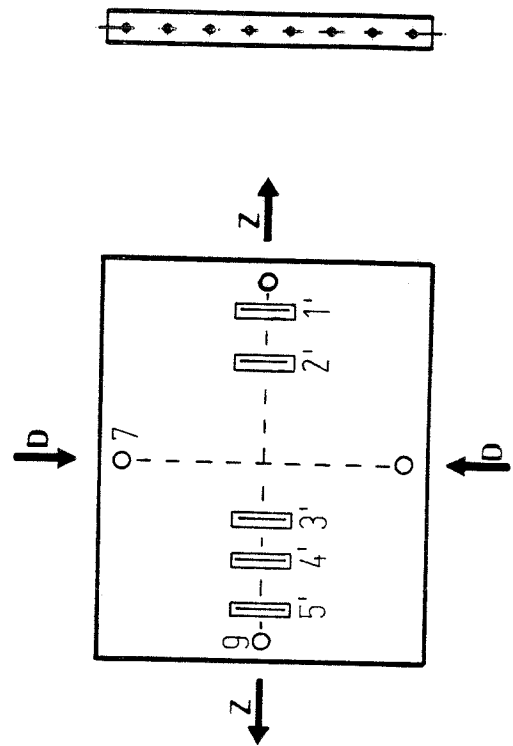


Bild 40: Rückseite

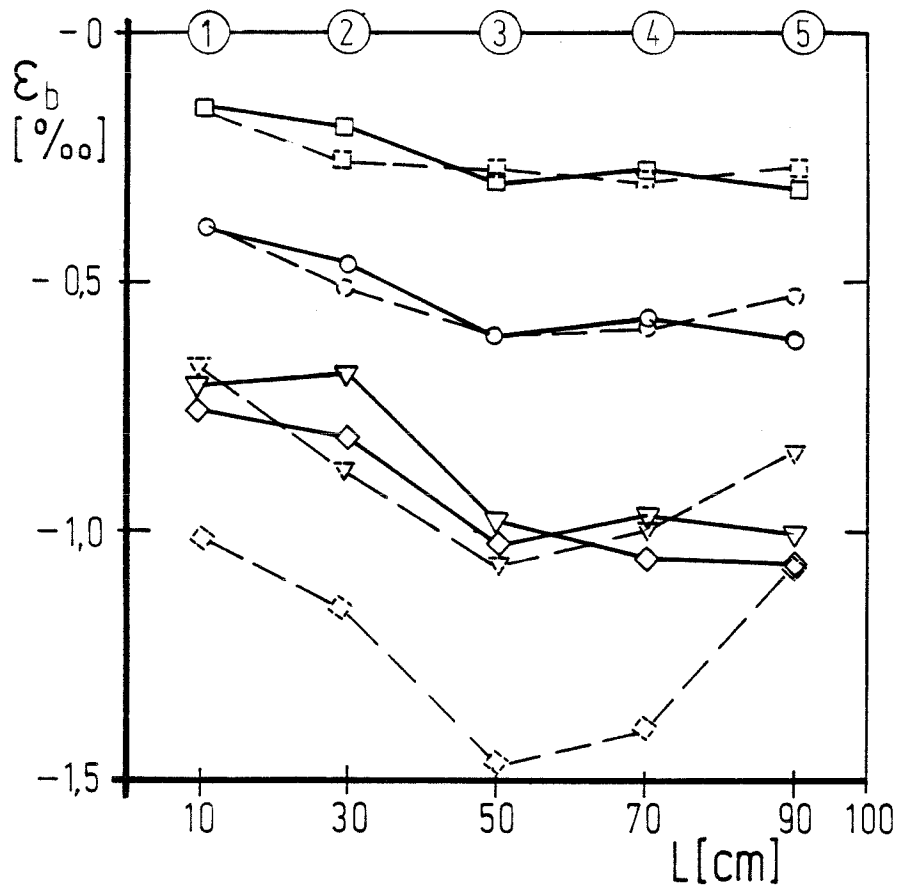
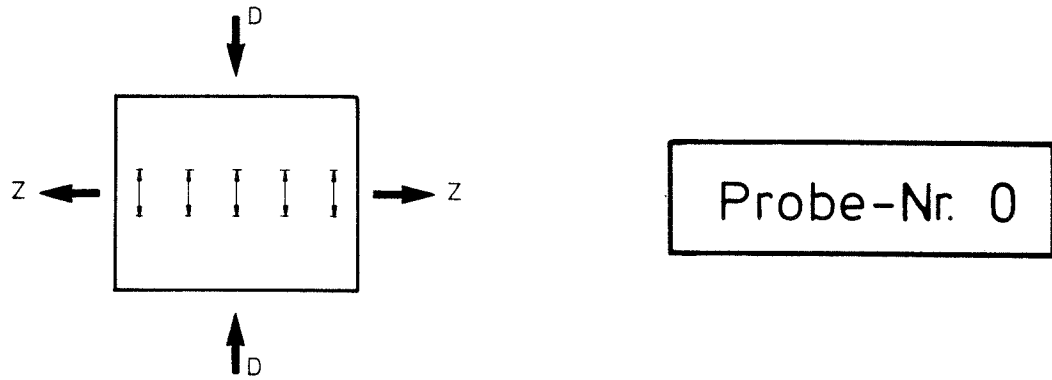


Bild 41: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 400 [KN] $\sigma_b = 5,0$ [N/mm²]
 ○ - 800 $\sigma_b = 10,0$
 △ - 1200/1 $\sigma_b = 15,0$
 ◇ - 1200/2 $\sigma_{b,u} = 15,0$

1 - erste Messung

2 - zweite Messung, $\Delta t = 36$ min

Probe-Nr. 0

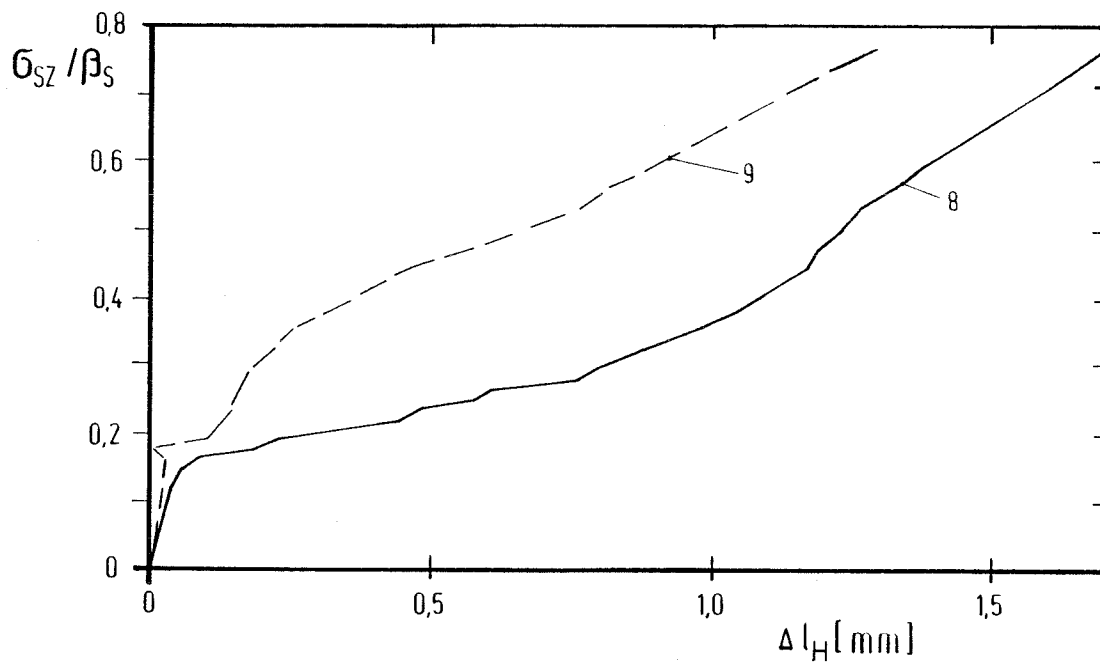
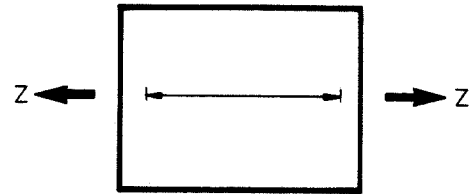
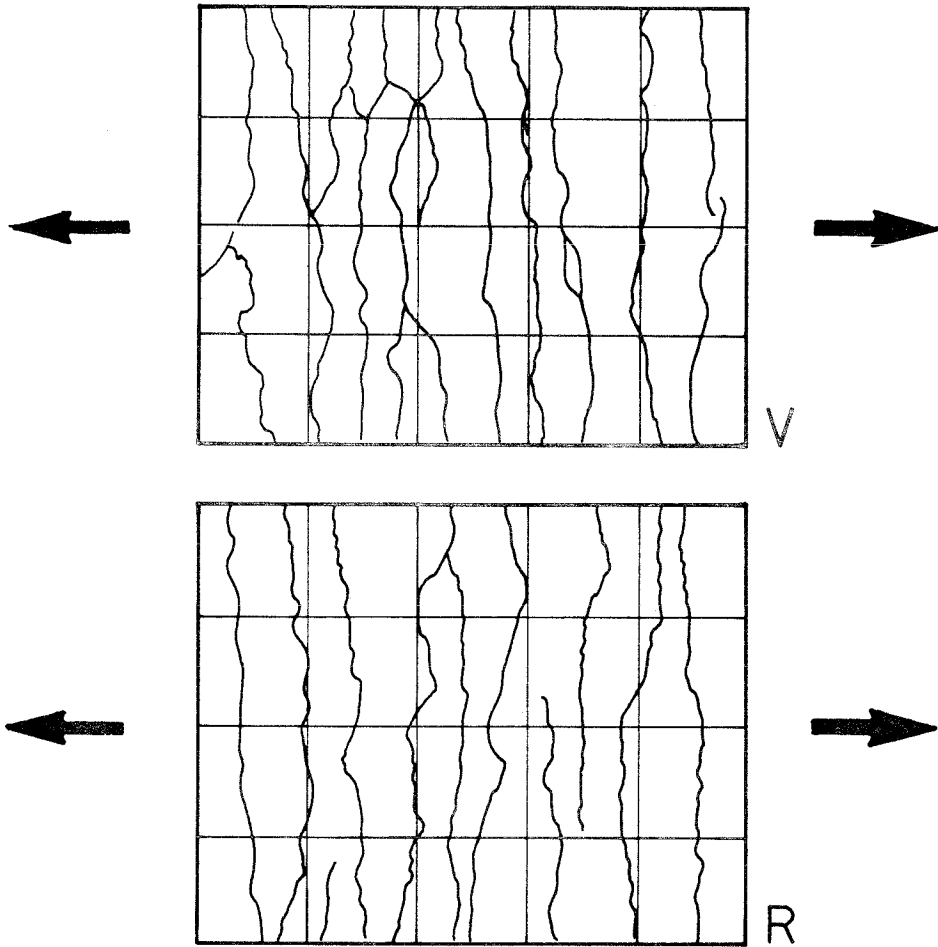


Bild 42: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 0



Probe - Nr. 0	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	8,9	3,2	36,0
Rückseite	9,6	3,5	36,2

Bild 43: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

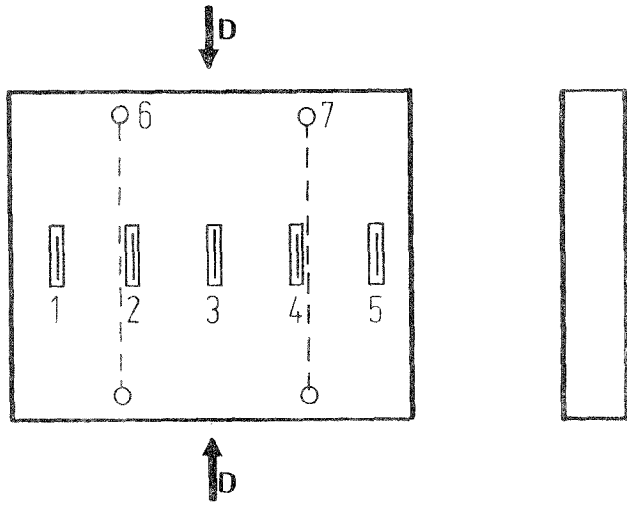


Bild 44: Vorderseite

Probe-Nr. 1

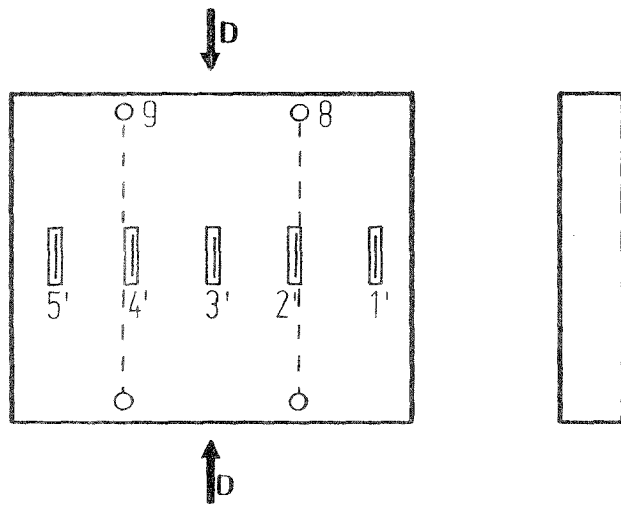
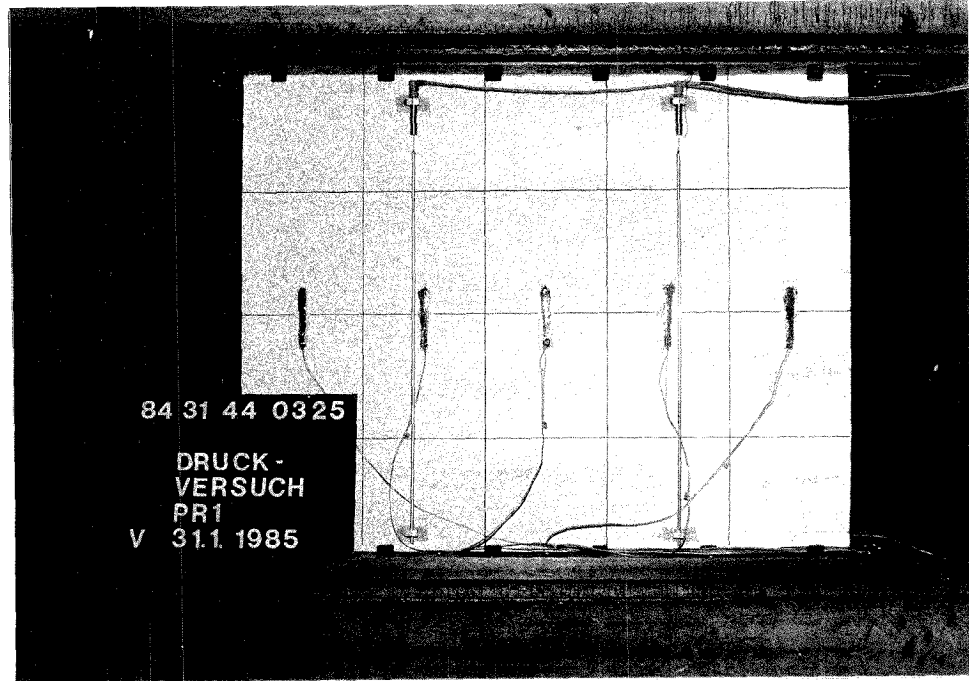
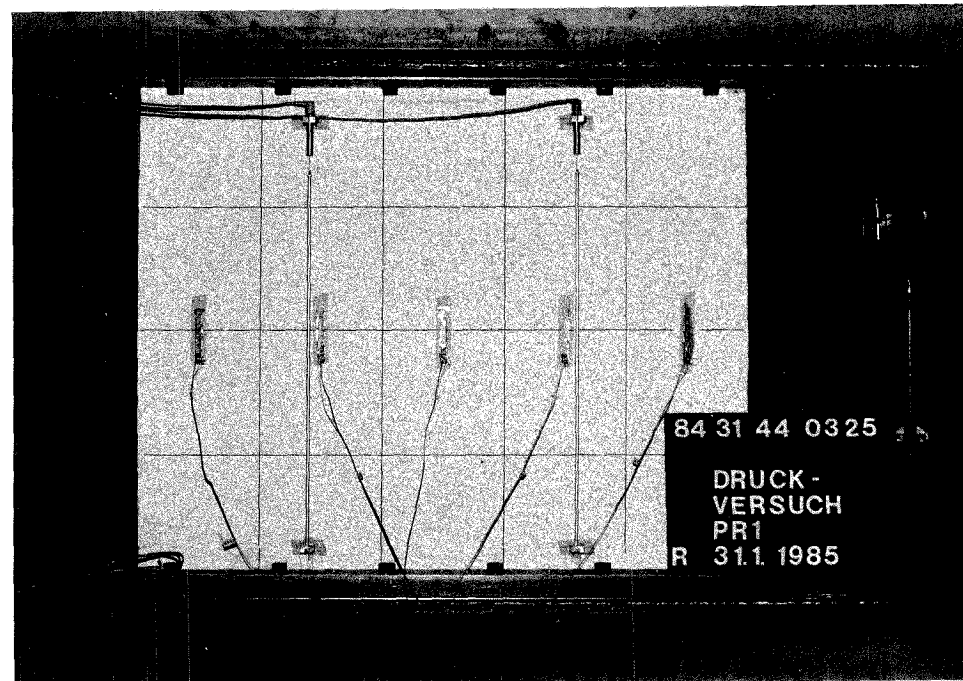
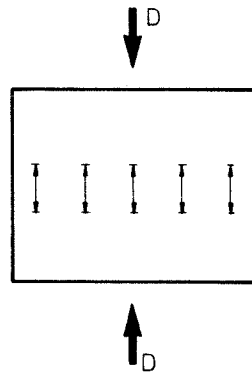


Bild 45: Rückseite





Probe-Nr. 1

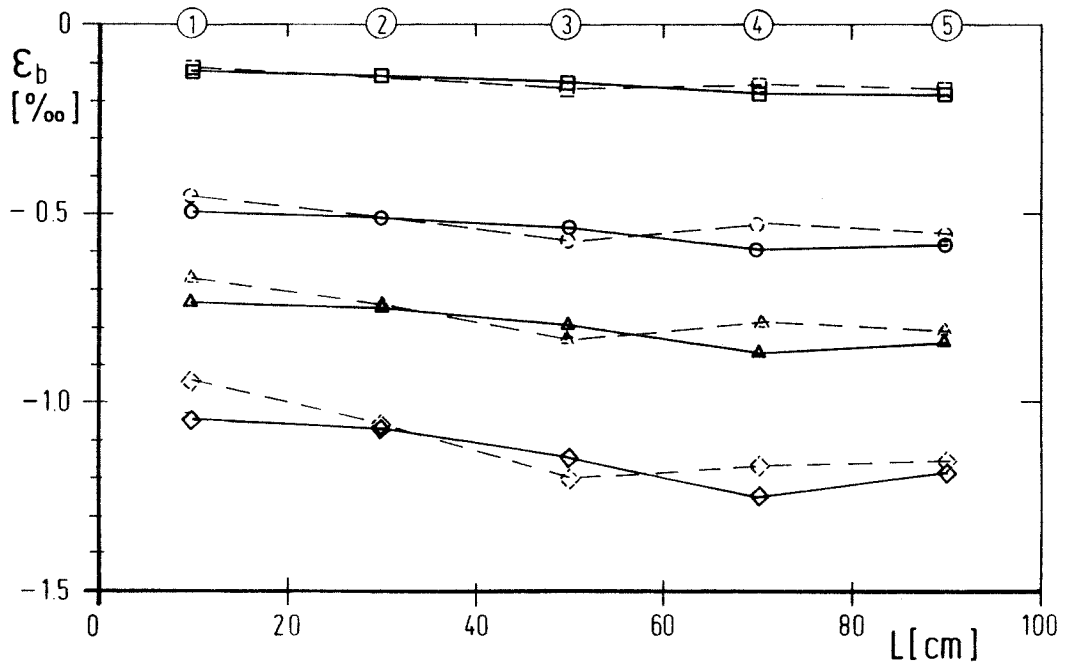


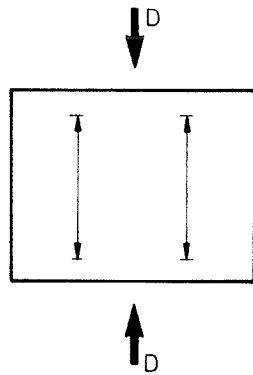
Bild 46: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 640
○ - 1930
△ - 2570
◇ - 3210
F_u - 3520

[kN] σ_b = 4,0 [N/mm²]
σ_b = 12,1
σ_b = 16,1
σ_b = 20,1
σ_{b,u} = 22,0



Probe-Nr. 1

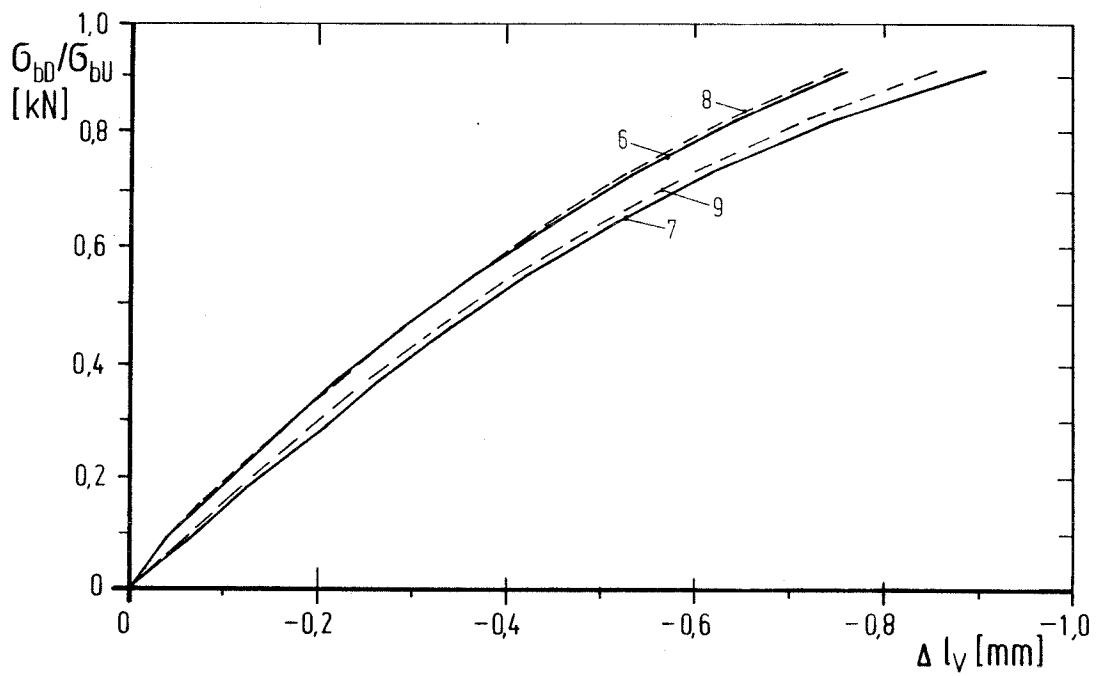
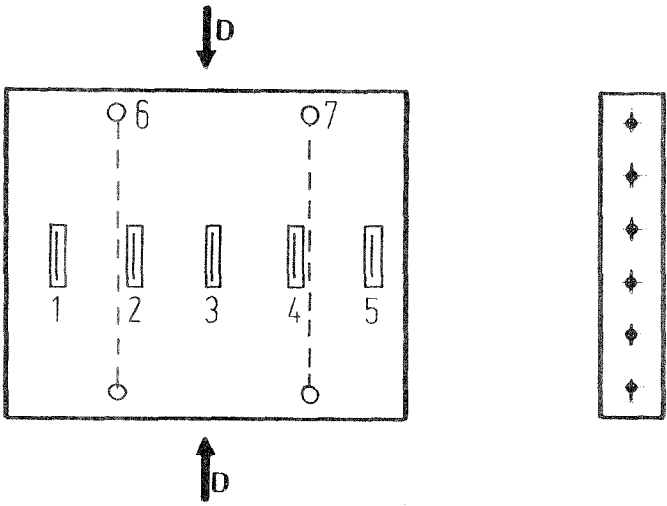
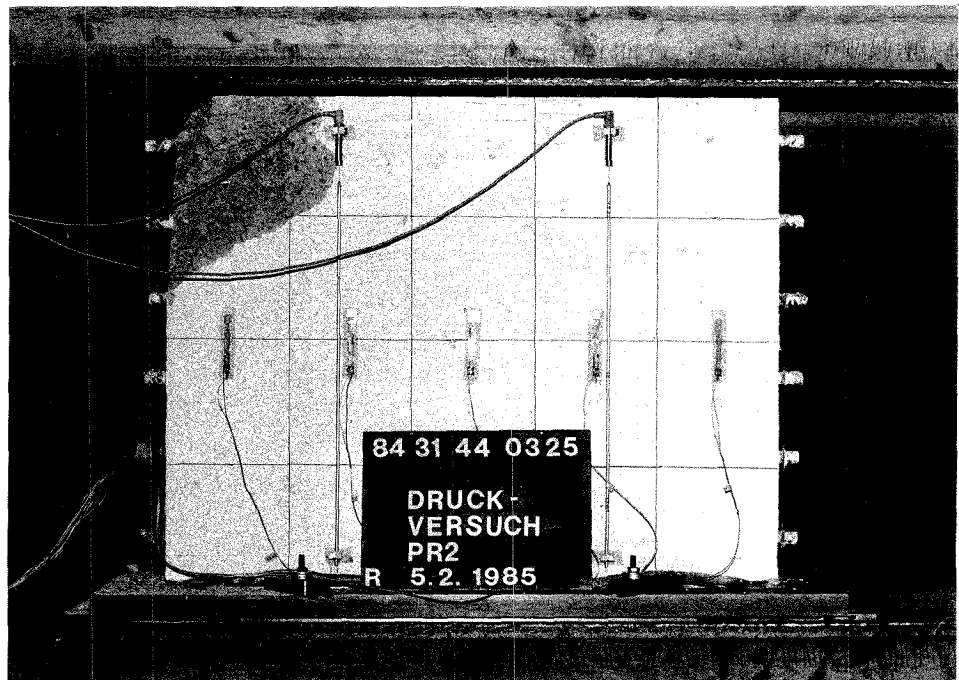
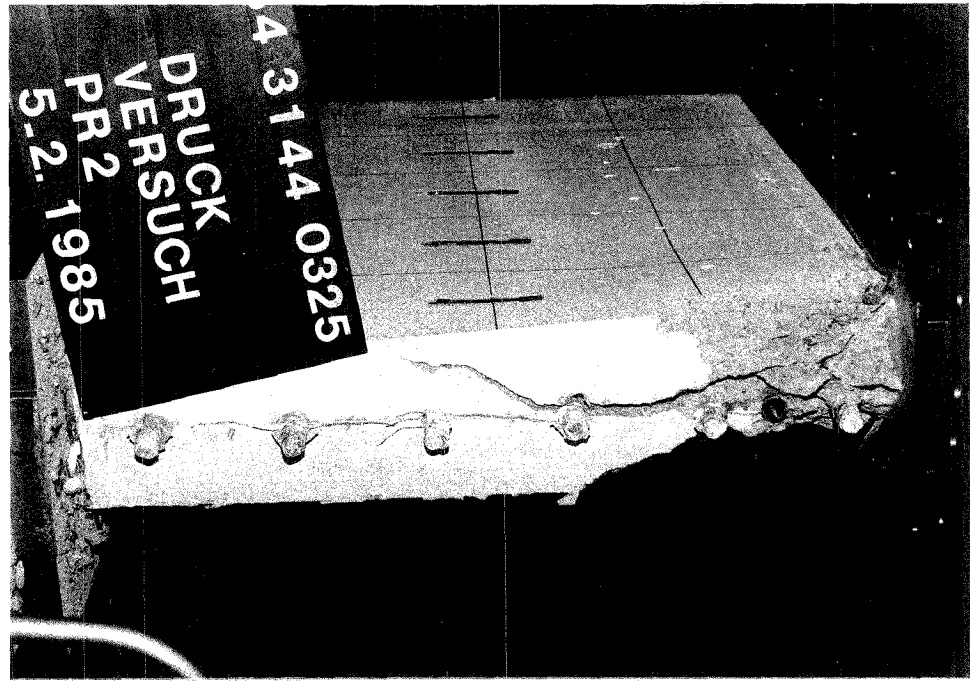


Bild 47: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr. 2

Bild 48: Vorderseite

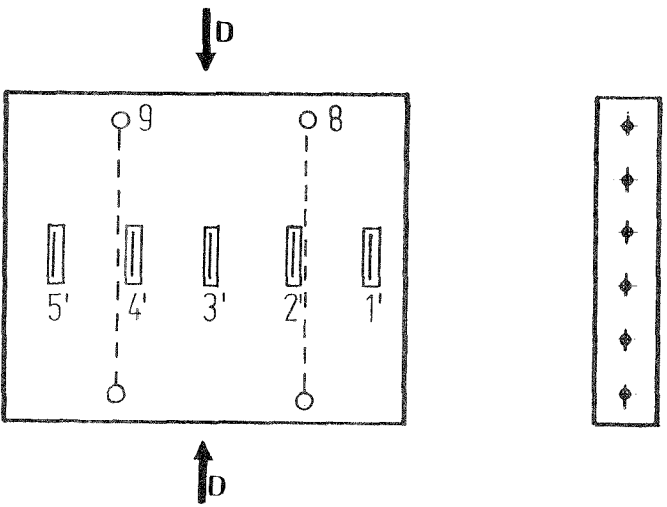
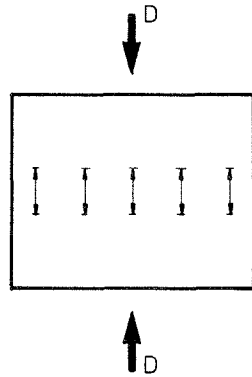


Bild 49: Rückseite



Probe-Nr. 2

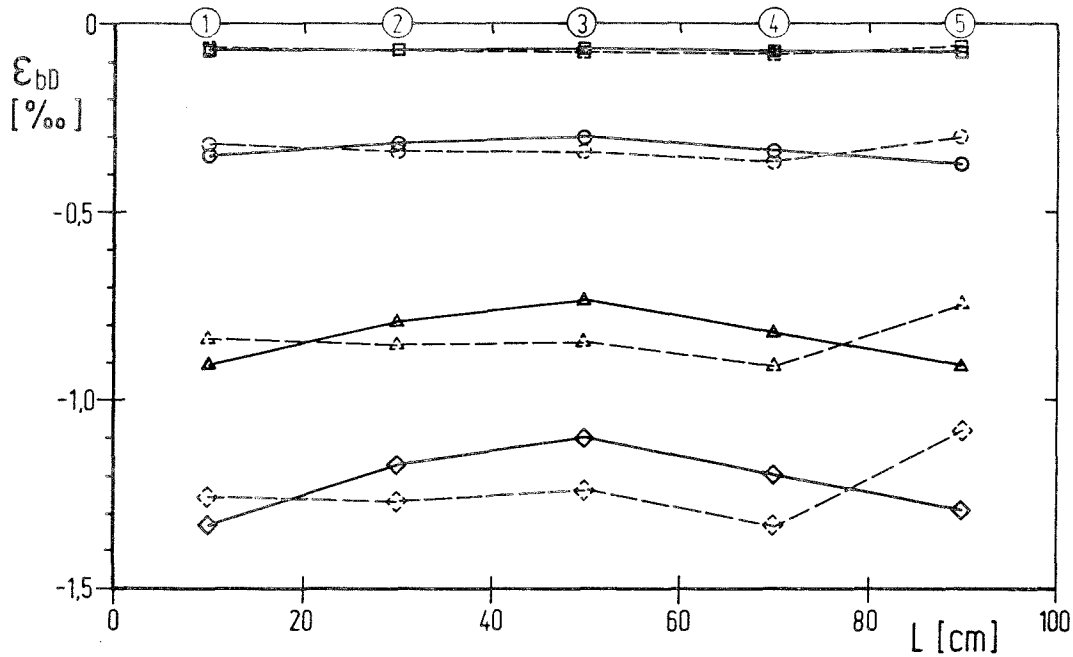
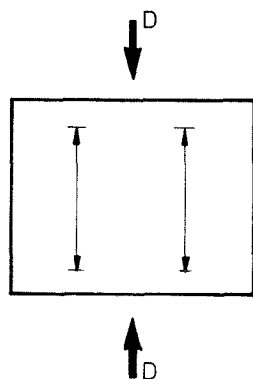


Bild 50: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite
- - - Rückseite

Laststufen: □ - 330 [KN] $\sigma_b = 2,1$ [N/mm²]
 ○ - 1280 $\sigma_b = 8,0$
 △ - 2580 $\sigma_b = 16,1$
 ◇ - 3230 $\sigma_{b,u} = 20,2$



Probe-Nr. 2

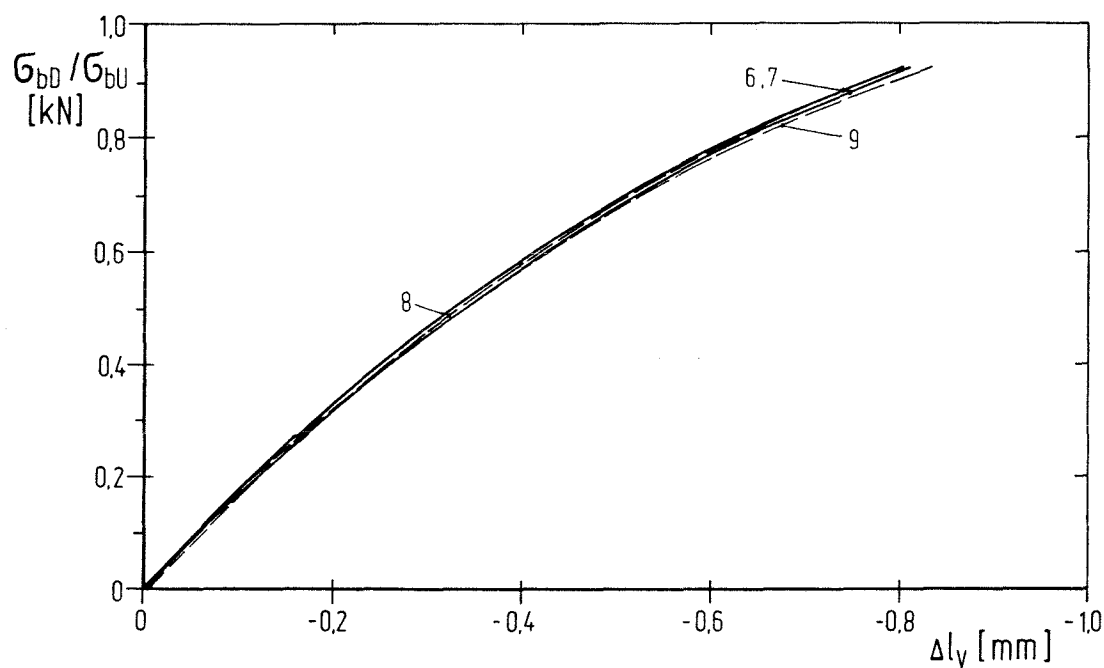


Bild 51: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite

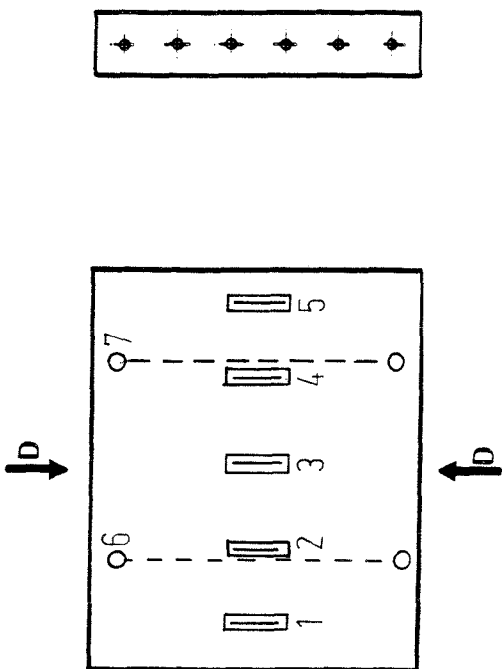
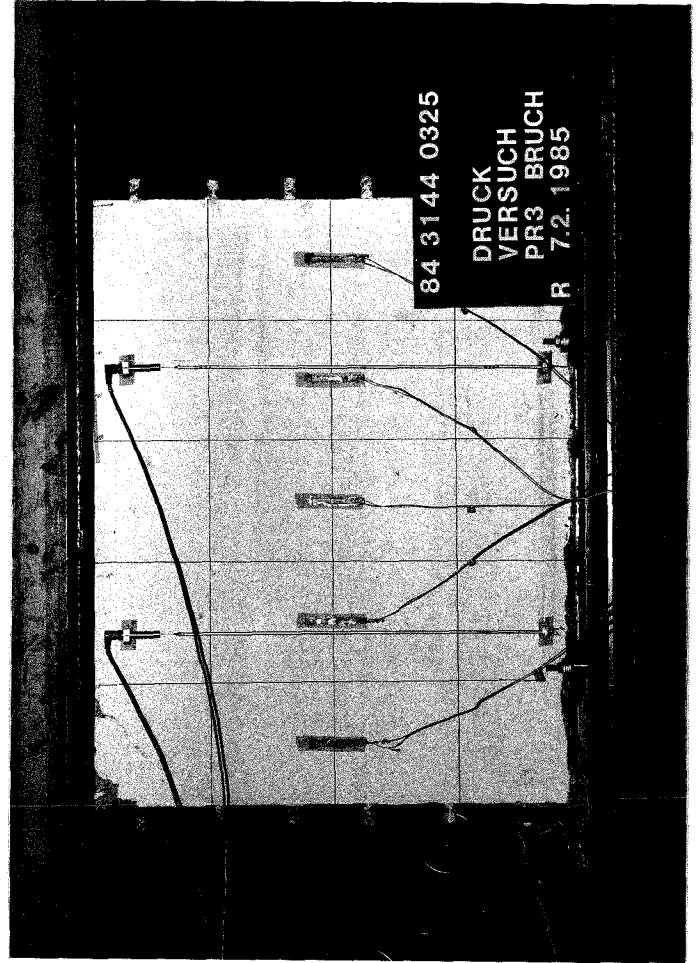
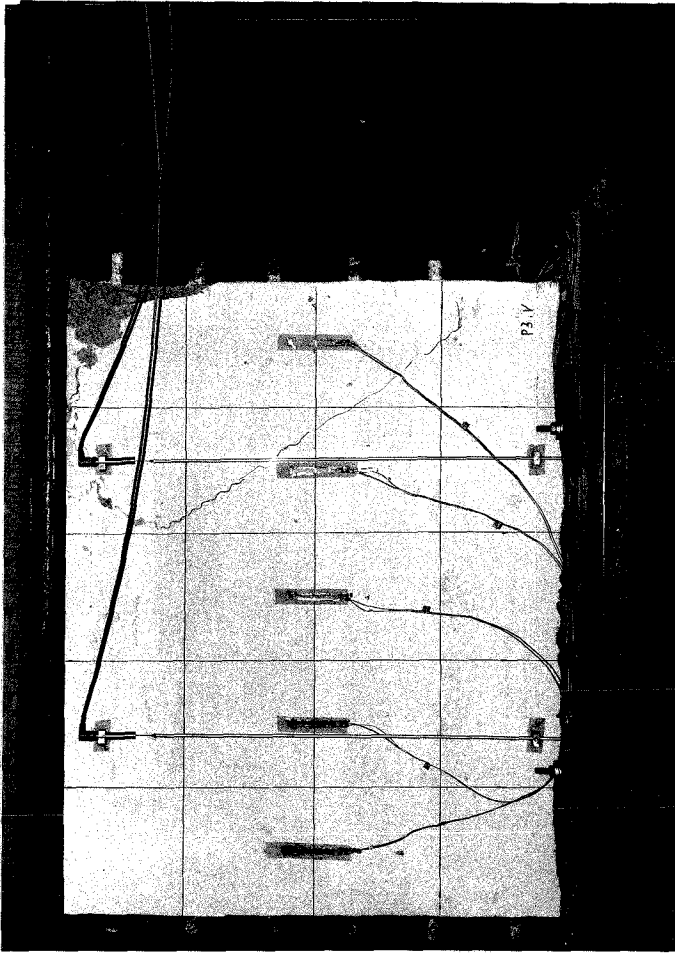


Bild 52: Vorderseite

Probe-Nr. 3

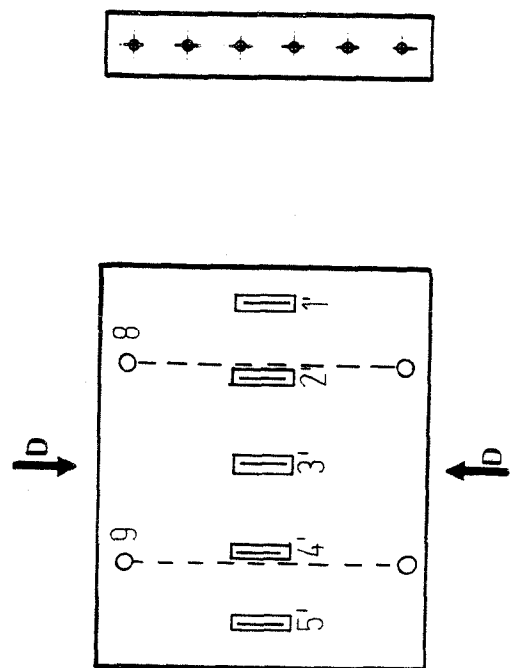
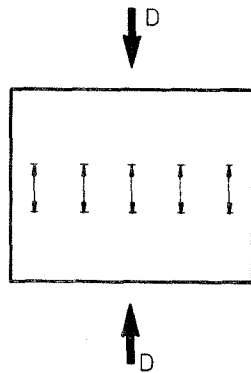


Bild 53: Rückseite



Probe-Nr. 3

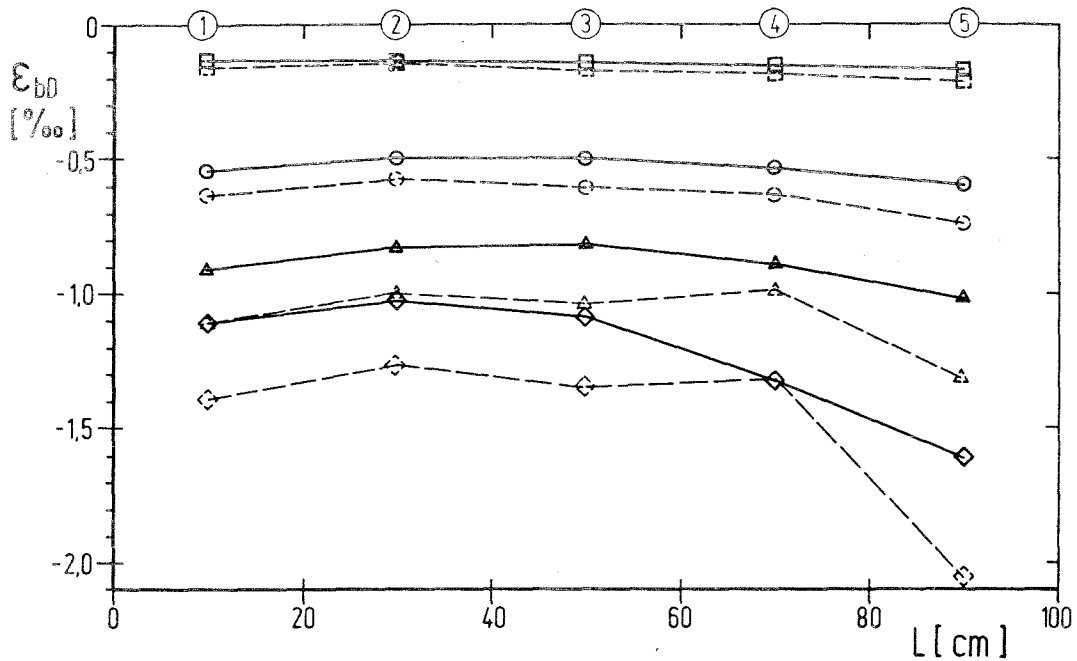
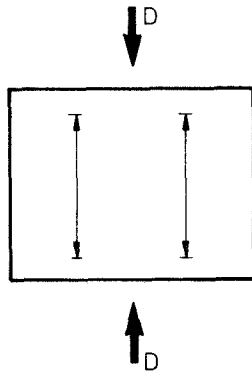


Bild 54: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - - Rückseite

Laststufen: □ - 640 [KN] $\sigma_b = 4,0$ [N/mm²]
 ○ - 1930 $\sigma_b = 12,1$
 △ - 2730 $\sigma_b = 17,1$
 ◇ - 3020 $\sigma_{b,u} = 18,9$



Probe-Nr. 3

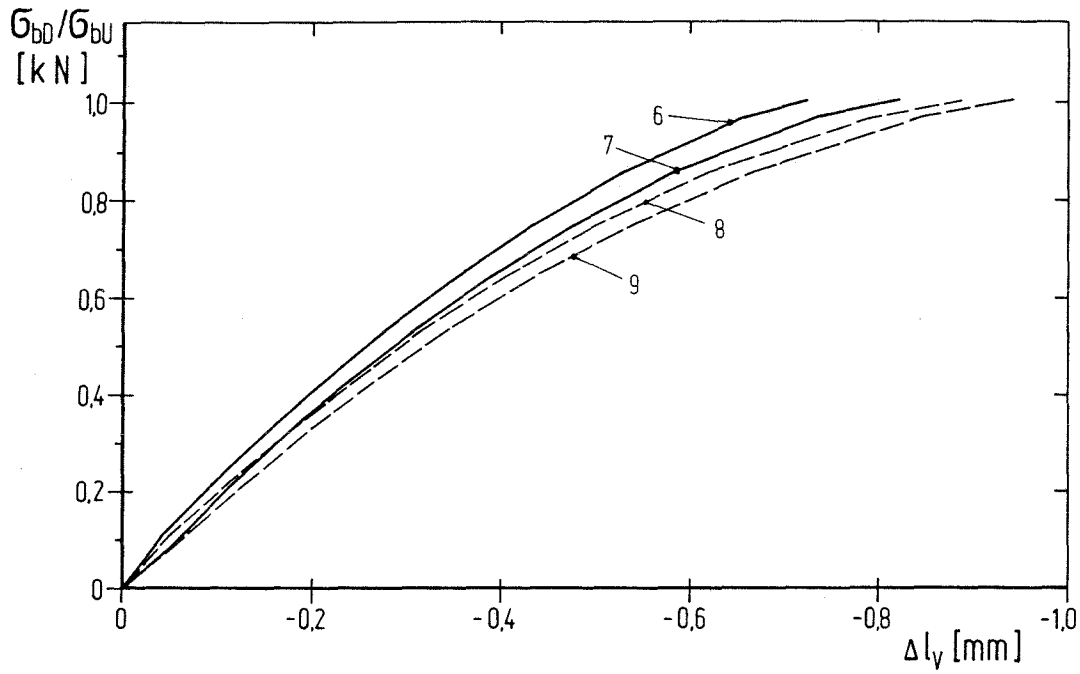


Bild 55: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.
— Vorderseite
- - - Rückseite

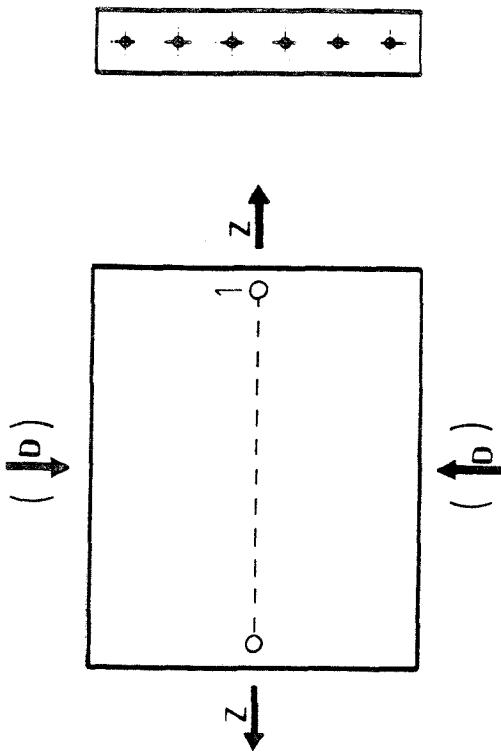
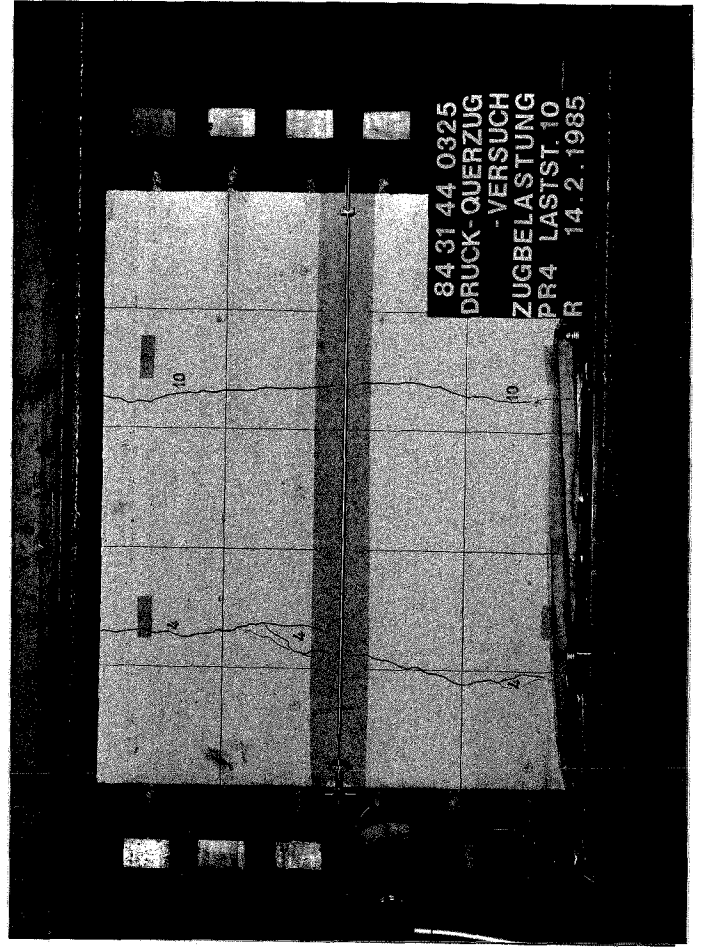
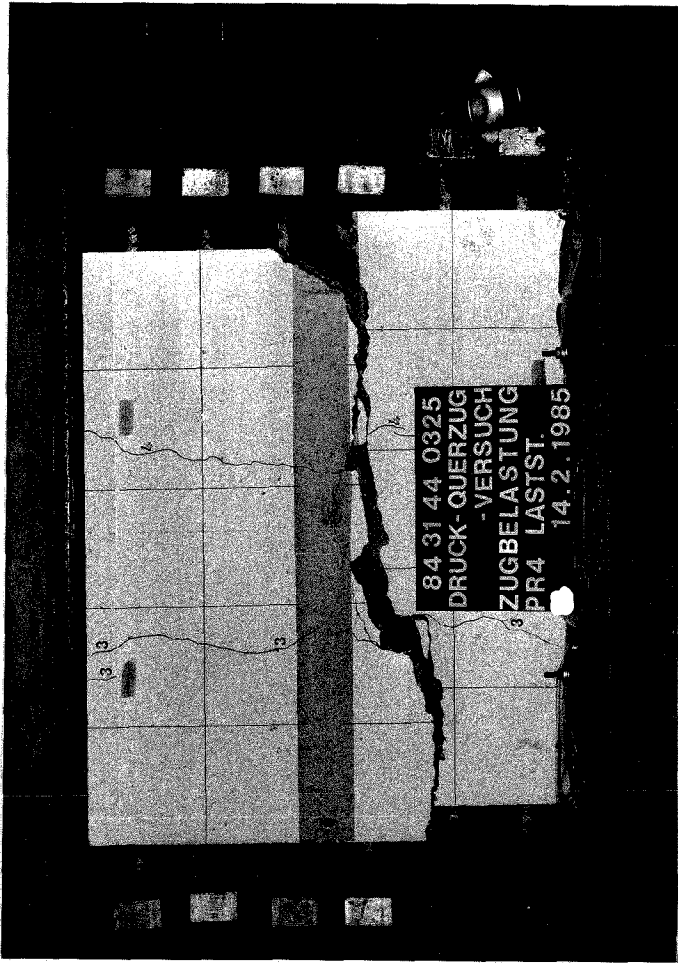


Bild 56: Vorderseite

Probe-Nr. 4

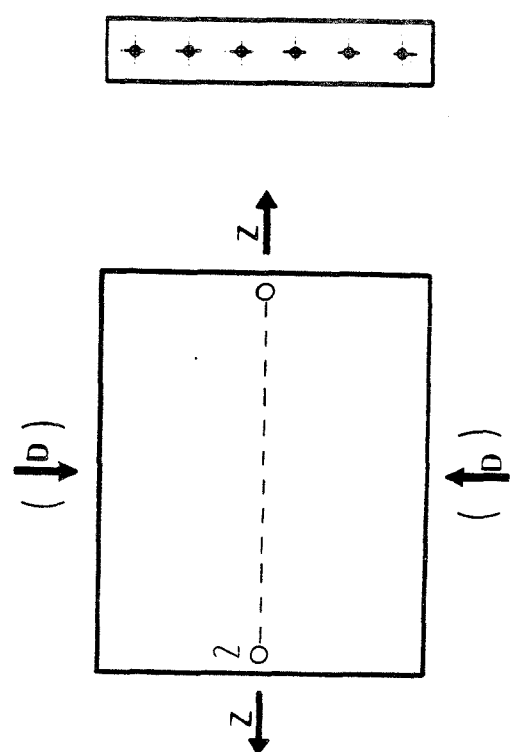
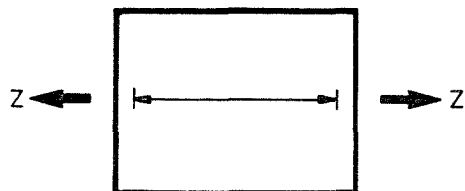


Bild 57: Rückseite



Probe-Nr. 4

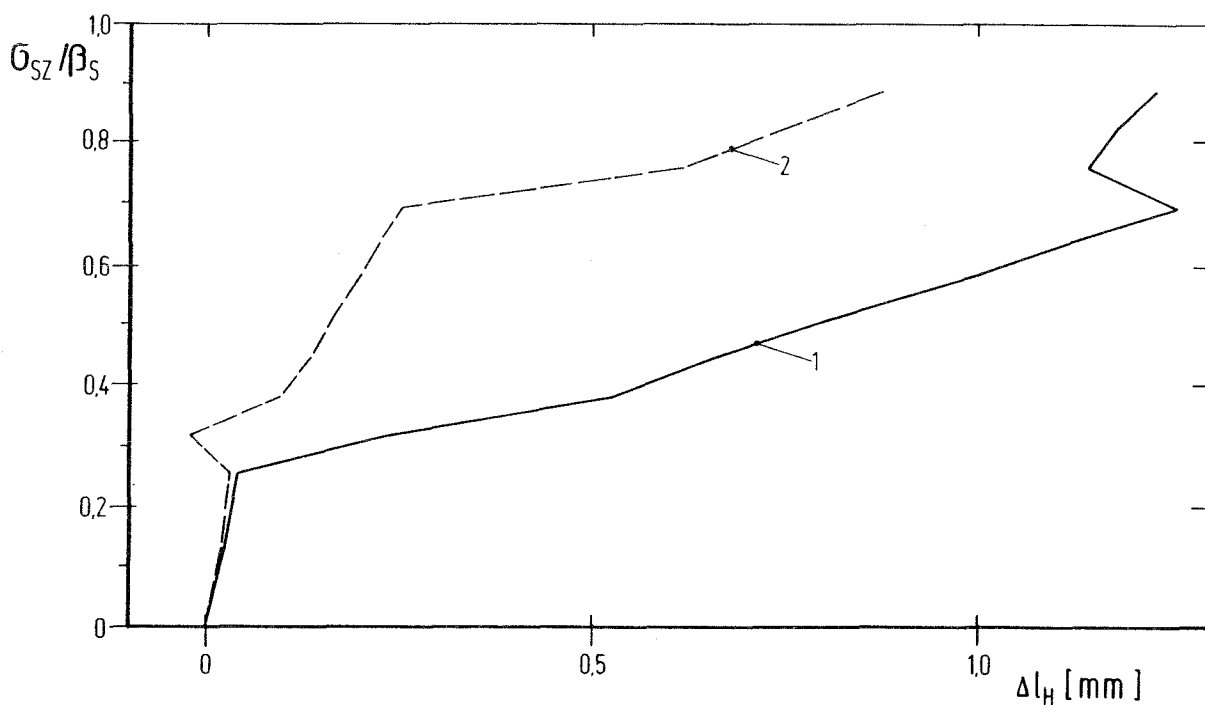
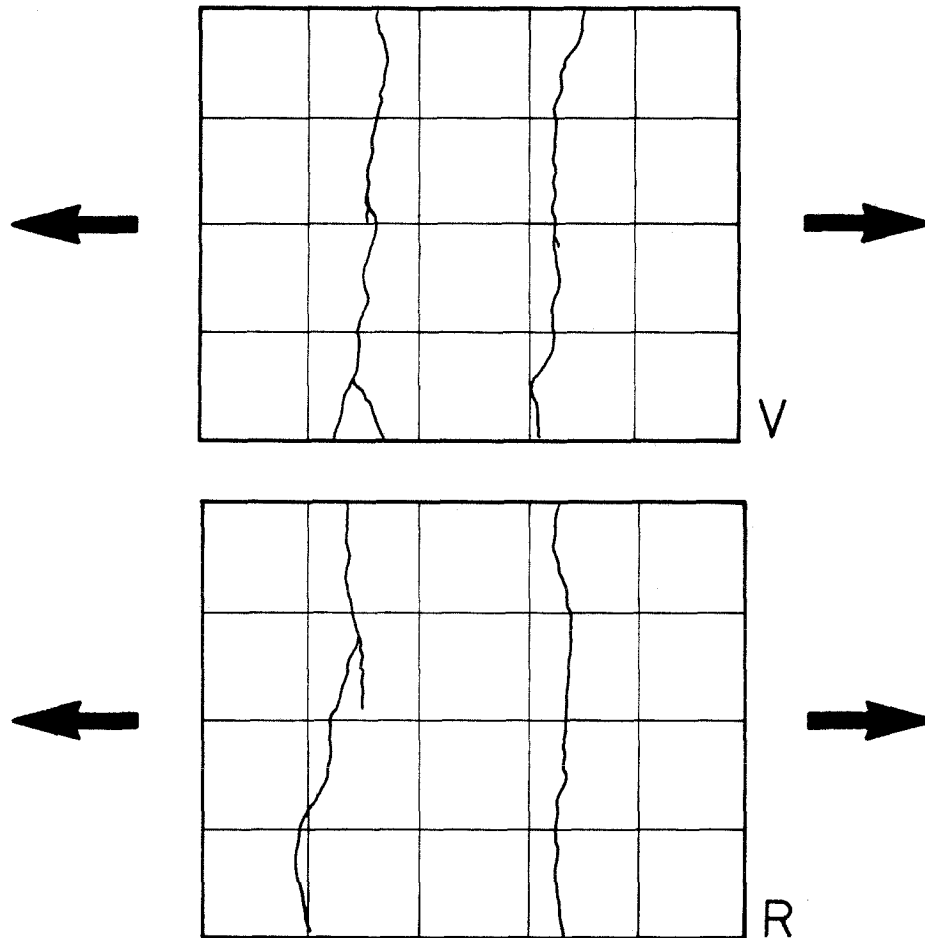


Bild 58: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 4



Probe - Nr. 4	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	31,2	6,9	22,0
Rückseite	33,4	10,4	31,2

Bild 59: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

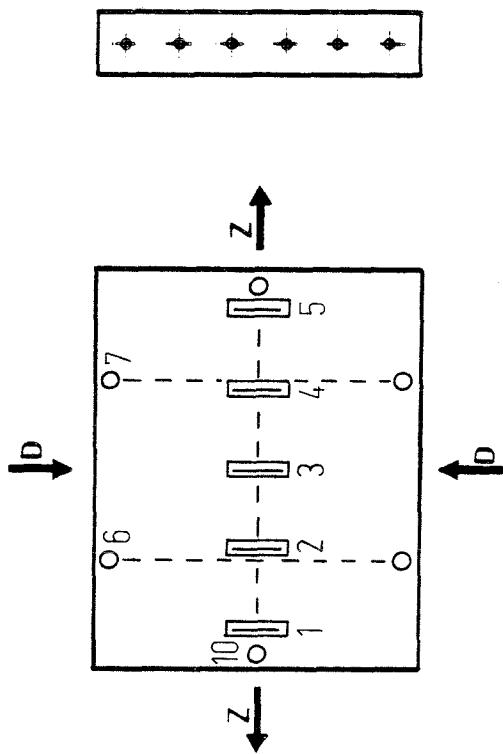
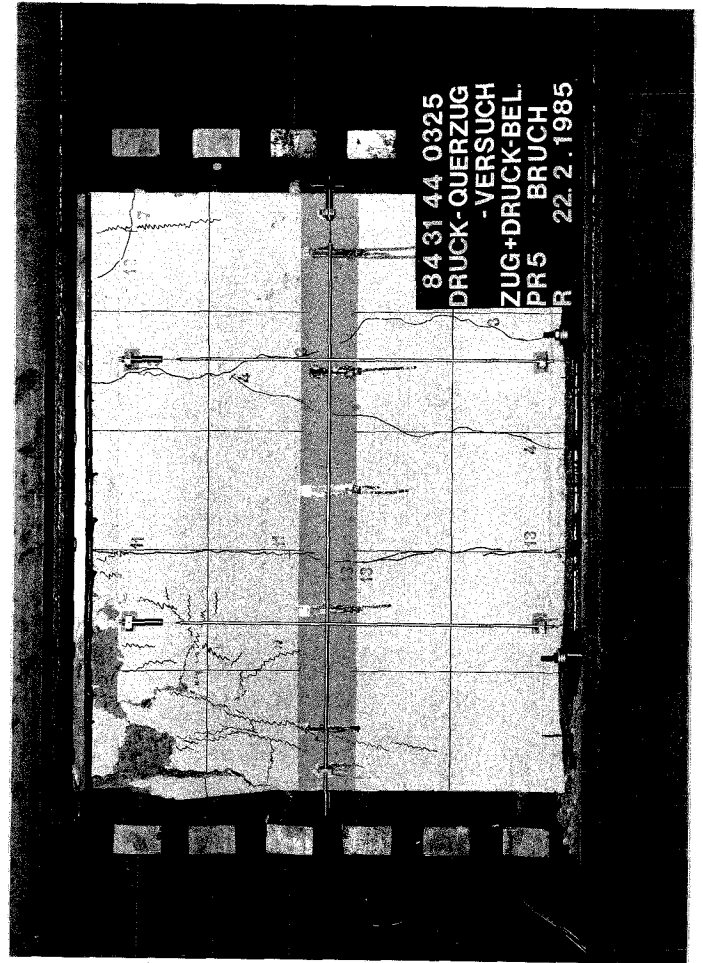
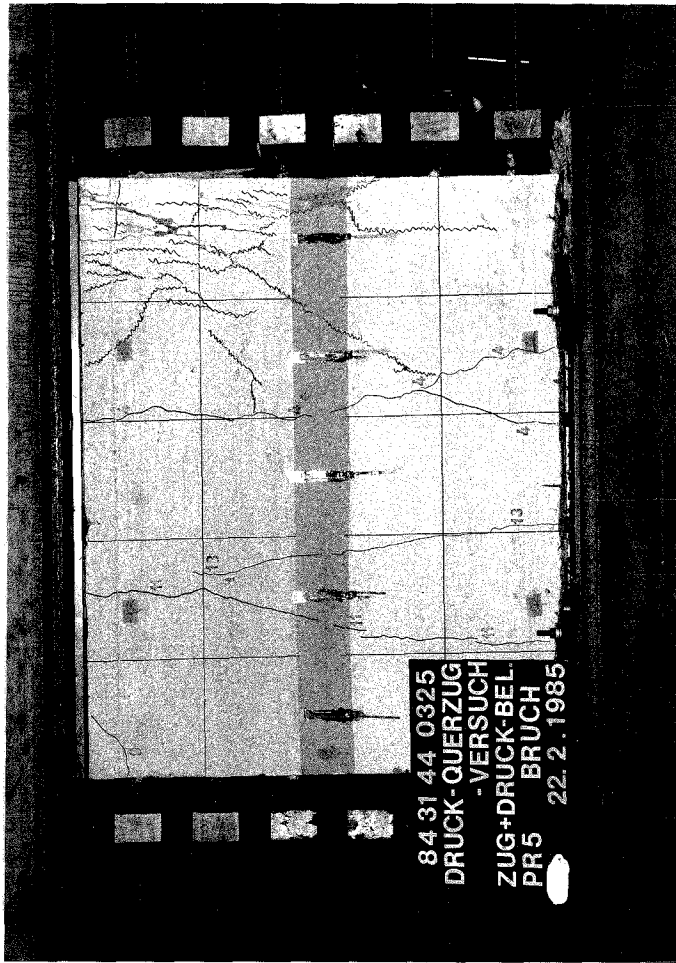


Bild 60: Vorderseite

Probe-Nr. 5

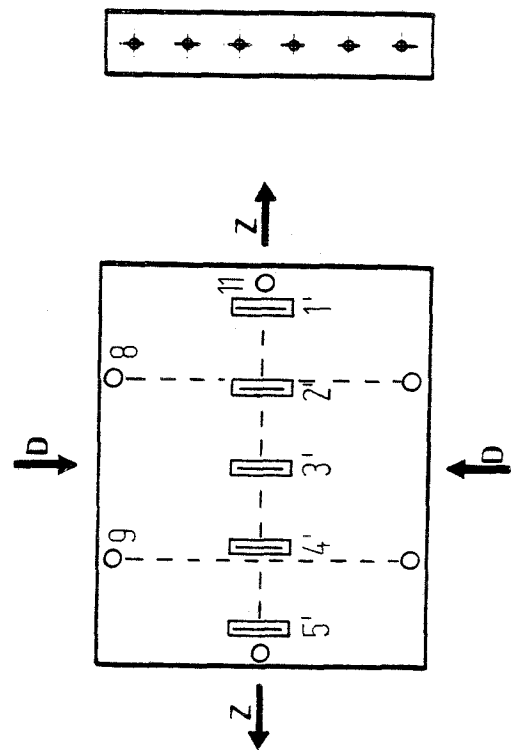
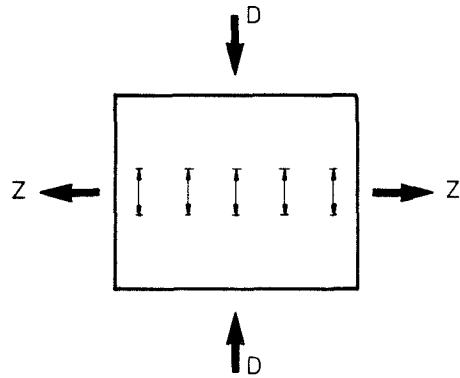


Bild 61: Rückseite



Probe-Nr. 5

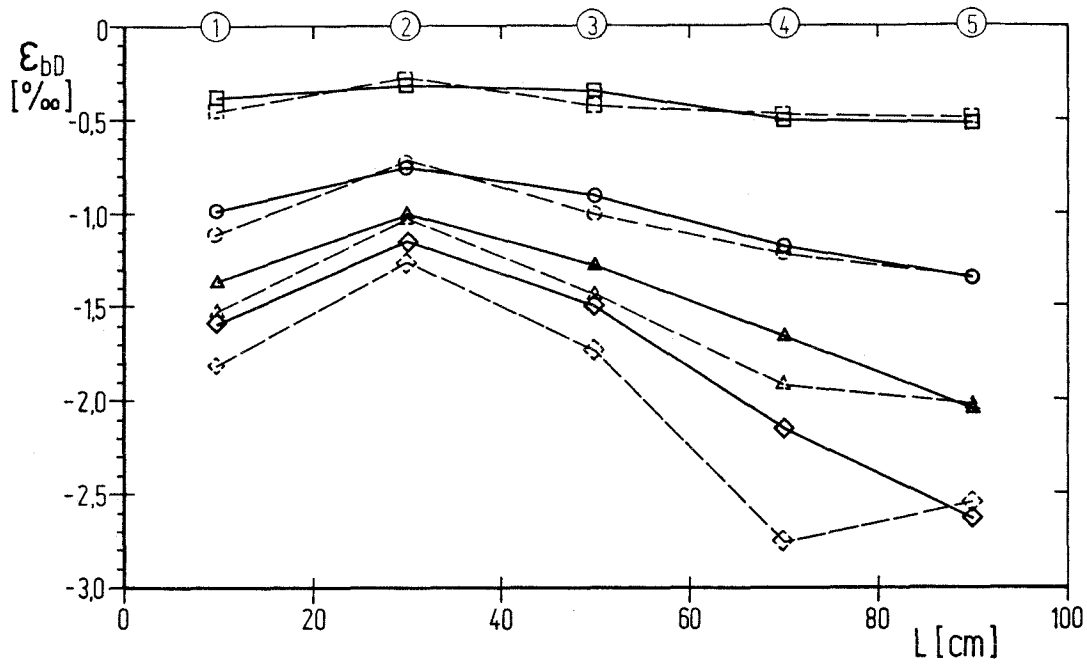
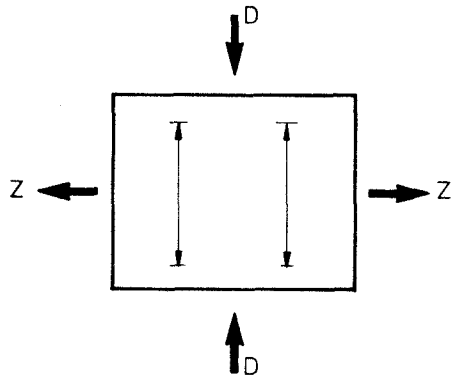


Bild 62: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen:	- 1280	[KN]	σ_b	= 8,0	[N/mm ²]
	- 2410		σ_b	= 15,1	
	- 2820		σ_b	= 17,6	
	- 2970		$\sigma_{b,u}$	= 18,5	



Probe-Nr. 5

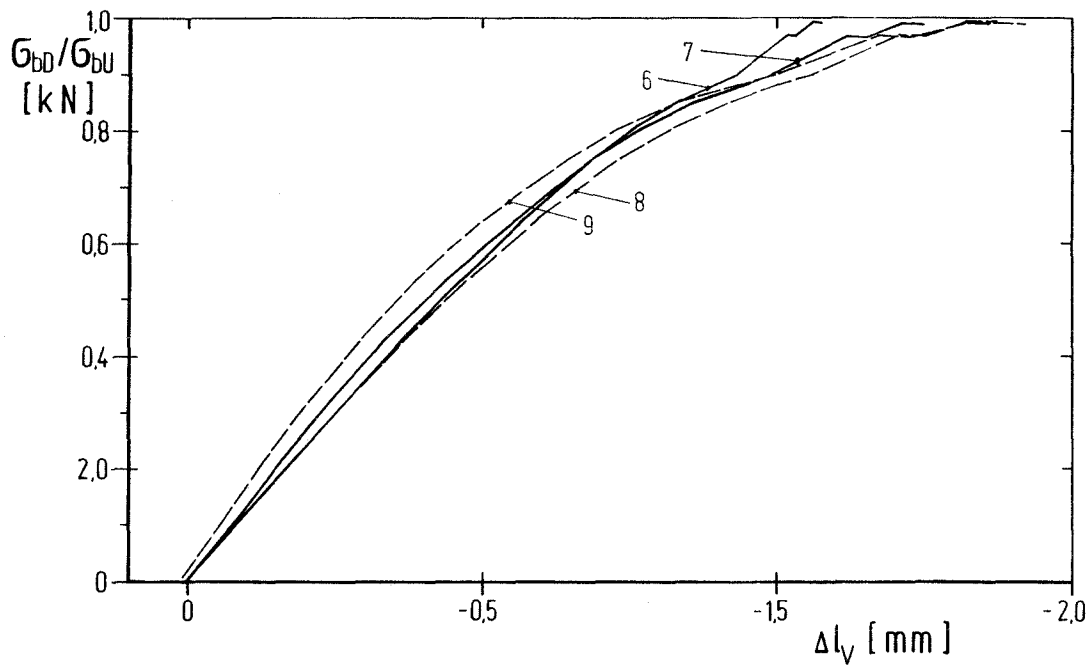


Bild 63: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite

- - - Rückseite

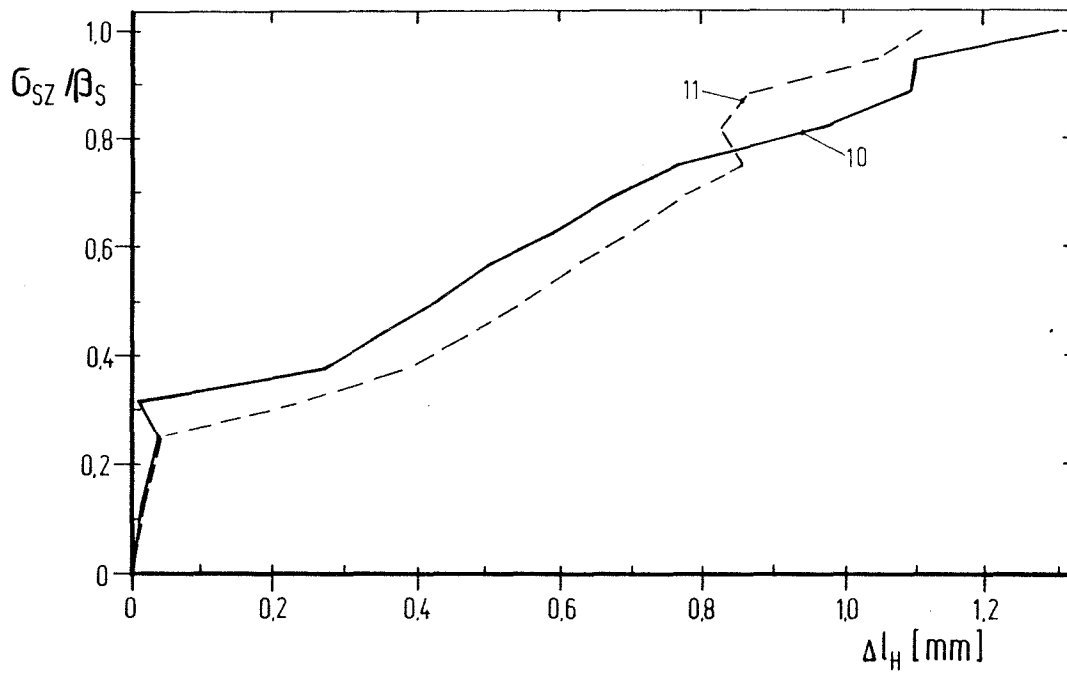
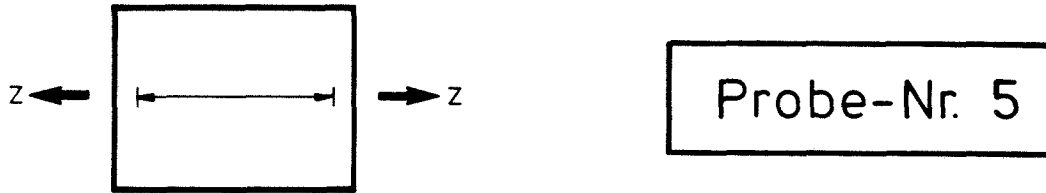
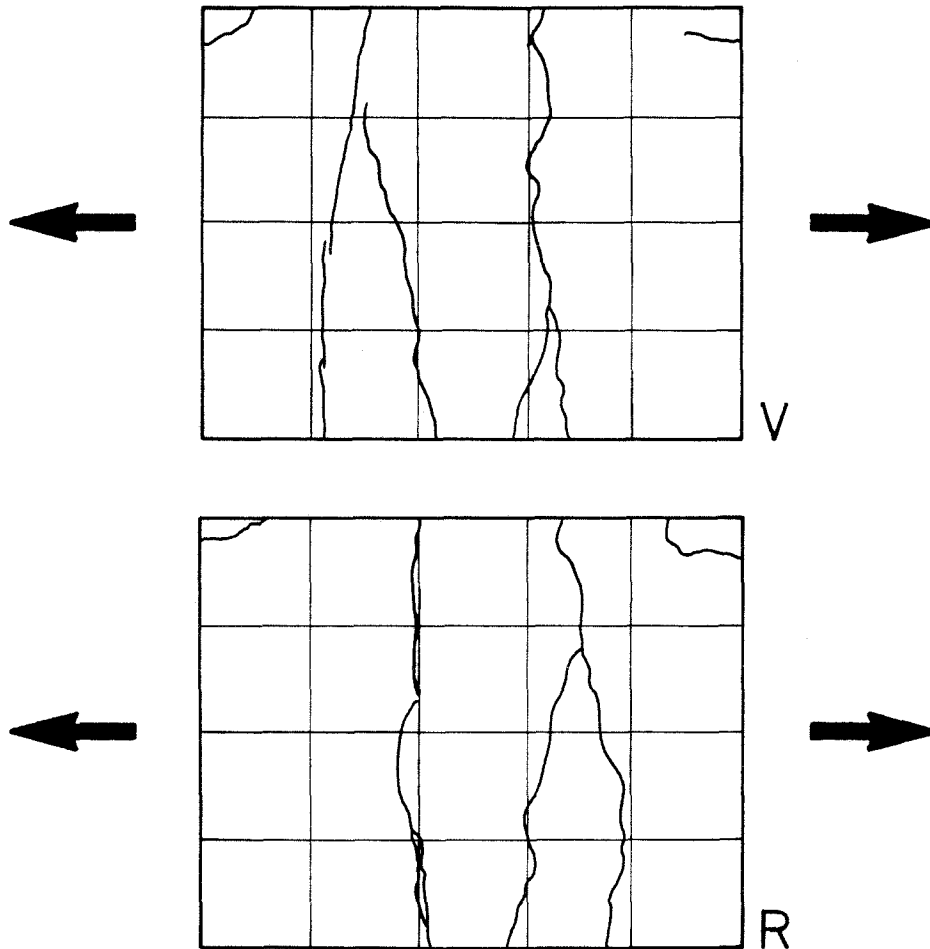


Bild 64: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 5



Probe - Nr. 5	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	23,9	10,6	44,2
Rückseite	27,8	9,3	33,2

Bild 65: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

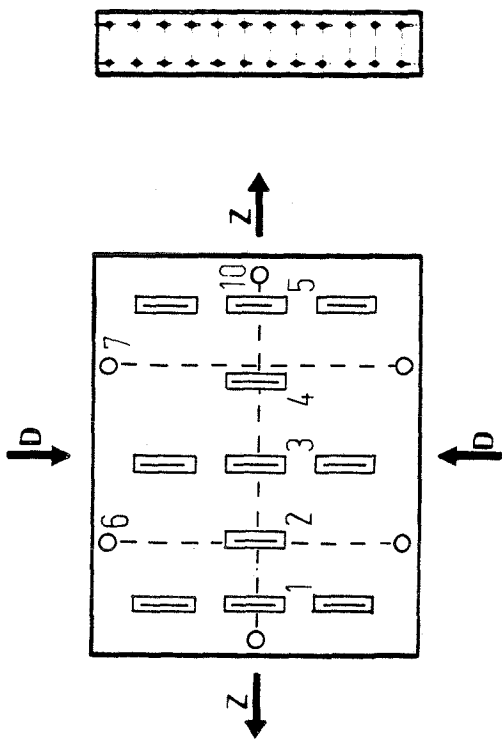
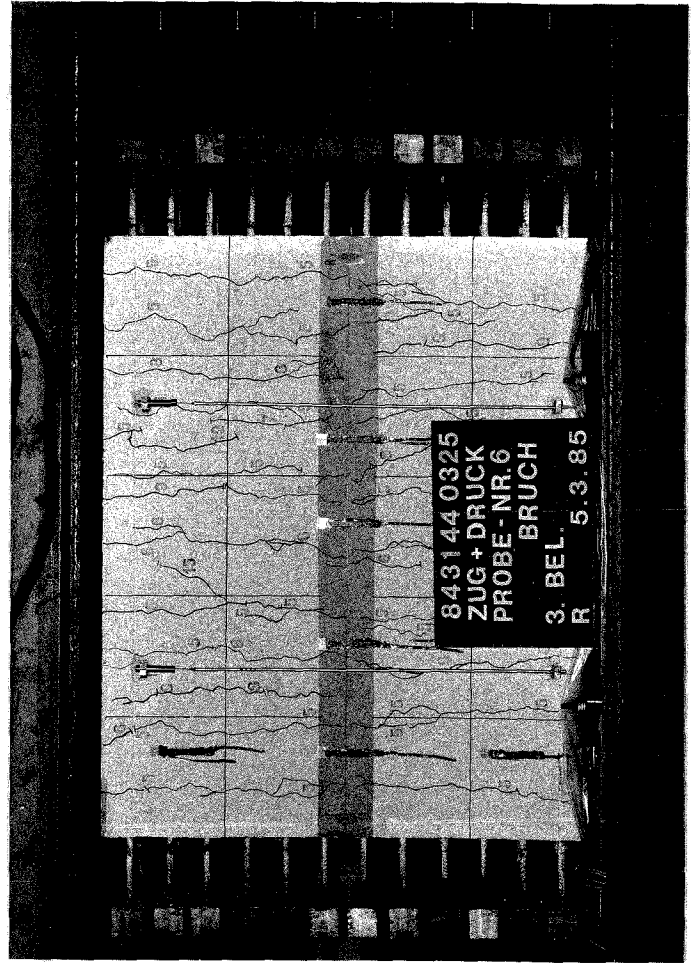
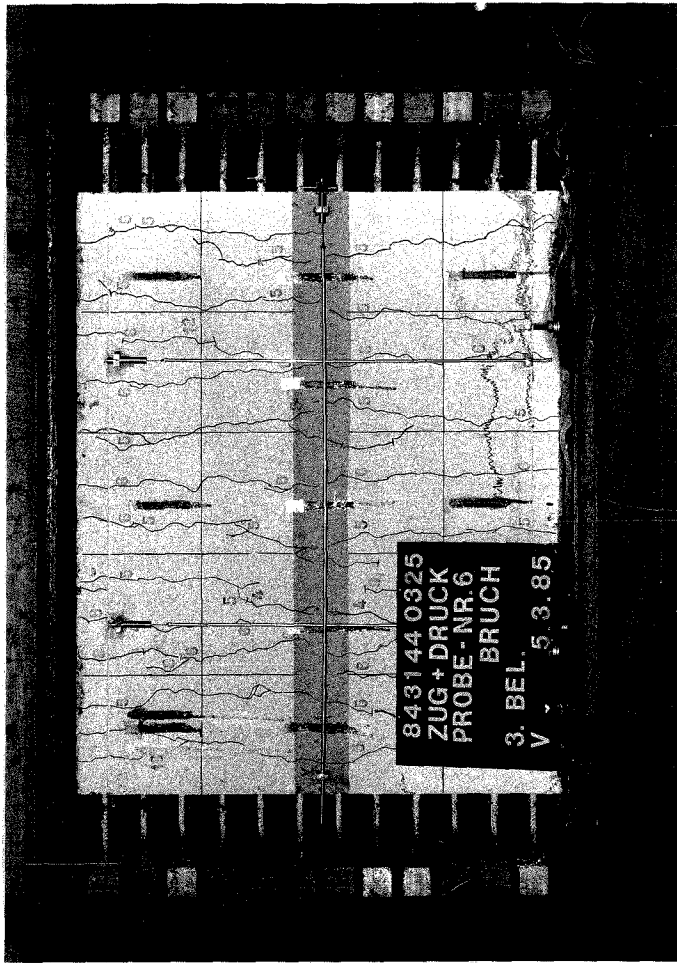


Bild 67: Vorderseite

Probe-Nr. 6

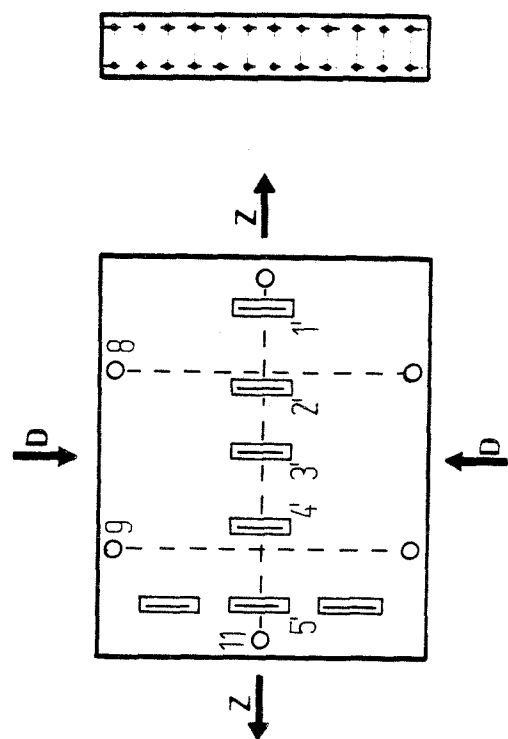


Bild 68: Rückseite

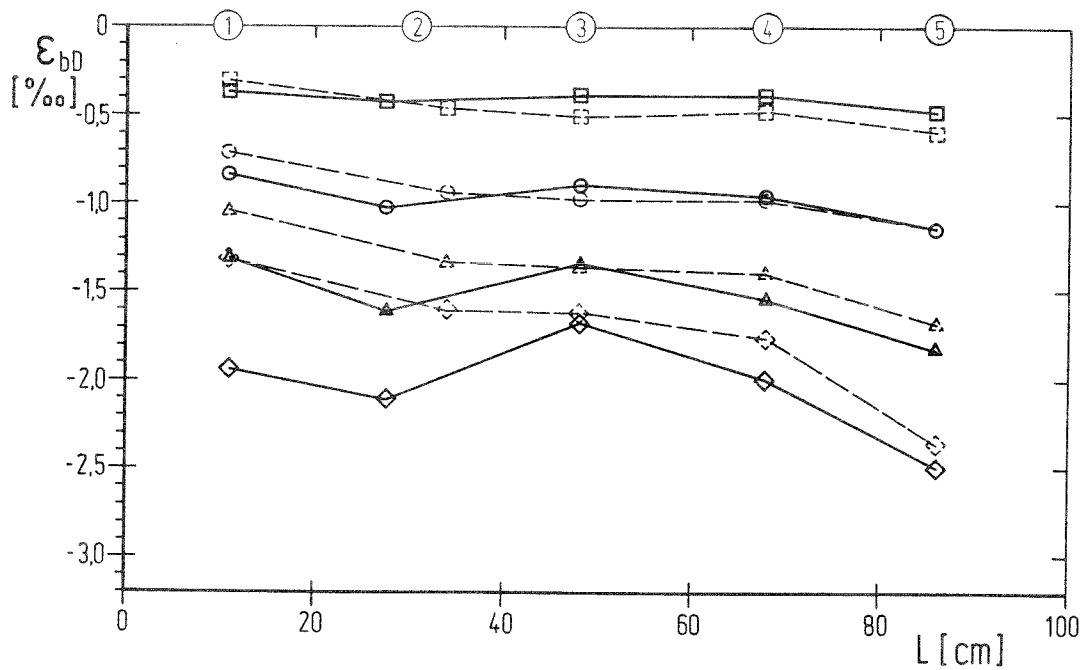
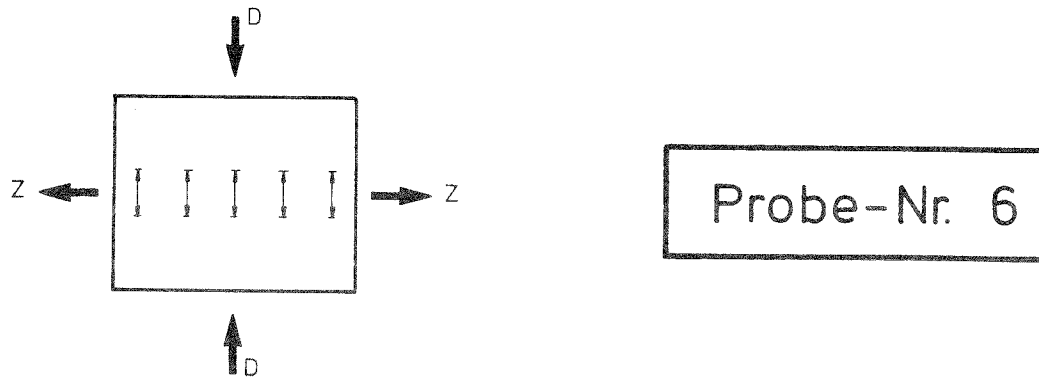
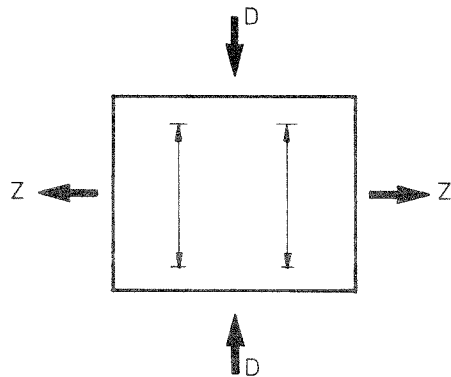


Bild 69: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1290 [KN] $\sigma_b = 8,1$ [N/mm²]
 ○ - 2400 $\sigma_b = 15,0$
 △ - 2980 $\sigma_b = 18,6$
 ◇ - 3220 $\sigma_{b,u} = 20,1$



Probe-Nr. 6

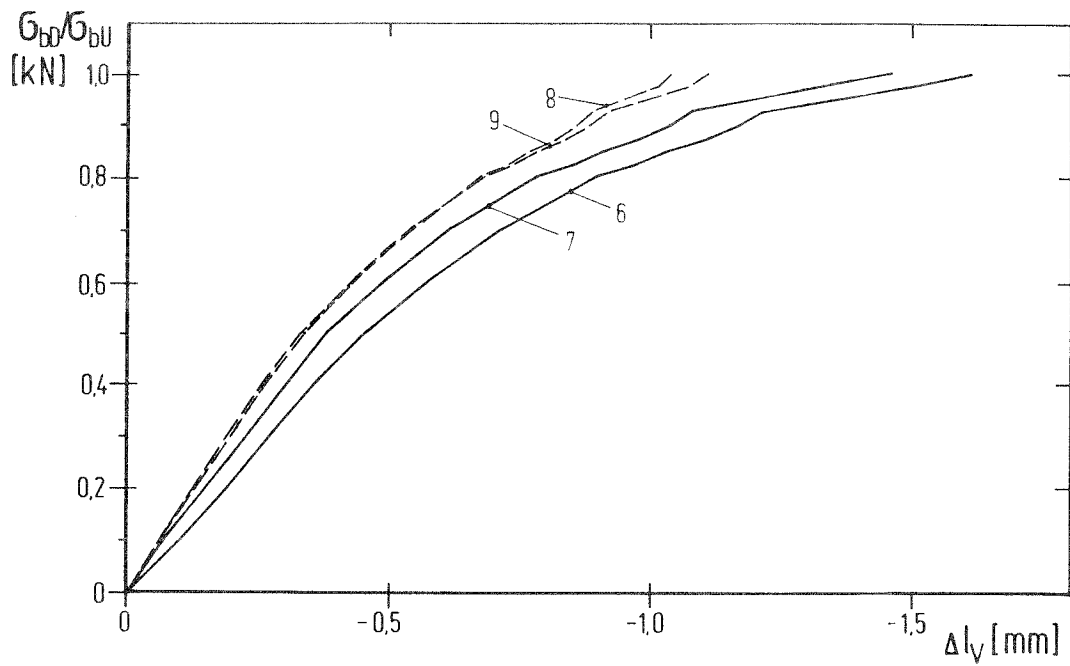


Bild 70: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite

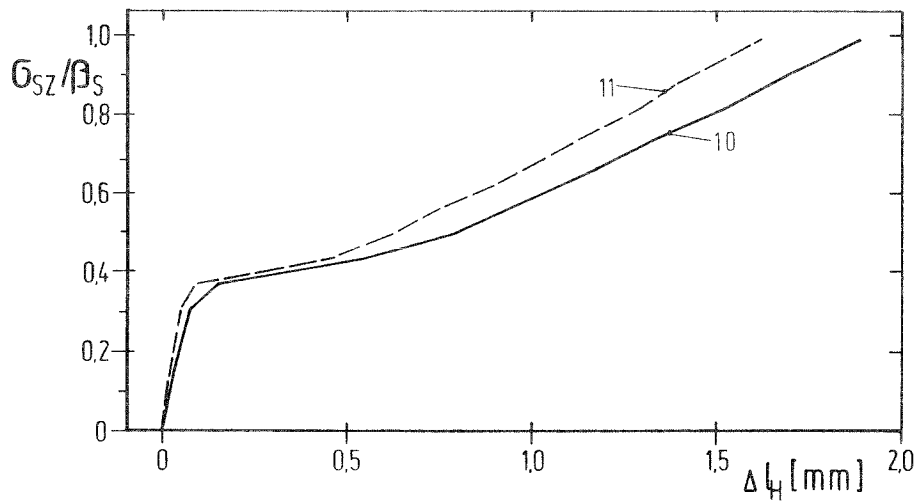
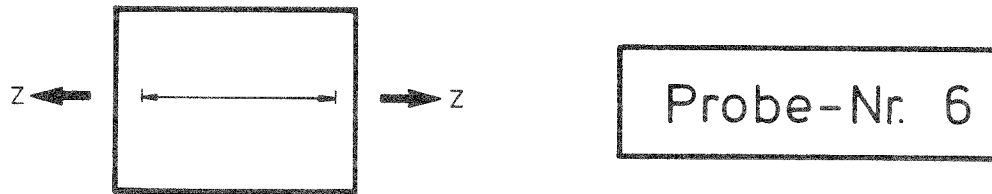
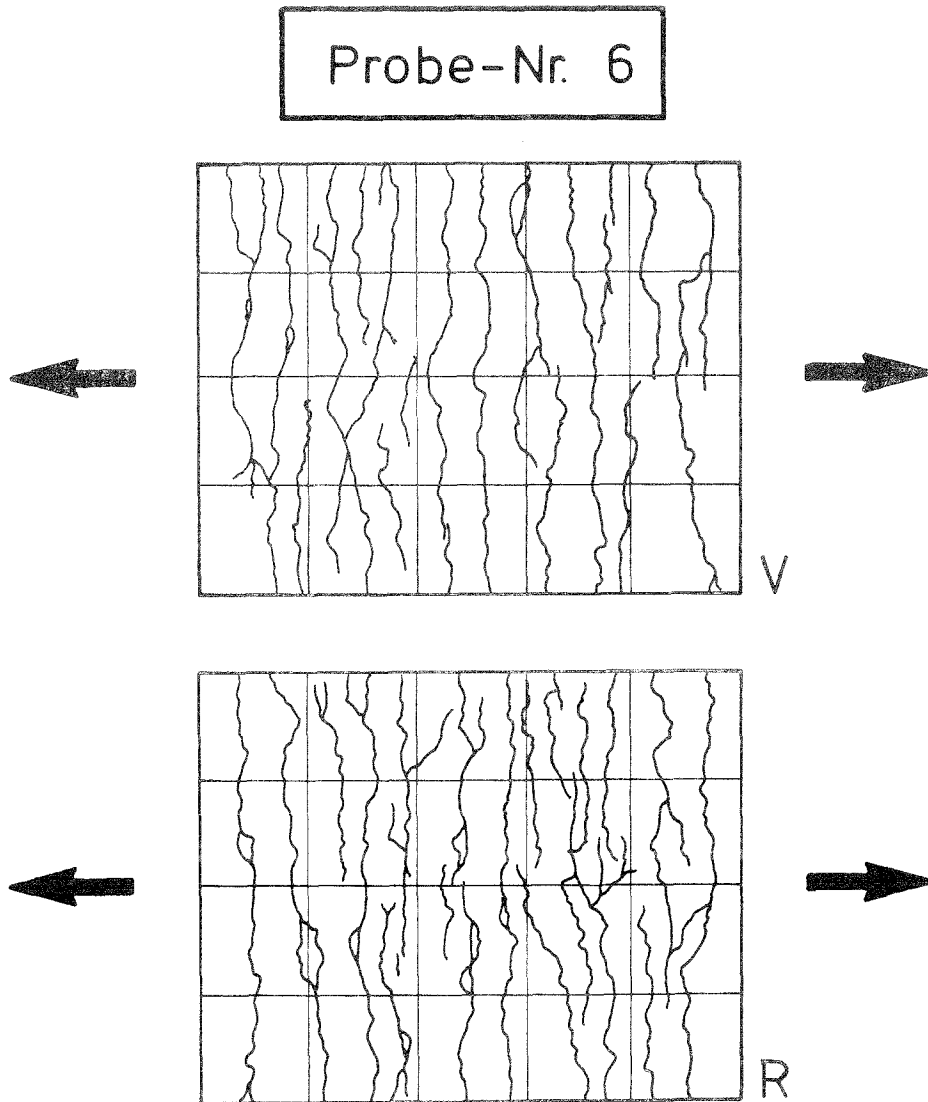


Bild 71: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

—— Vorderseite

- - - - Rückseite



Probe - Nr.	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
6			
Vorderseite	7,7	2,7	35,3
Rückseite	7,4	2,9	39,3

Bild 72: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

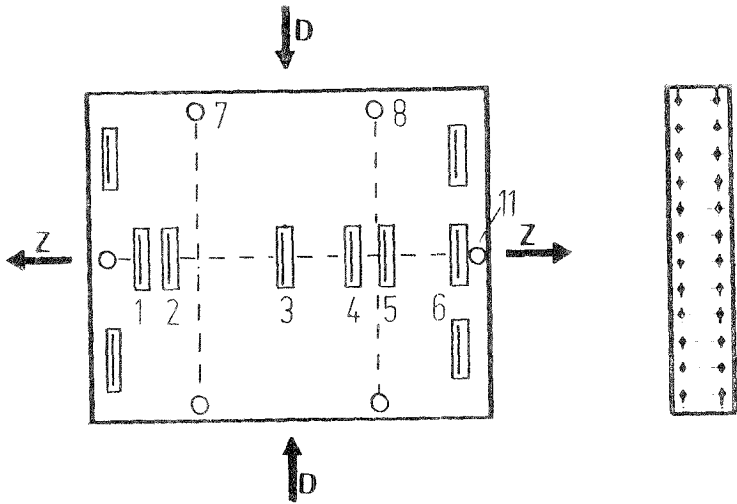


Bild 73: Vorderseite

Probe-Nr. 7

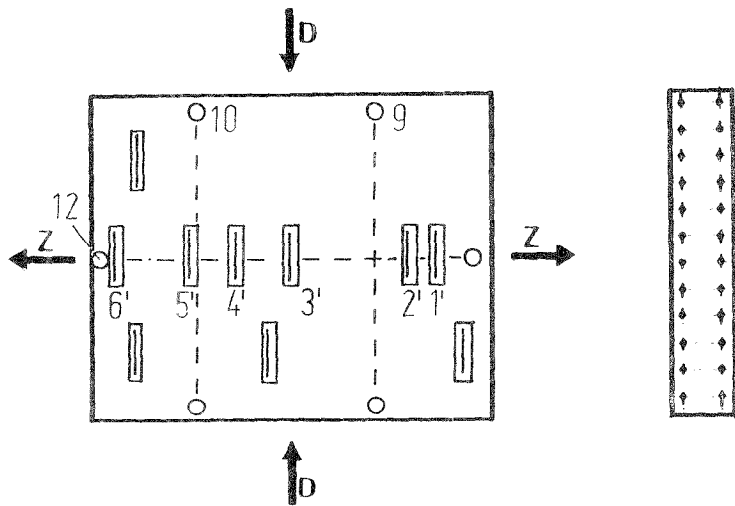
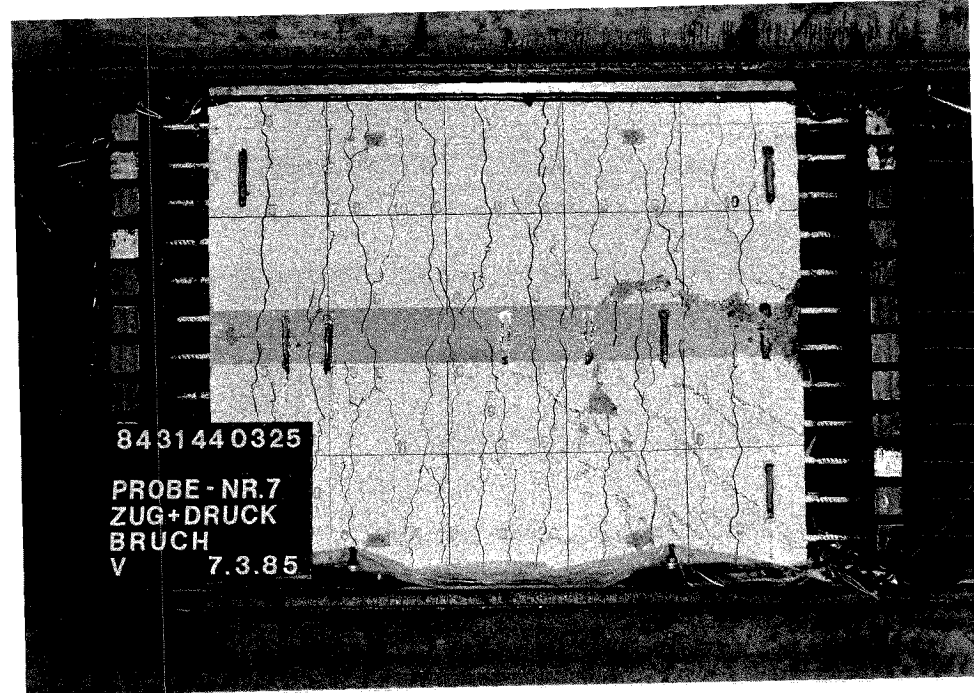
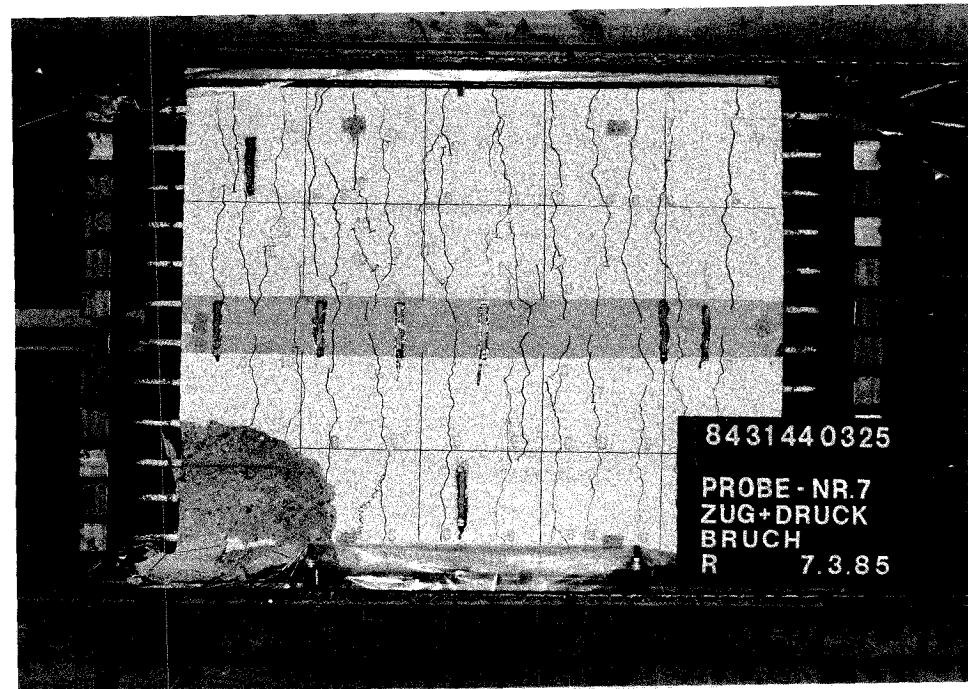


Bild 74: Rückseite



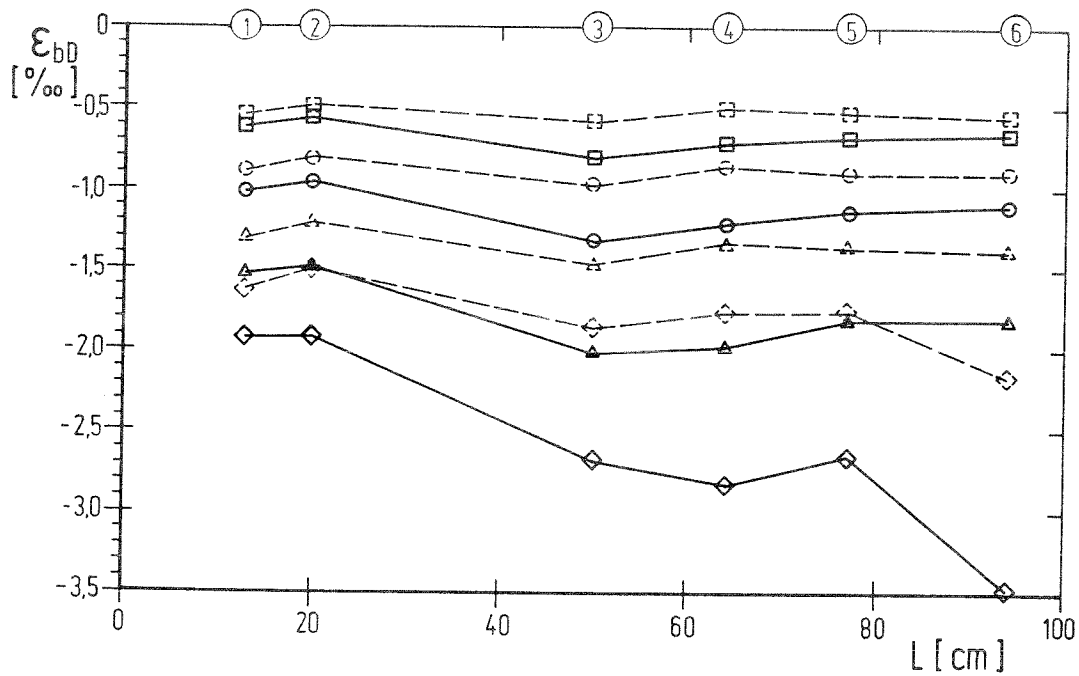
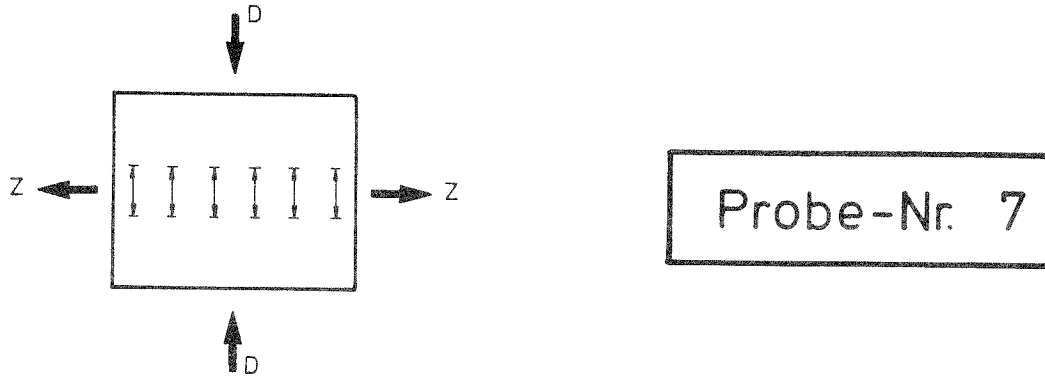
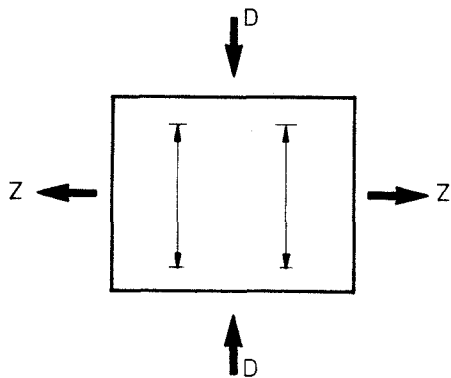


Bild 75: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1930 [KN] $\sigma_b = 12,1$ [N/mm²]
 ○ - 2740 $\sigma_b = 17,1$
 △ - 3300 $\sigma_b = 20,6$
 ◇ - 3625 $\sigma_{b,u} = 22,7$



Probe-Nr. 7

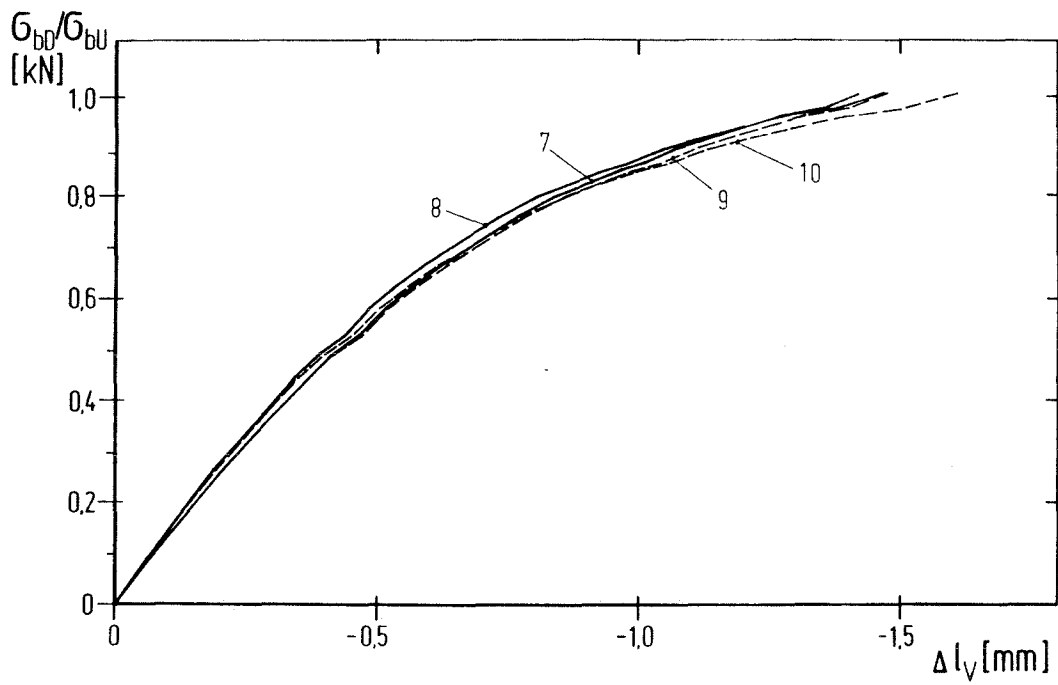
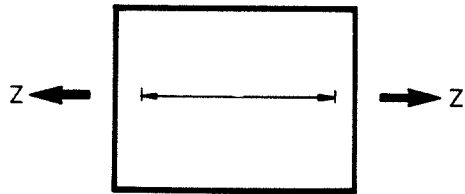


Bild 76: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr. 7

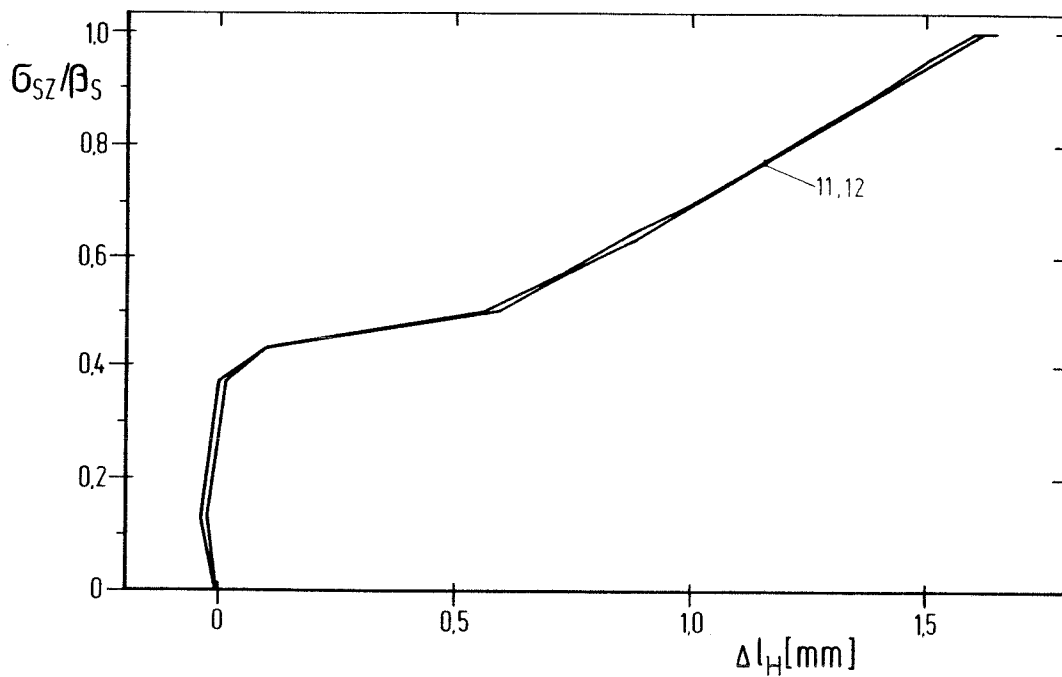
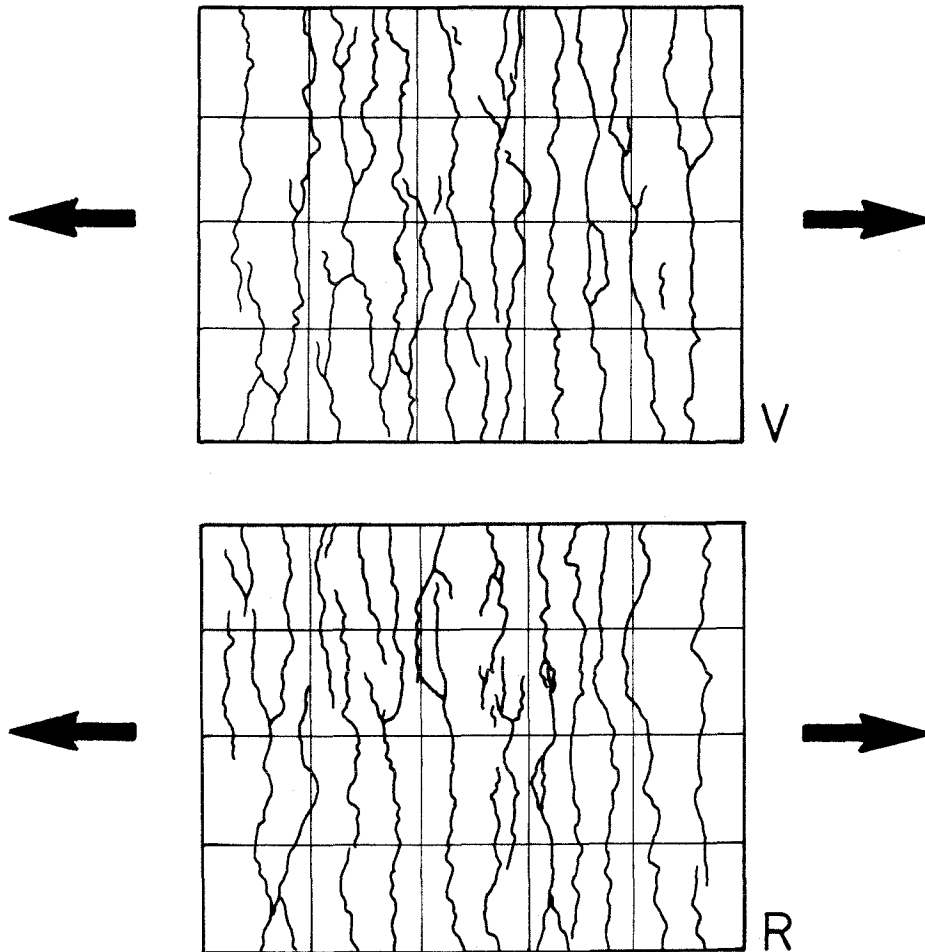


Bild 77: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 7



Probe - Nr. 7	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	7,4	2,9	39,4
Rückseite	7,5	2,6	35,0

Bild 78: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

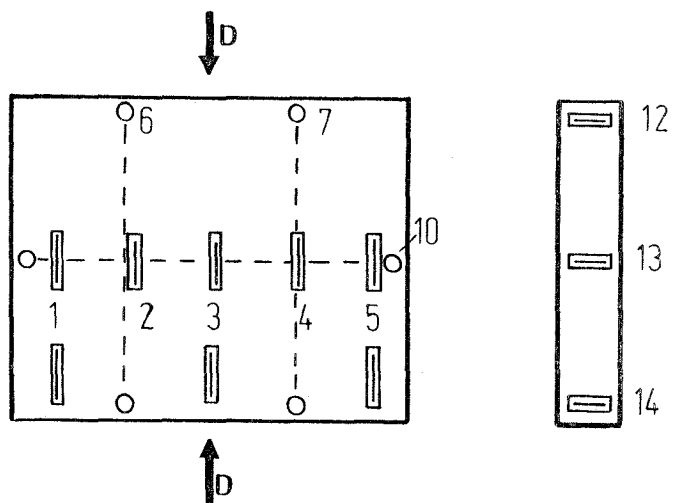


Bild 79: Vorderseite

Probe-Nr. 8

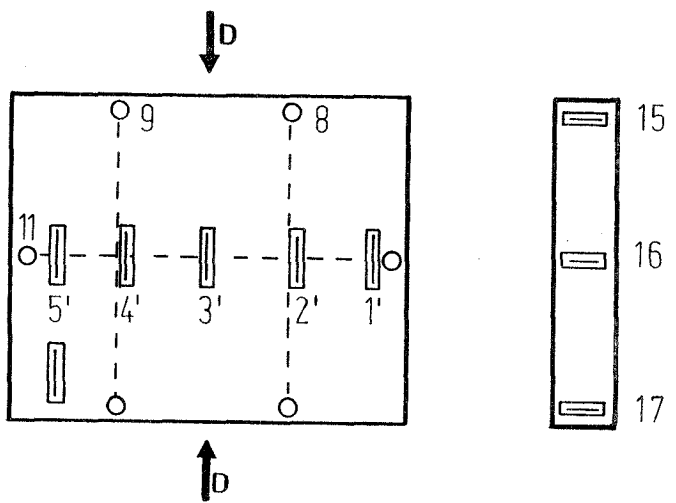


Bild 80: Rückseite

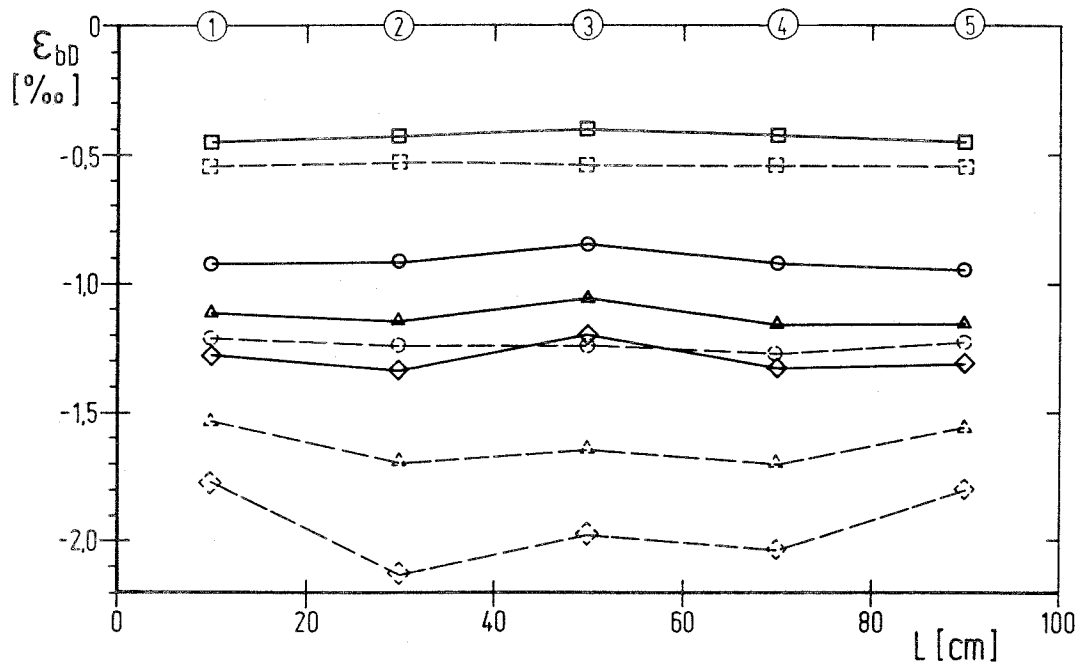
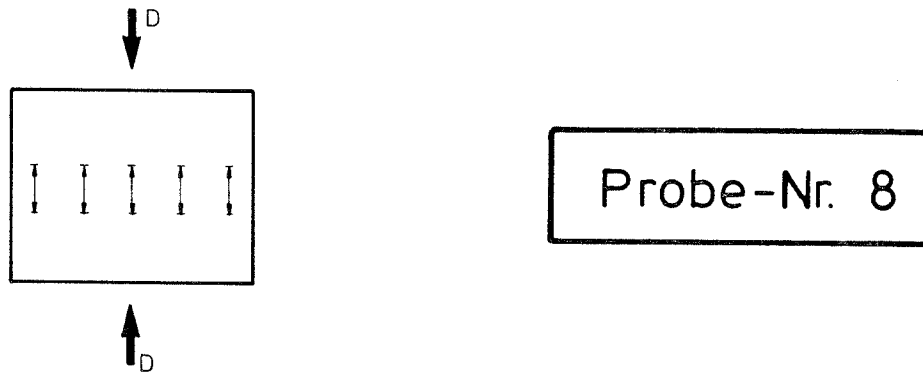
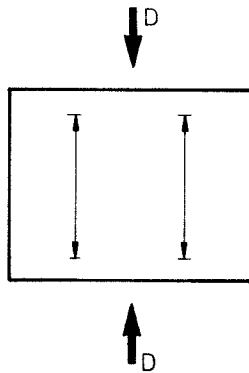


Bild 81: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmessstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen:	□ - 1930	[KN]	σ_b	= 12,1	[N/mm ²]
	○ - 3320		σ_b	= 20,8	
	△ - 3710		σ_b	= 23,2	
	◇ - 3960		$\sigma_{b,u}$	= 24,8	



Probe-Nr. 8

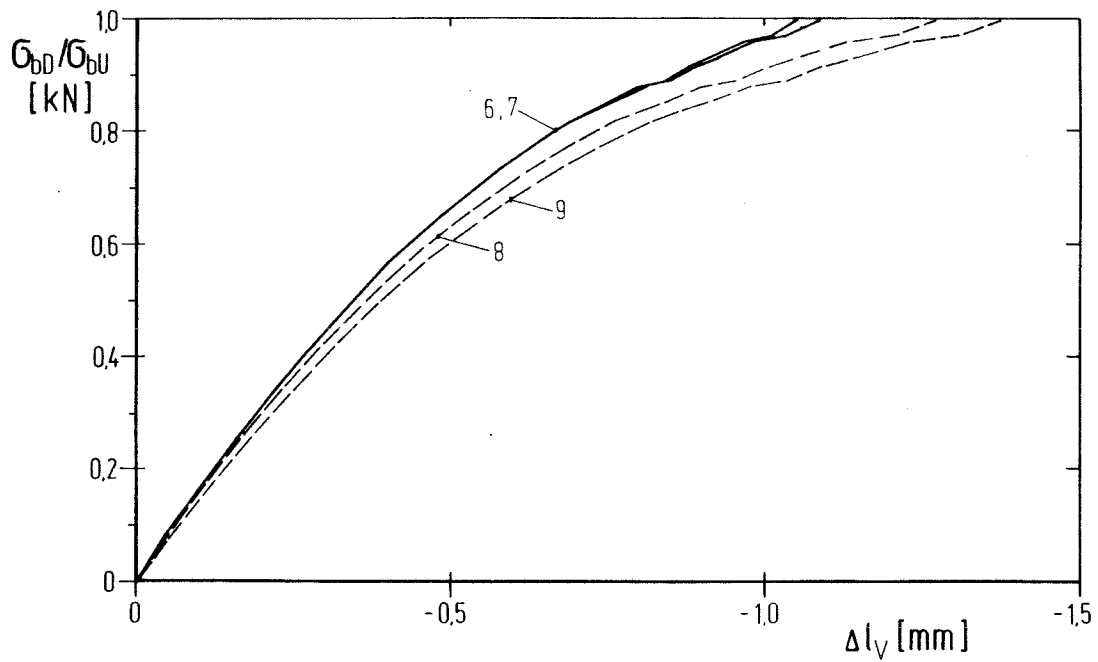


Bild 82: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 8

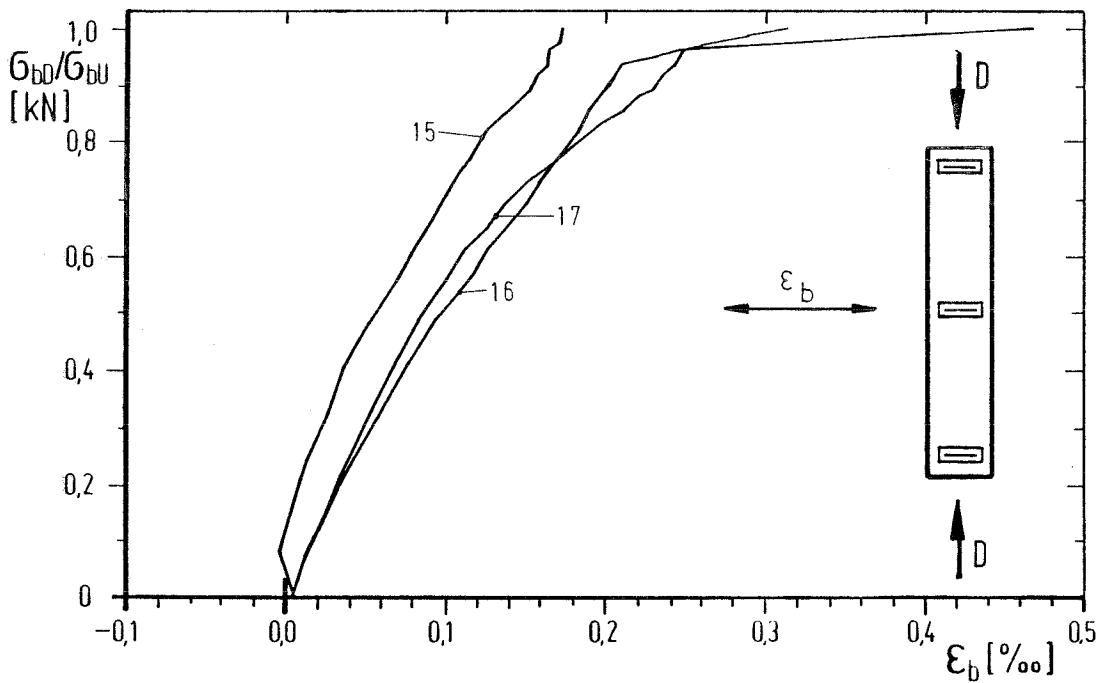
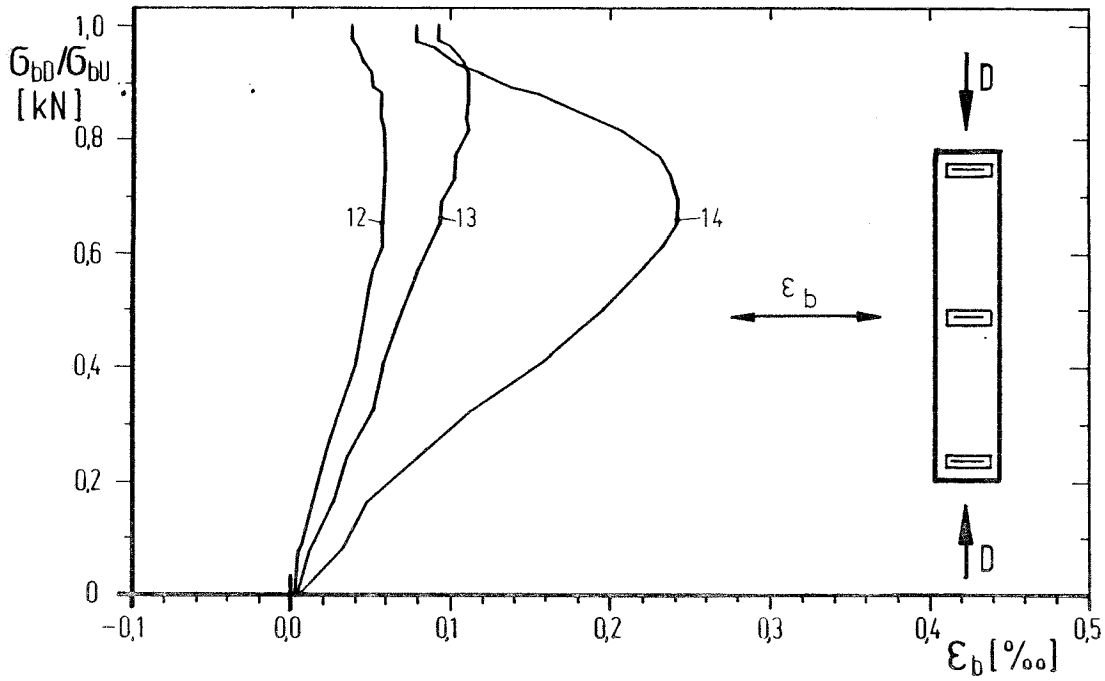
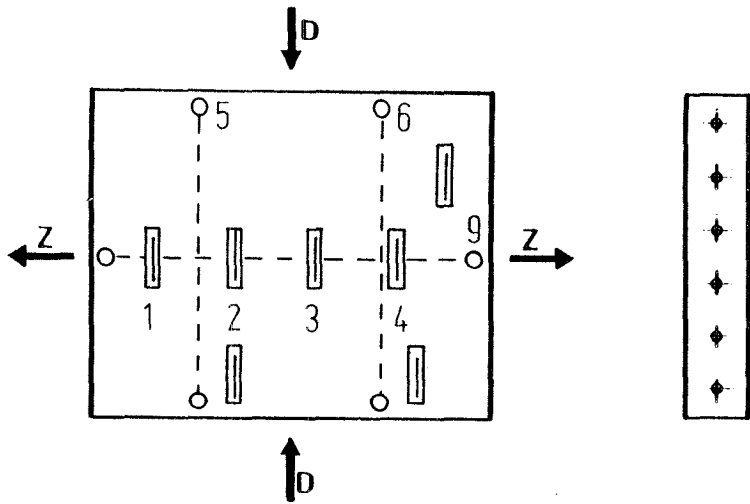
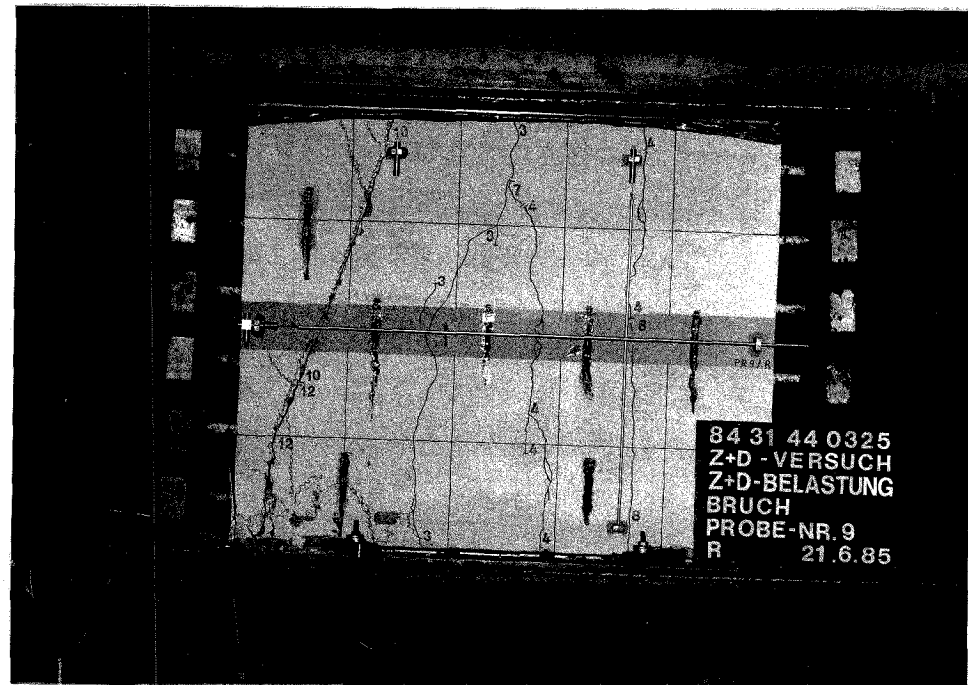
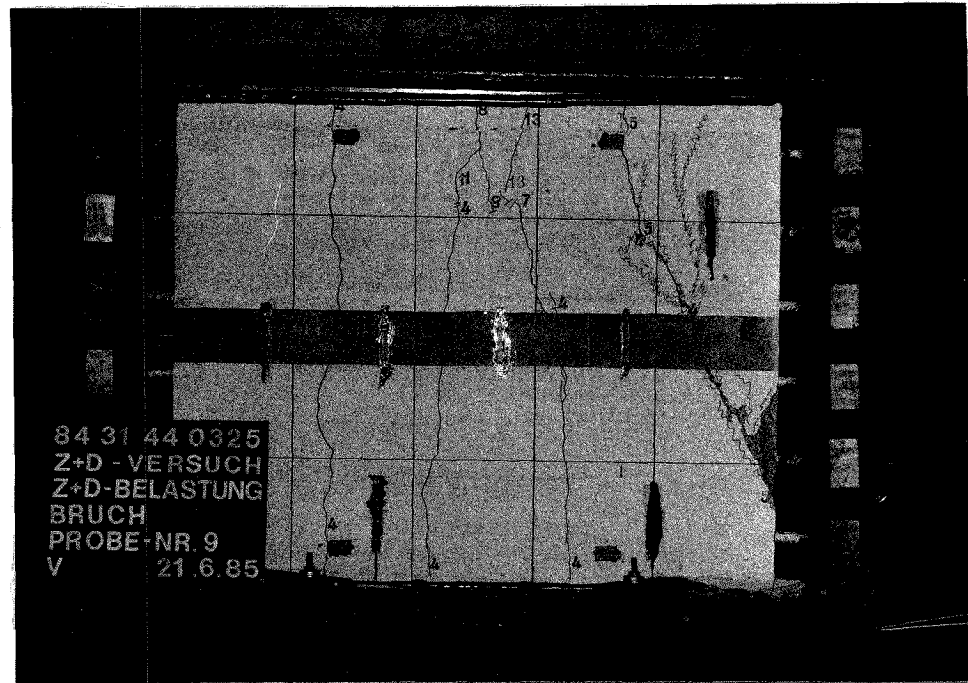


Bild 83: Betondehnungen auf den Probenstirnseiten während Druckbelastung, Erfassung durch Dehnmeßstreifen



Probe-Nr. 9

Bild 84: Vorderseite

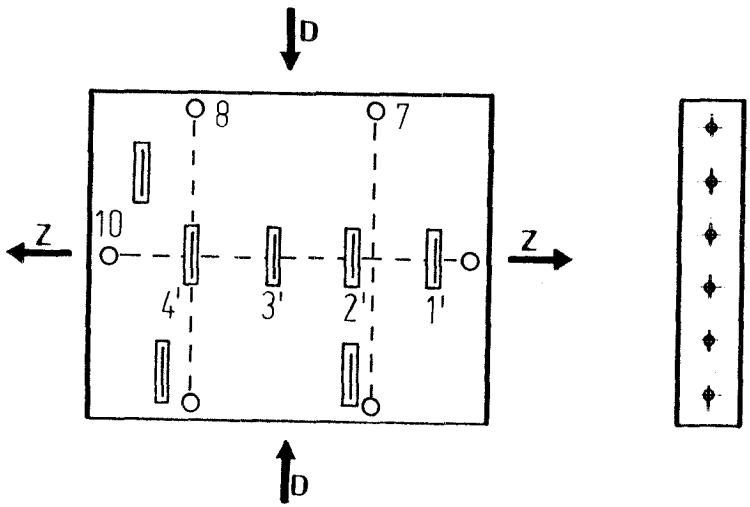
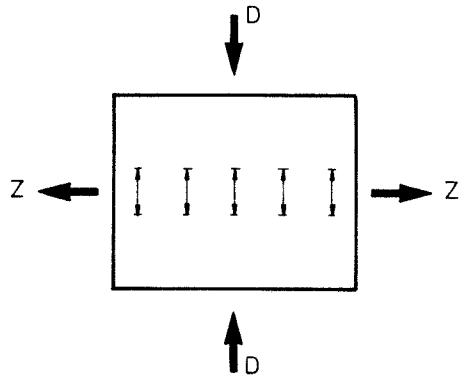


Bild 85: Rückseite



Probe-Nr. 9

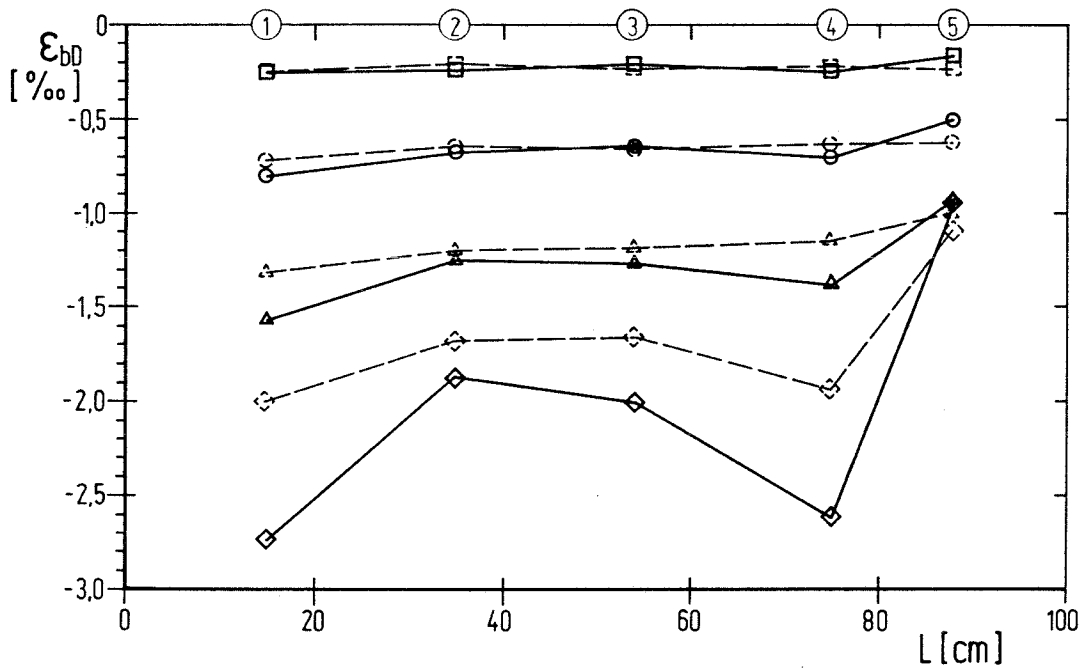
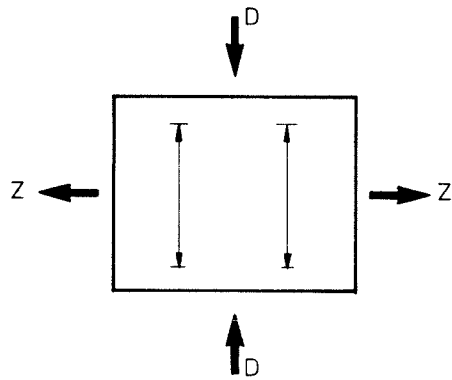


Bild 86: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

———— Vorderseite

- - - - Rückseite

Laststufen:	□ - 960	[KN]	σ_b = 6,0	[N/mm ²]
	○ - 2240		σ_b = 14,0	
	△ - 3130		σ_b = 19,6	
	◇ - 3620		$\sigma_{b,u}$ = 22,6	



Probe-Nr. 9

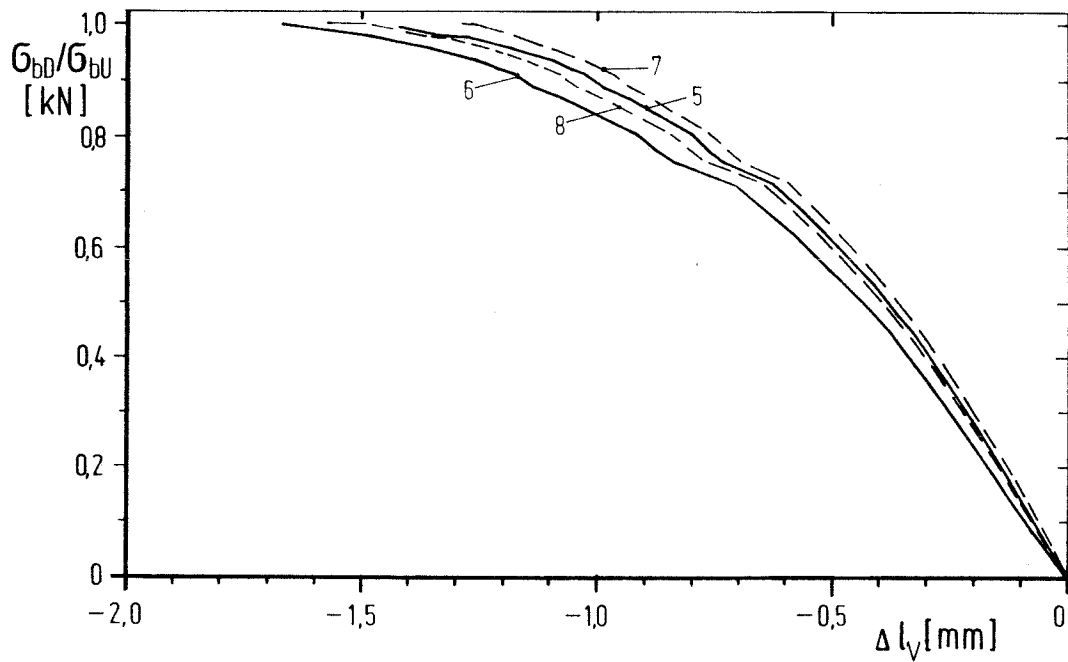


Bild 87: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite

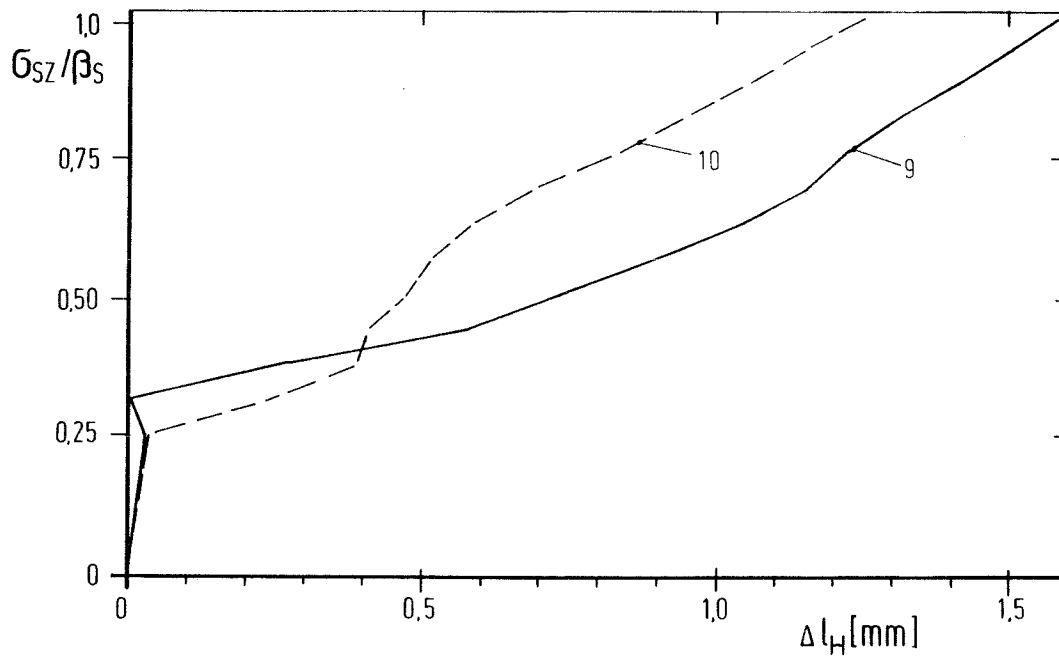
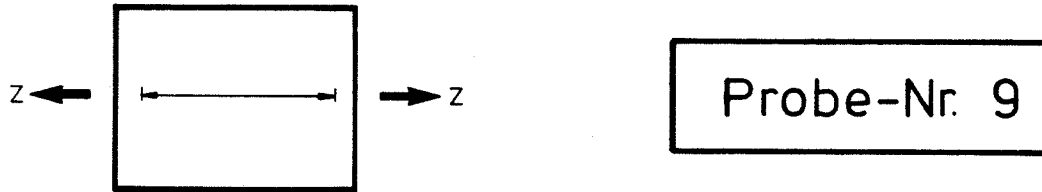
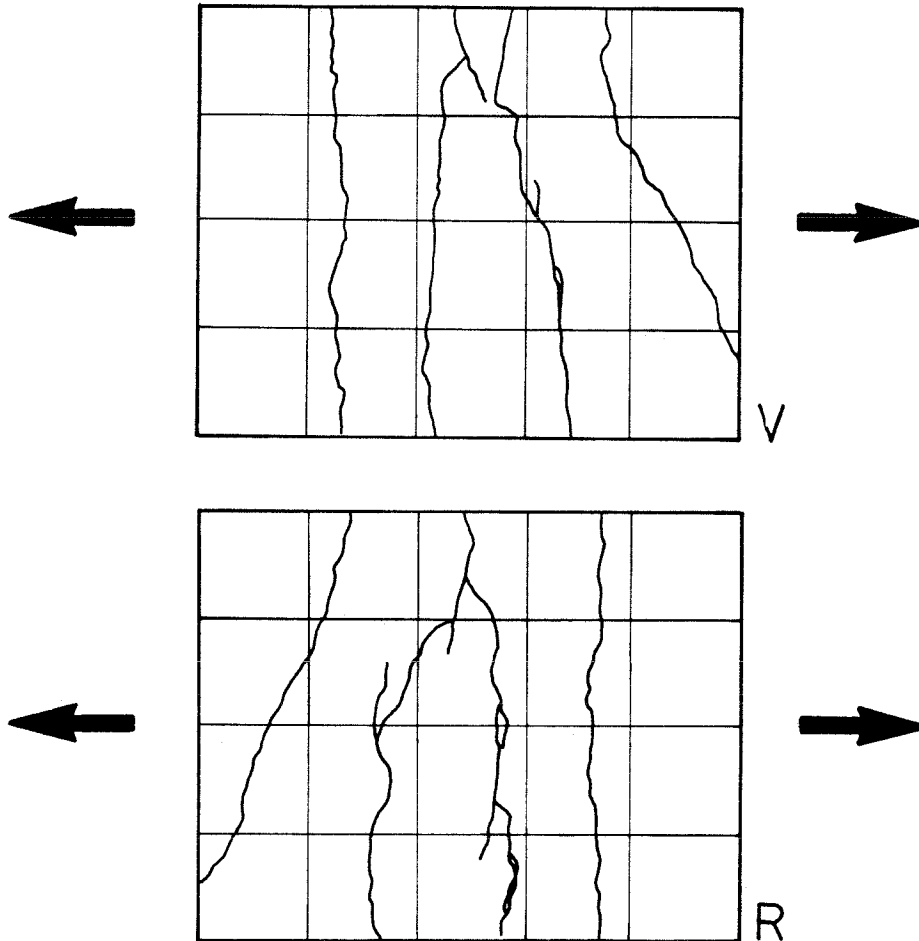


Bild 88: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 9



Probe - Nr. 9	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	20,8	7,2	34,4
Rückseite	20,0	7,0	35,1

Bild 89: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

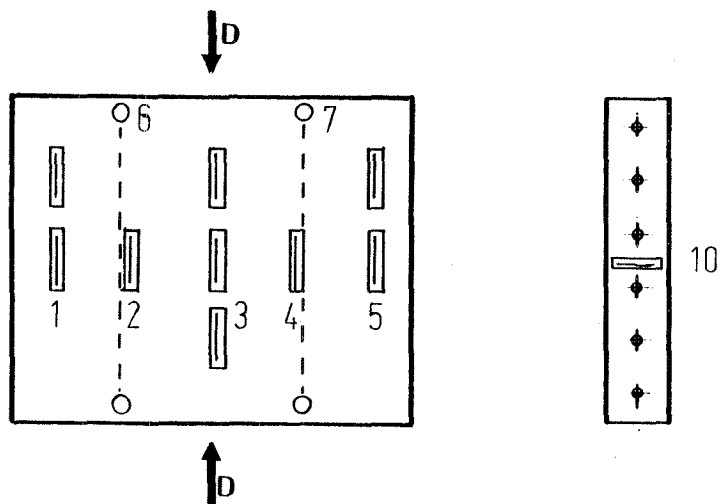


Bild 90: Vorderseite

Probe-Nr.10

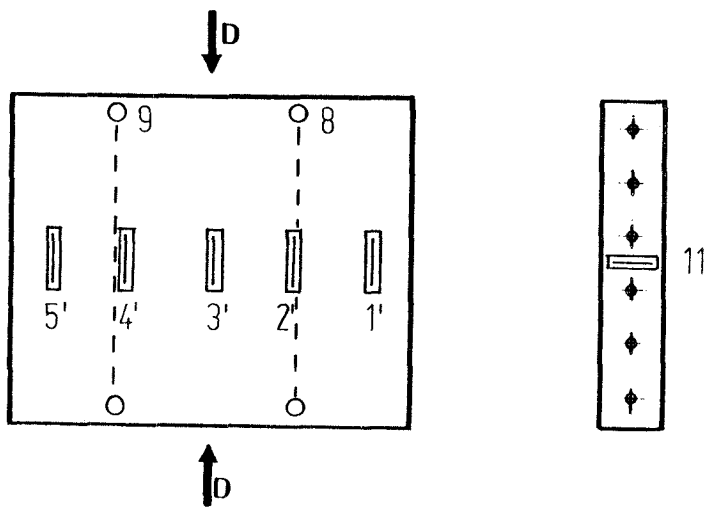
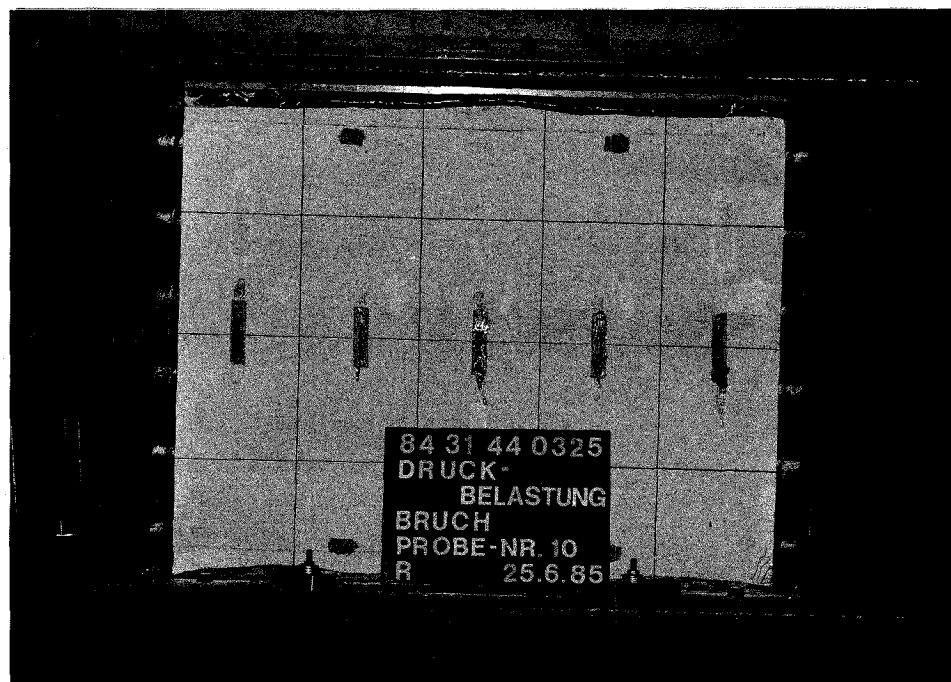
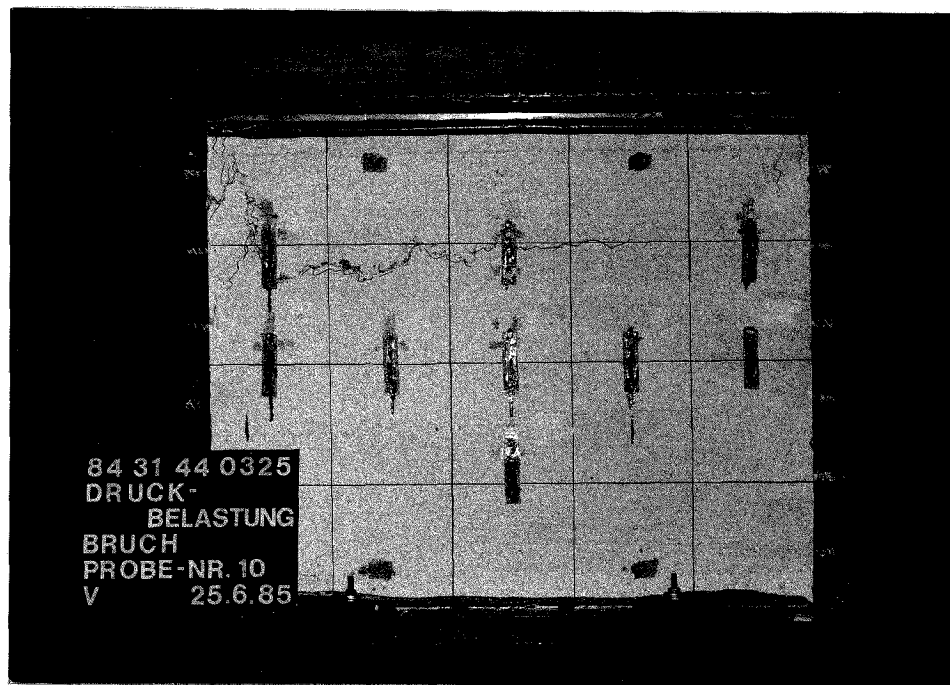
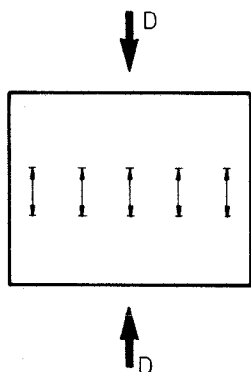


Bild 91: Rückseite





Probe-Nr.10

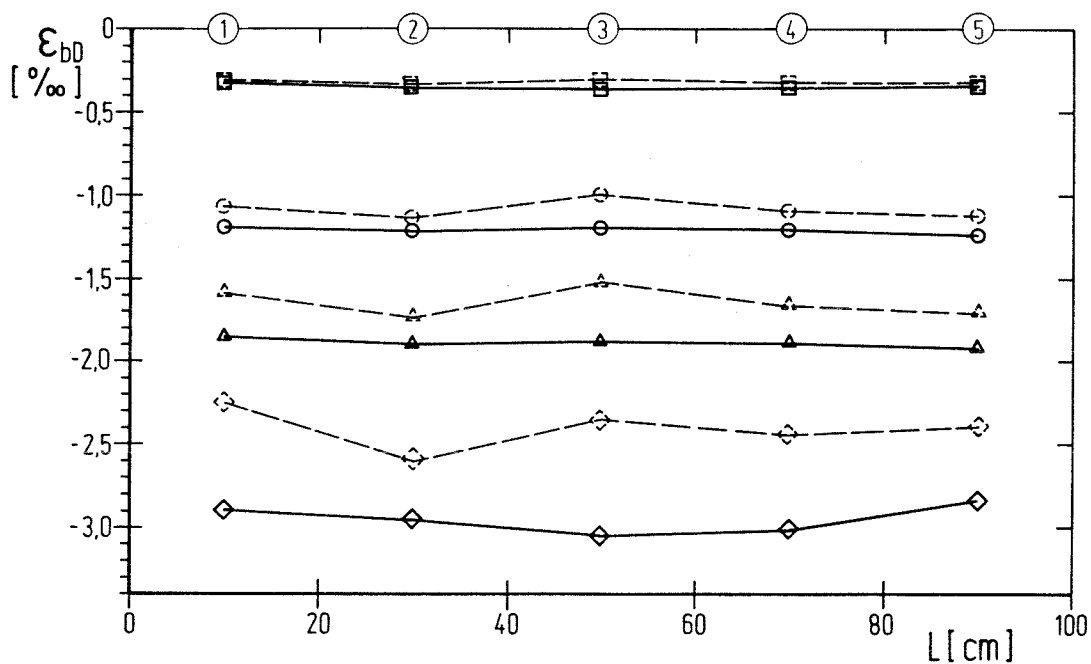
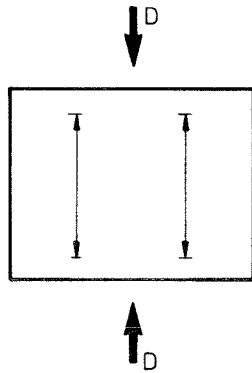


Bild 92: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmessstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1290 [KN] $\sigma_b = 8,1$ [N/mm²]
 ○ - 3220 $\sigma_b = 20,1$
 △ - 3850 $\sigma_b = 24,1$
 ◇ - 4270 $\sigma_{b,u} = 26,7$



Probe-Nr.10

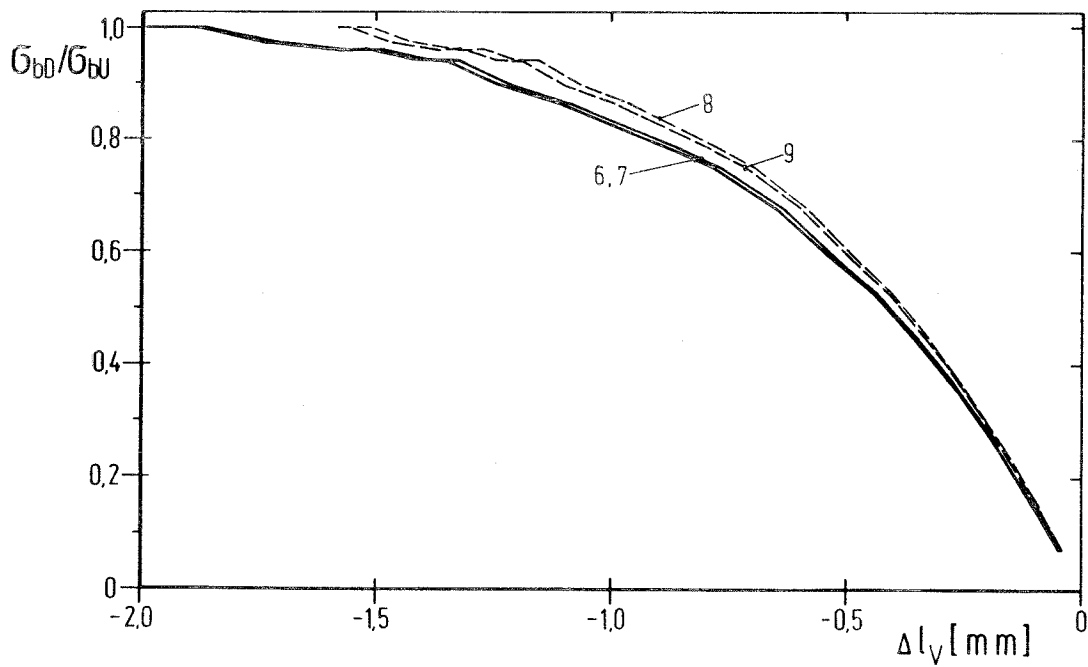
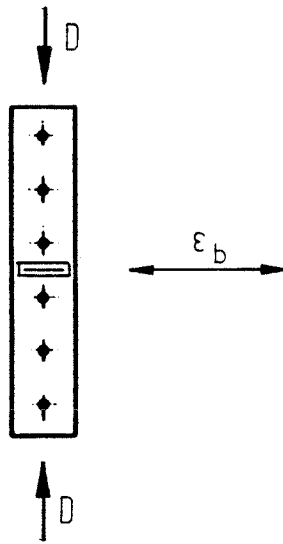


Bild 93: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr.10

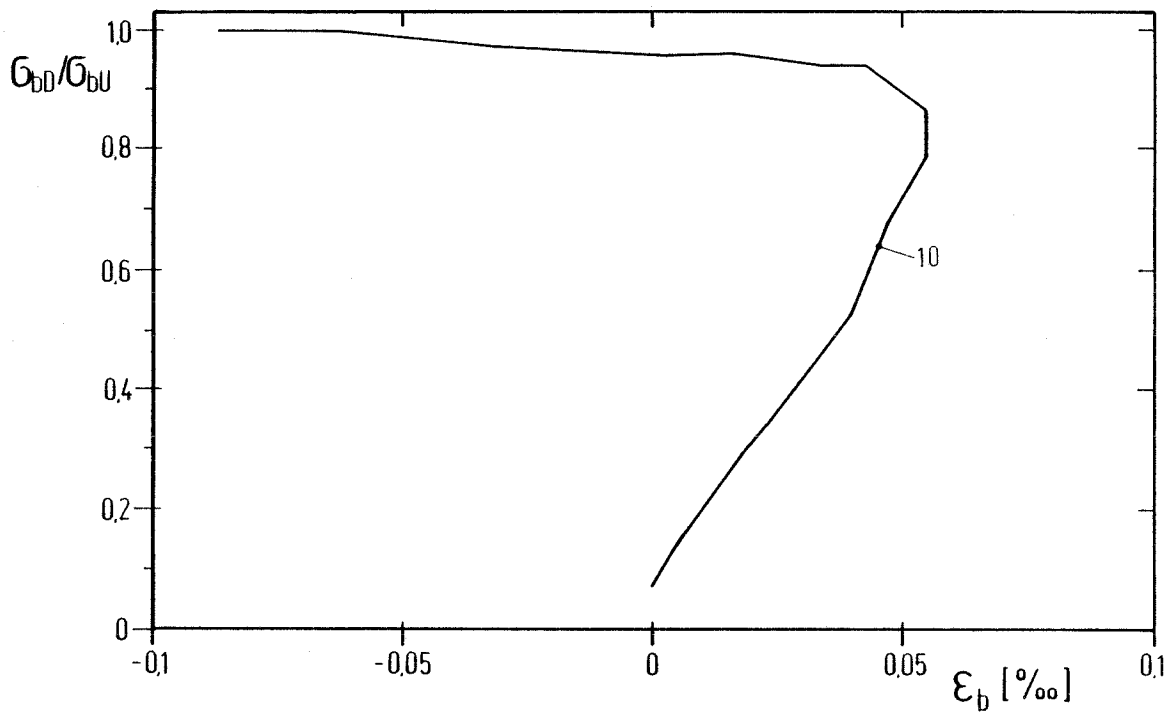


Bild 94: Betondehnung einer Stirnseite während Druckbelastung, Erfassung durch Dehnmeßstreifen. Meßstelle der anderen Stirnseite ausgefallen

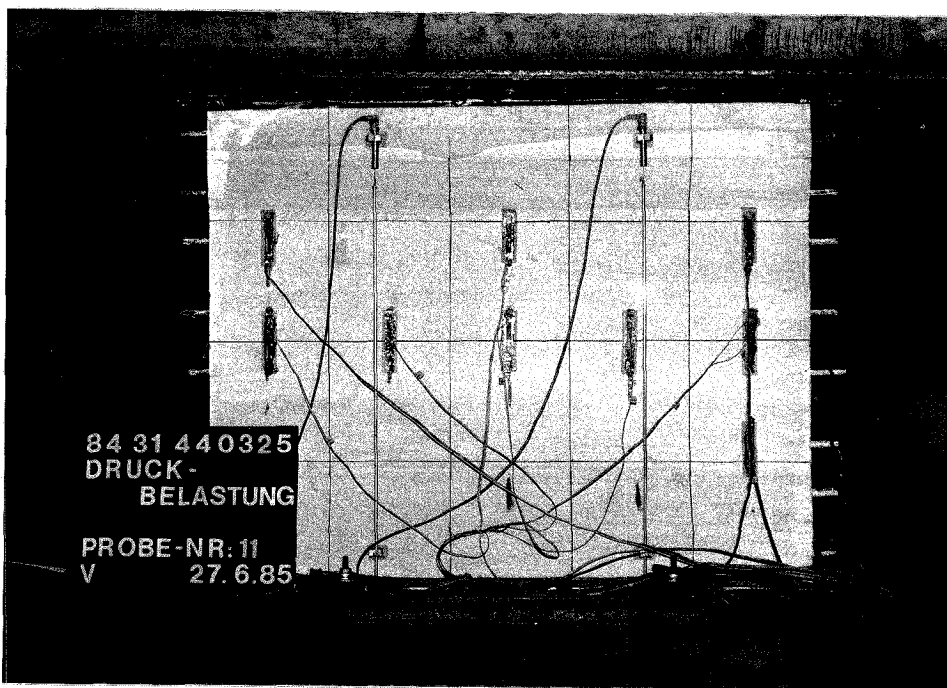
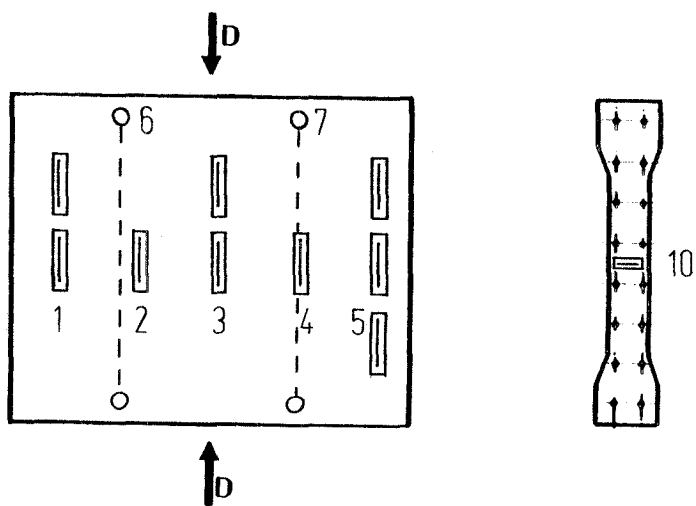


Bild 95: Vorderseite

Probe-Nr. 11

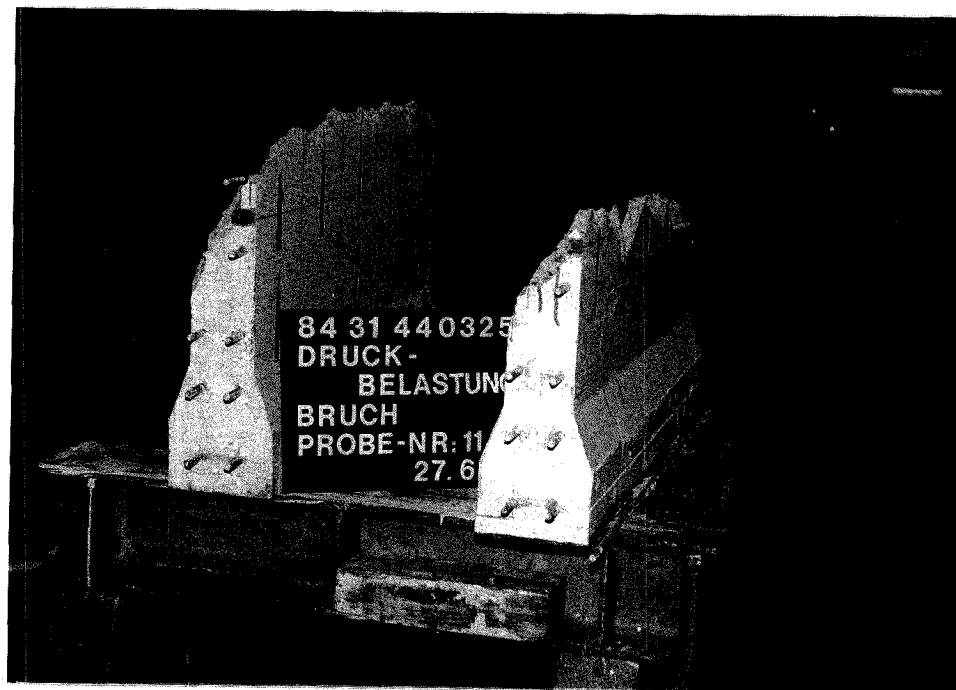
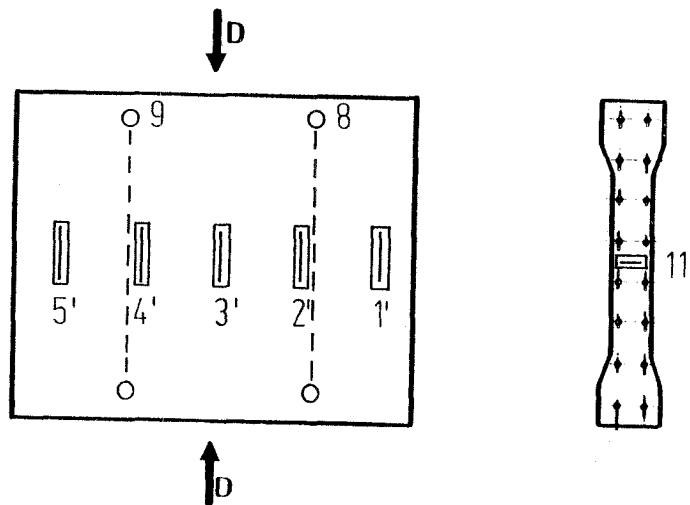
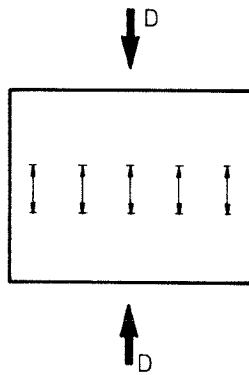


Bild 96: Rückseite



Probe-Nr. 11

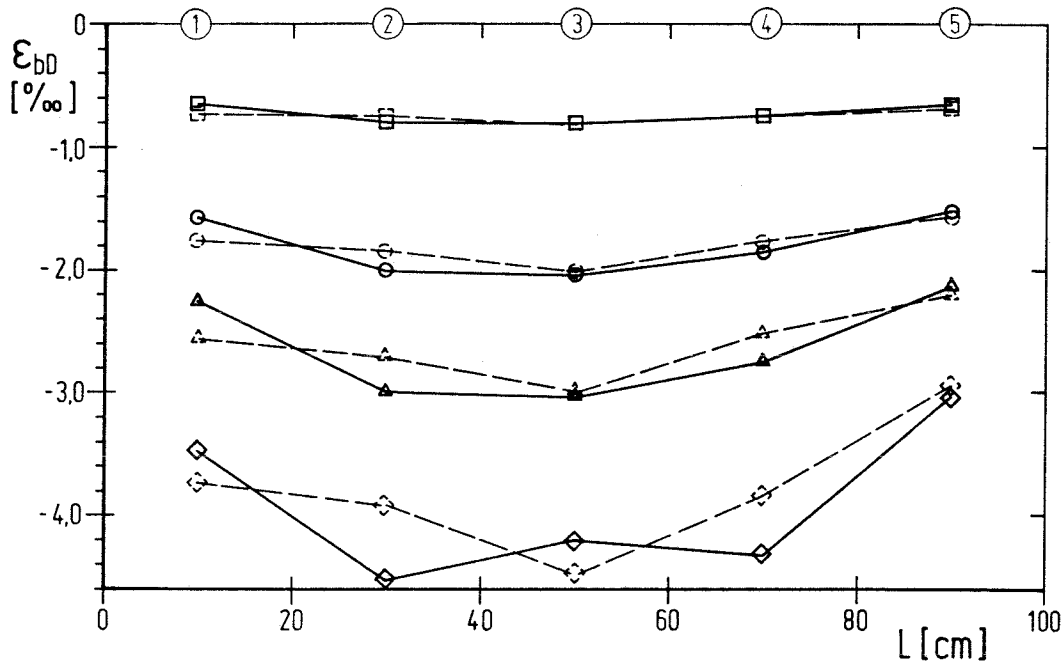
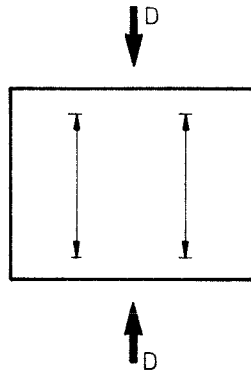


Bild 97: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1400 [KN] $\sigma_b = 14,0$ [N/mm²]
 ○ - 2200 $\sigma_b = 22,0$
 △ - 2500 $\sigma_b = 25,0$
 ◇ - 2640 $\sigma_{b,u} = 26,4$



Probe-Nr. 11

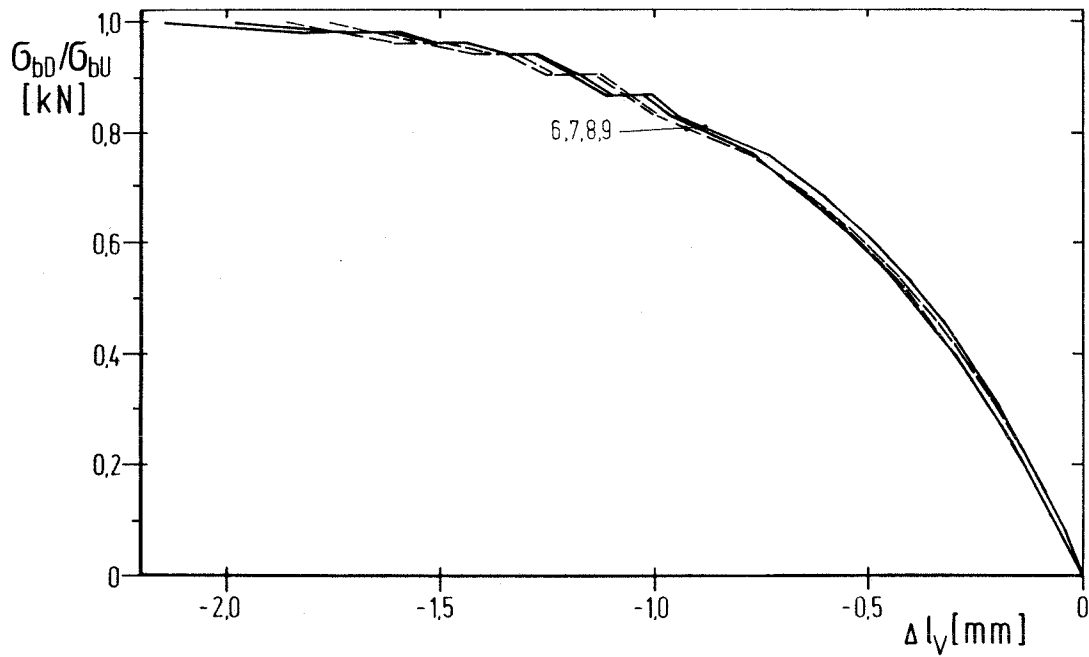


Bild 98: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite

- - - Rückseite

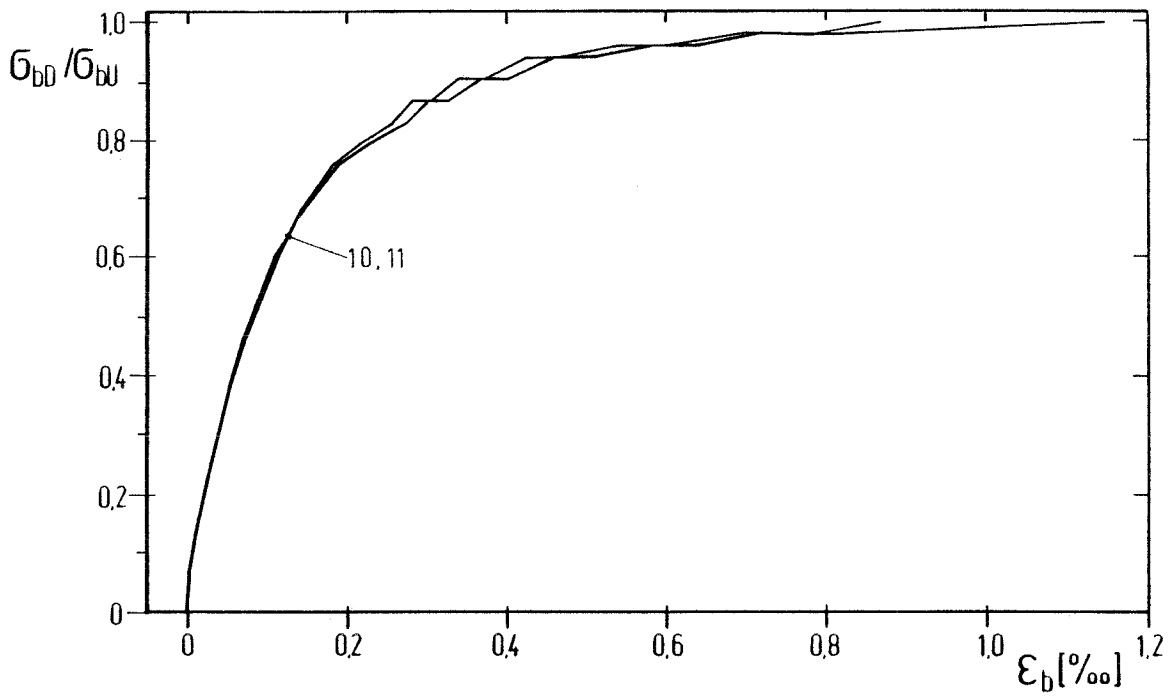
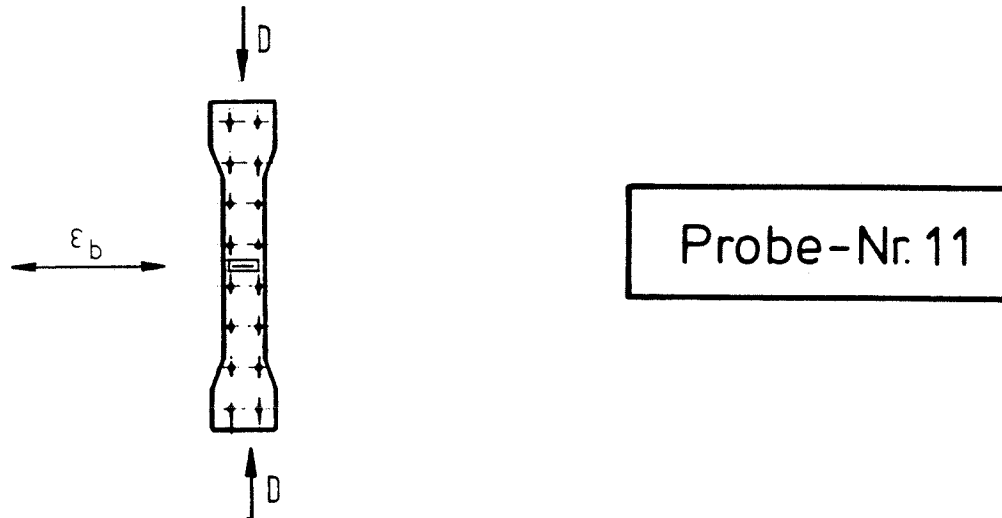


Bild 99: Betondehnungen auf den Probenstirnseiten während Druckbelastung, Erfassung durch Dehnmeßstreifen

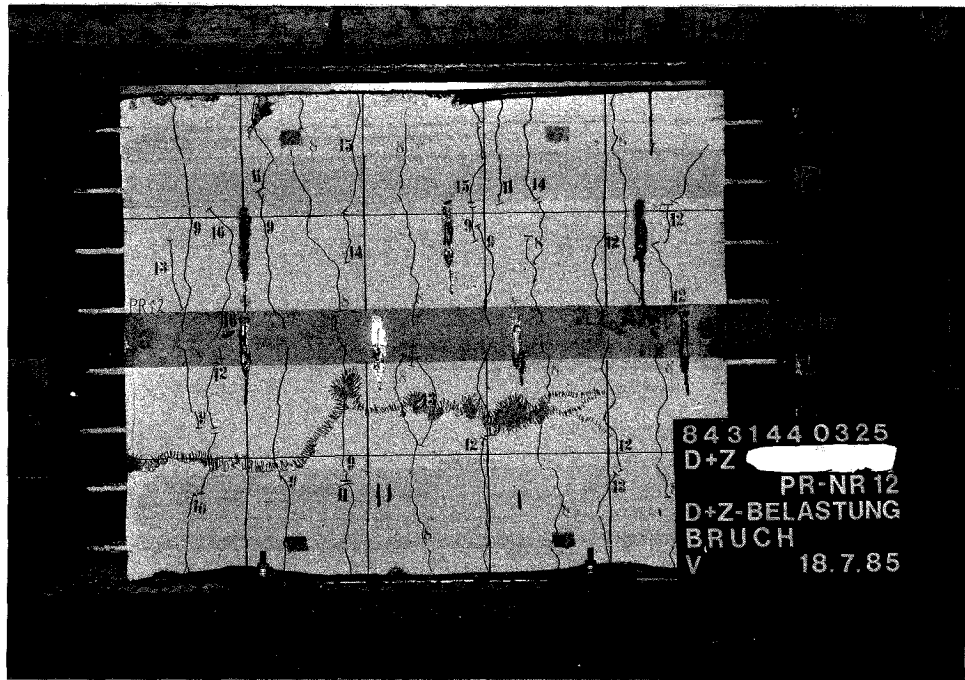
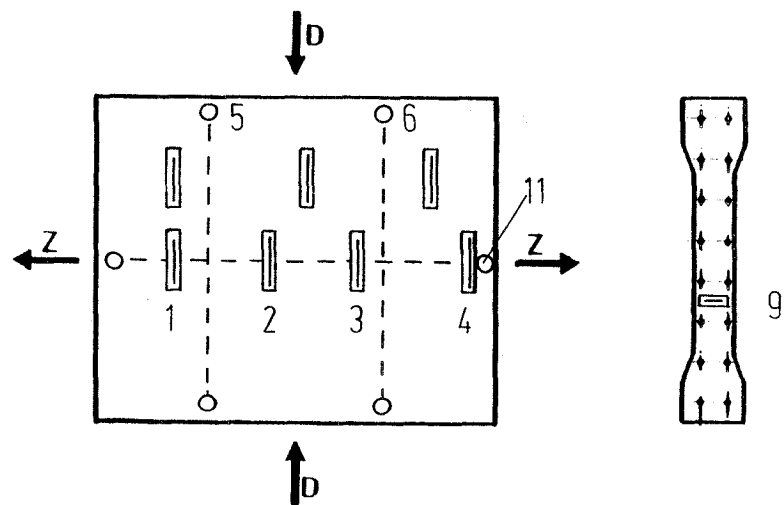


Bild 100: Vorderseite

Probe-Nr.12

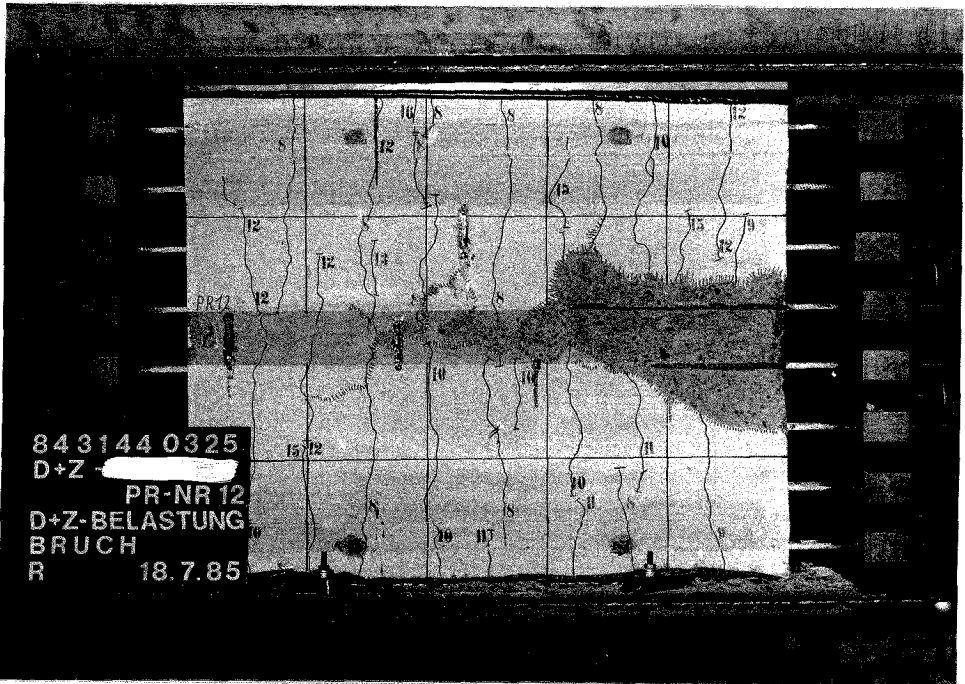
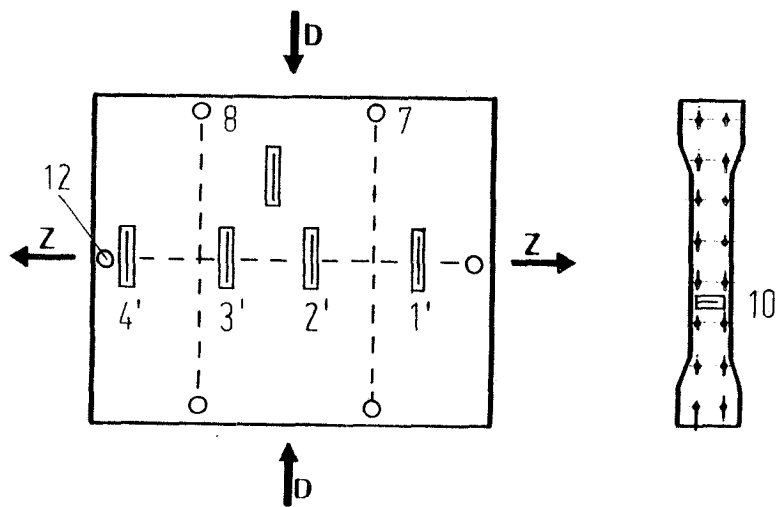
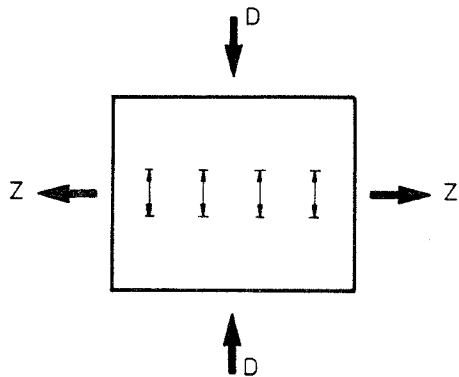


Bild 101: Rückseite



Probe-Nr.12

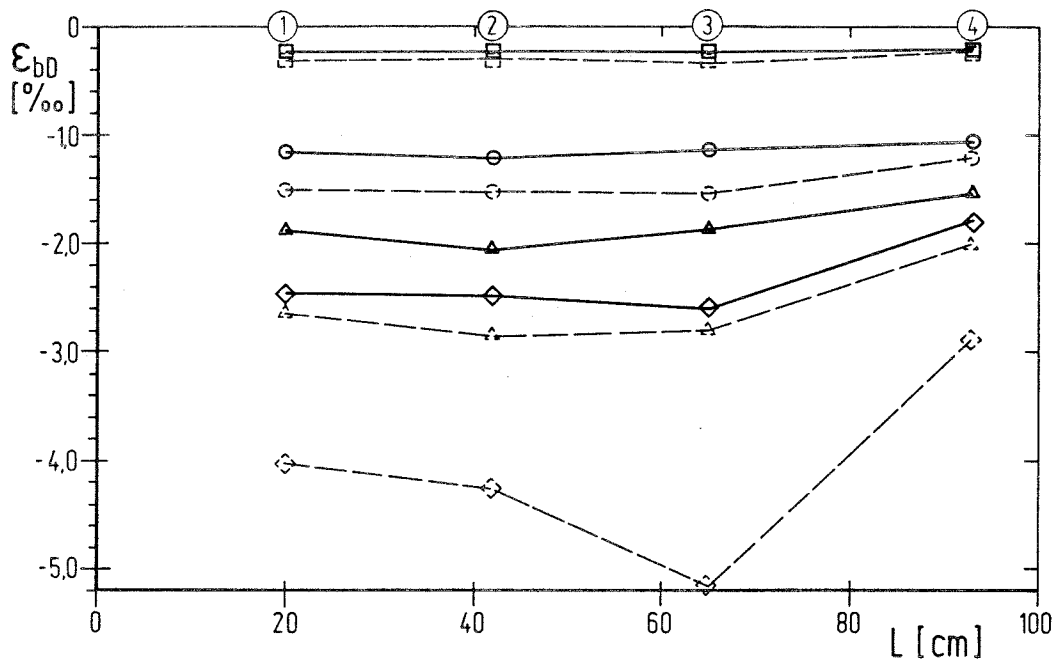


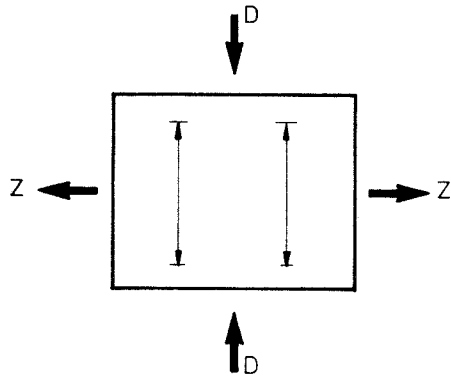
Bild 102: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

———— Vorderseite

- - - - - Rückseite

Laststufen: □ - 600
○ - 1800
△ - 2190
◇ - 2330

[KN] $\sigma_b = 6,0$ [N/mm²]
 $\sigma_b = 18,0$
 $\sigma_b = 21,9$
 $\sigma_{b,u} = 23,3$



Probe-Nr.12

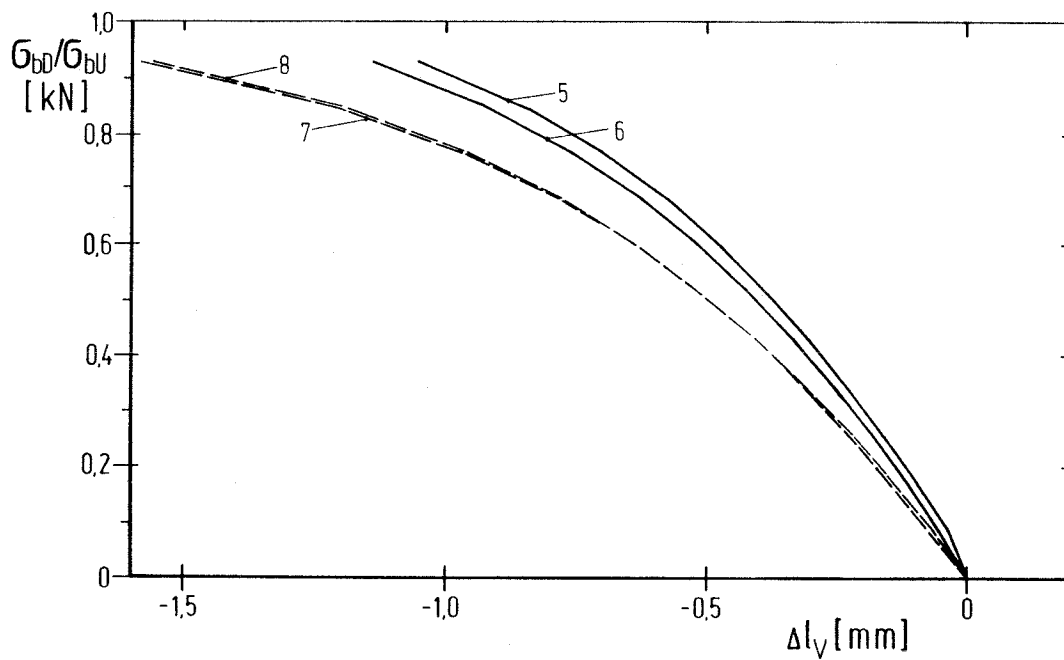
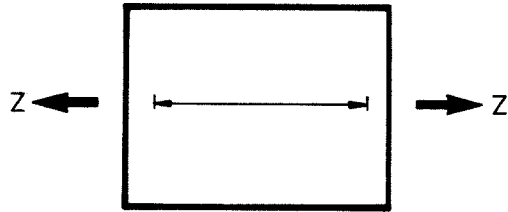


Bild 103: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

- Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr.12

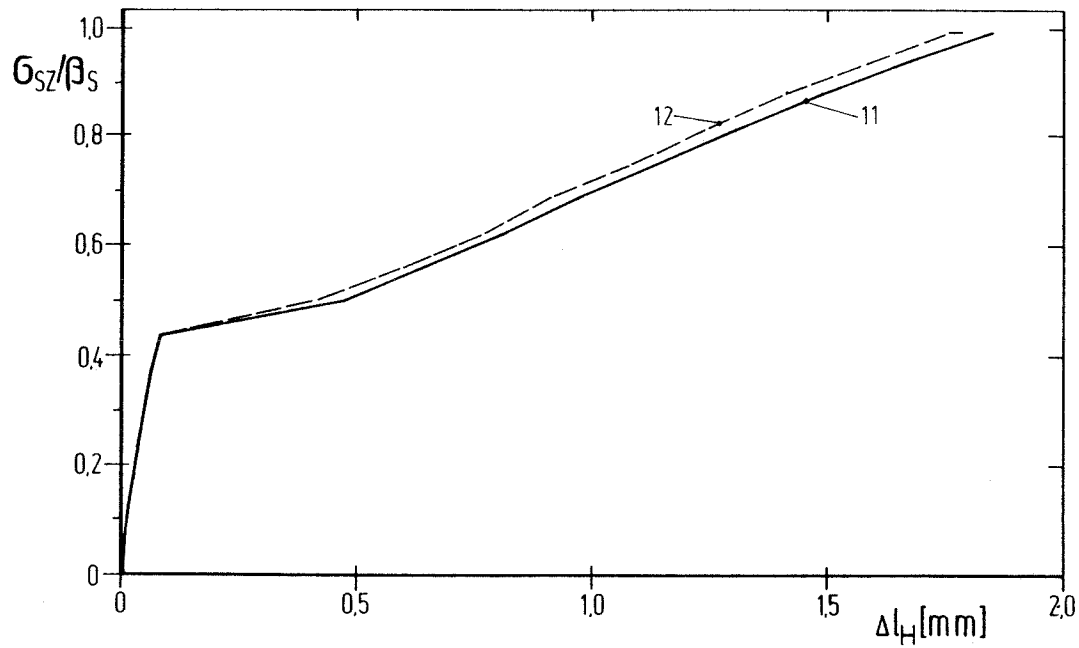
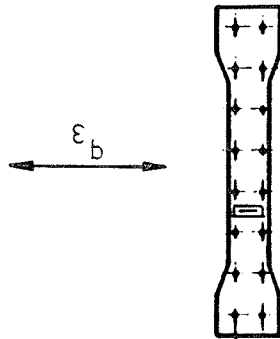


Bild 104: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr.12

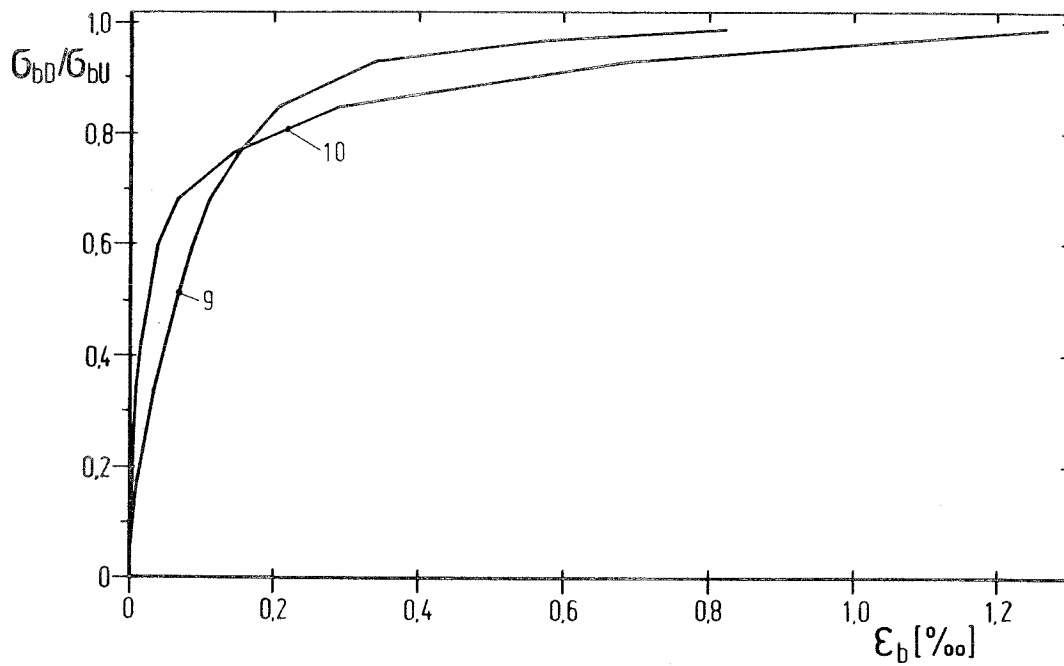
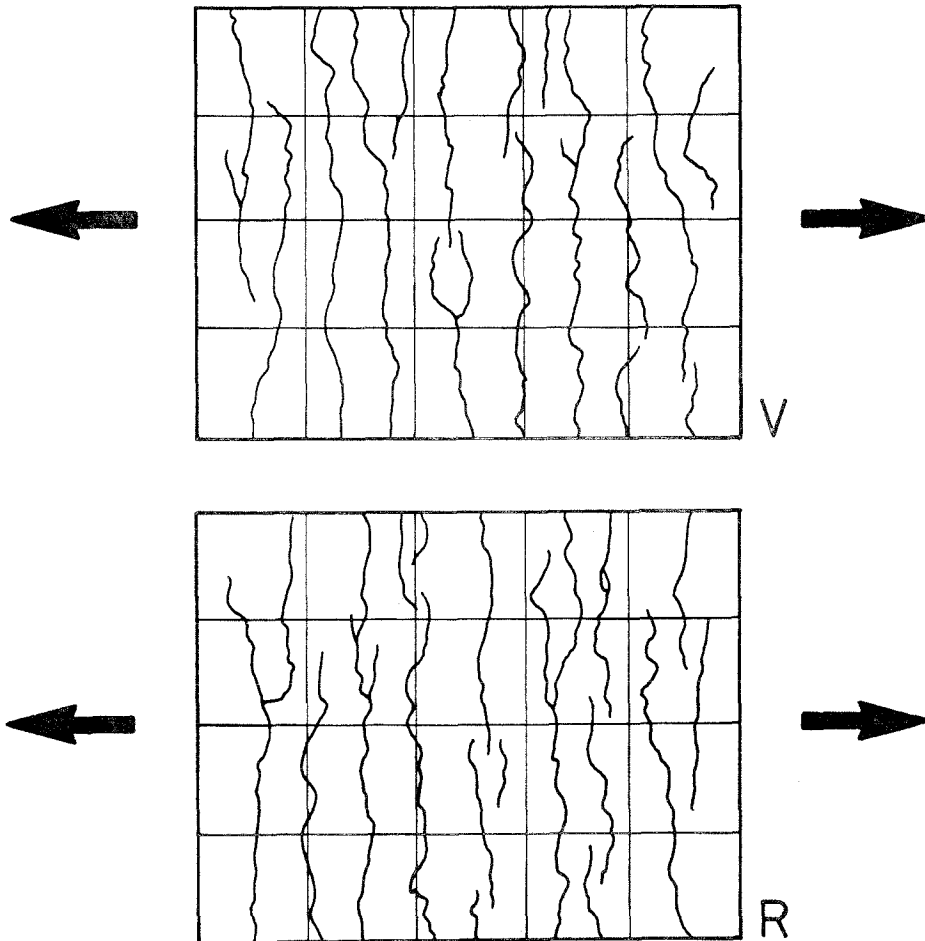


Bild 105: Betondehnungen auf den Probenstirnseiten während Druckbelastung, Erfassung durch Dehnmeßstreifen

Probe-Nr.12



Probe - Nr. 12	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	10,2	2,9	28,5
Rückseite	10,2	3,0	29,9

Bild 106: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

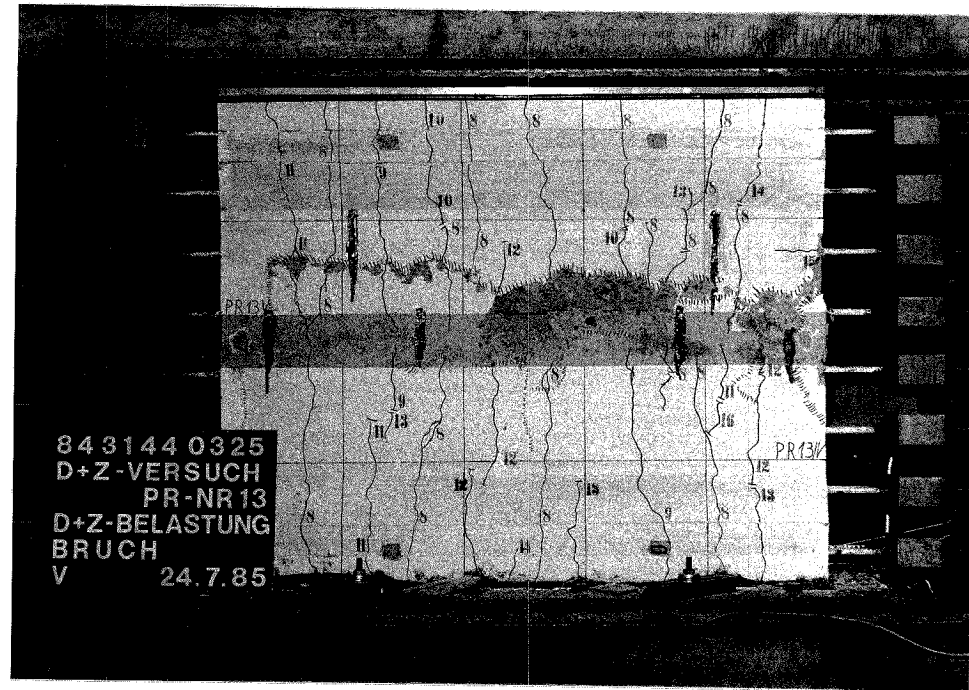
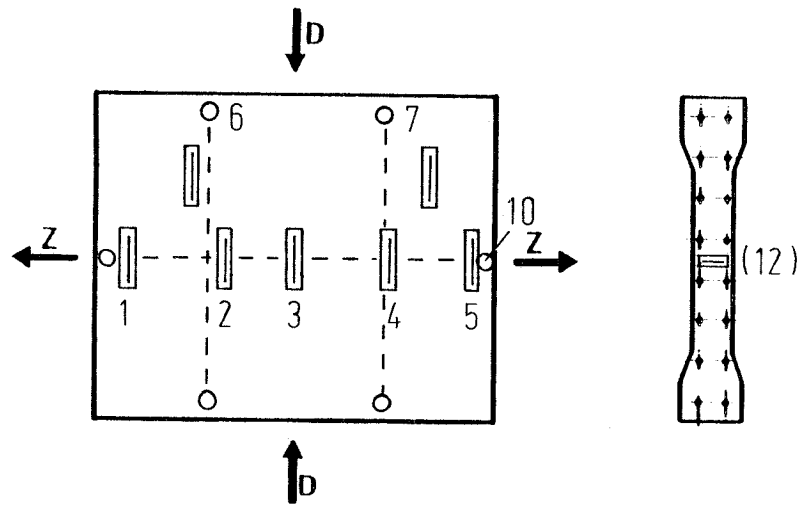


Bild 107: Vorderseite

Probe-Nr. 13

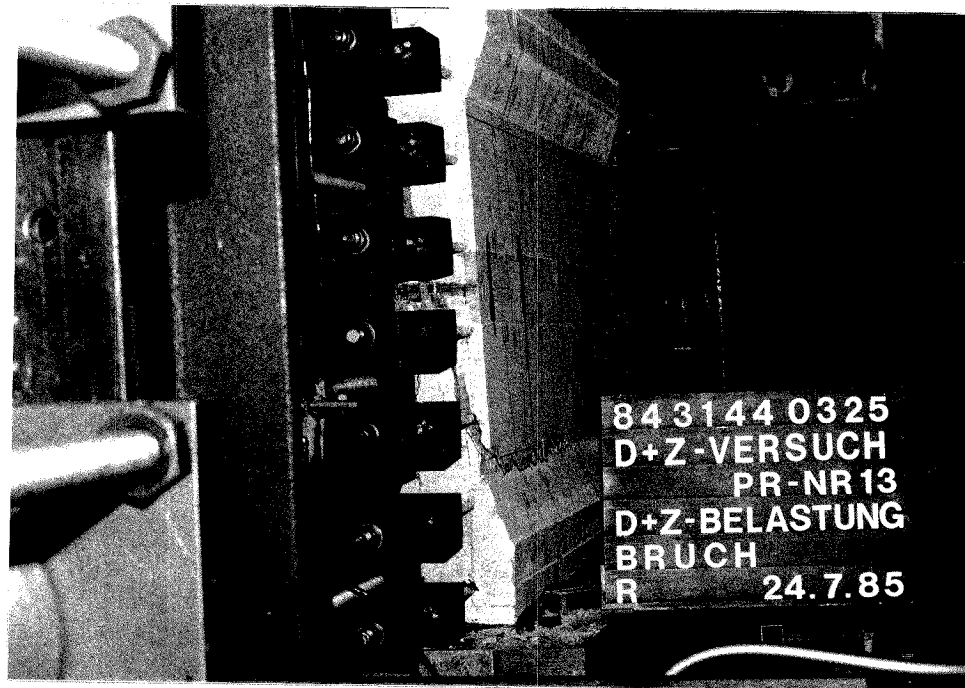
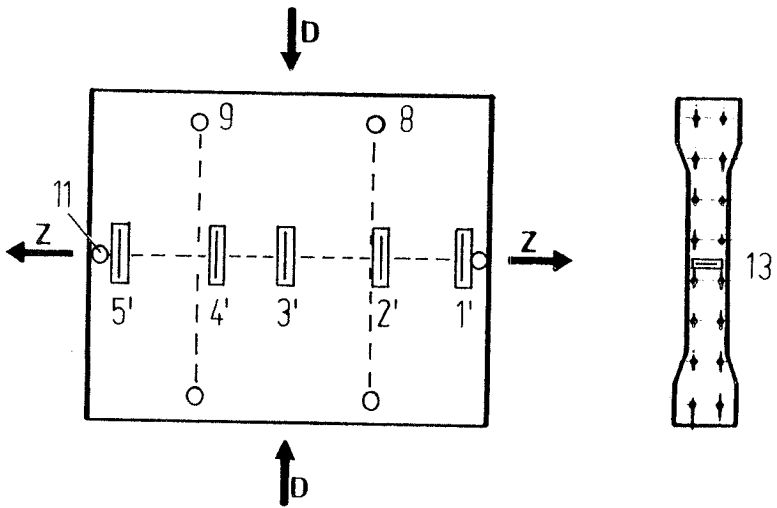


Bild 108: Rückseite

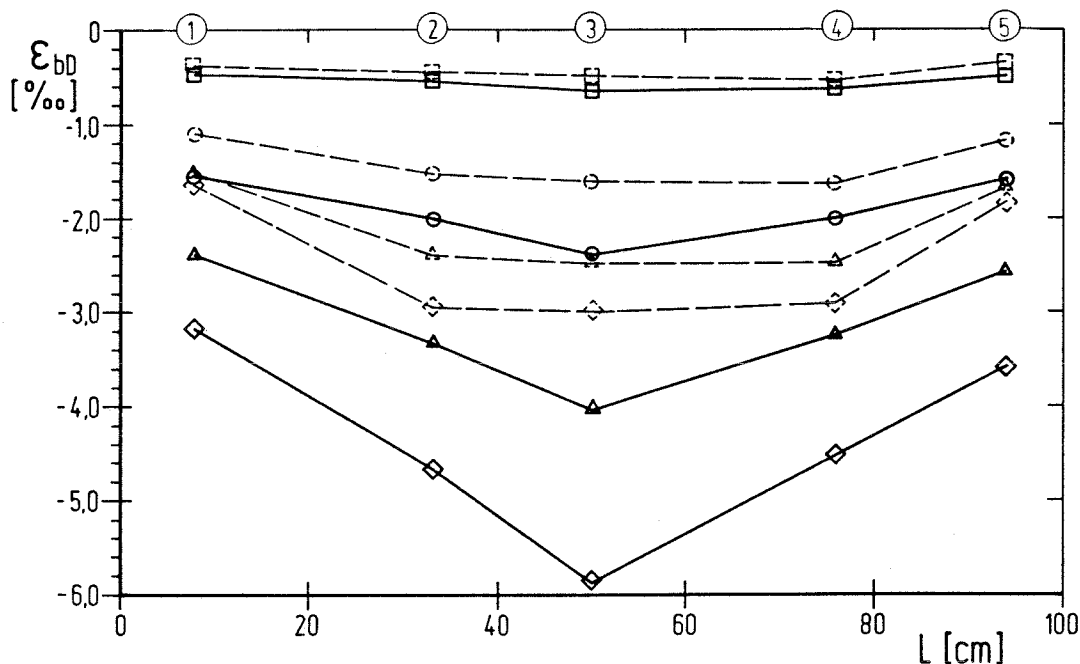
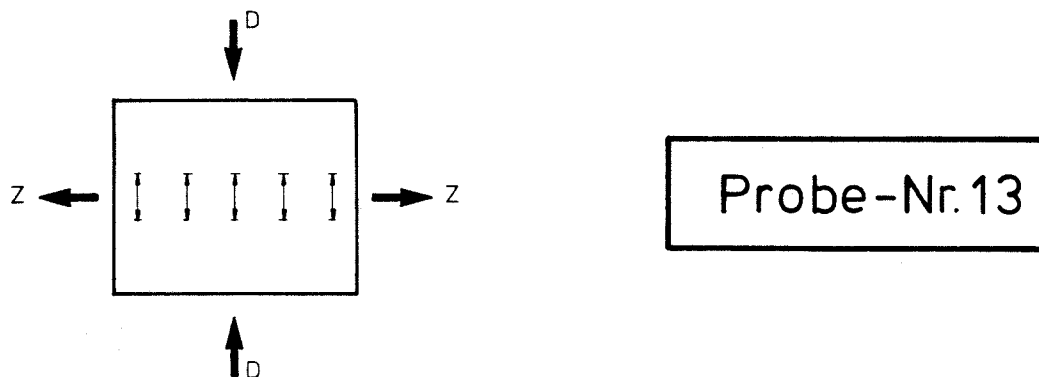
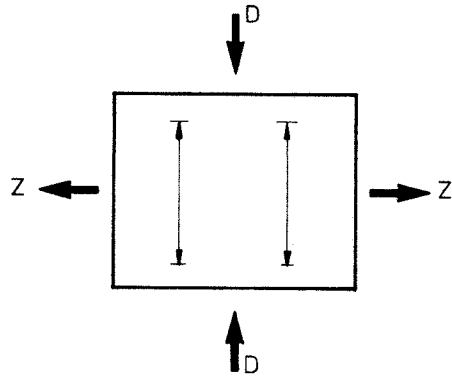


Bild 109: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmessstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1000 [KN] $\sigma_b = 10,0$ [N/mm²]
 ○ - 1900 $\sigma_b = 19,0$
 △ - 2150 $\sigma_b = 21,5$
 ◇ - 2240 $\sigma_{b,u} = 22,4$



Probe-Nr. 13

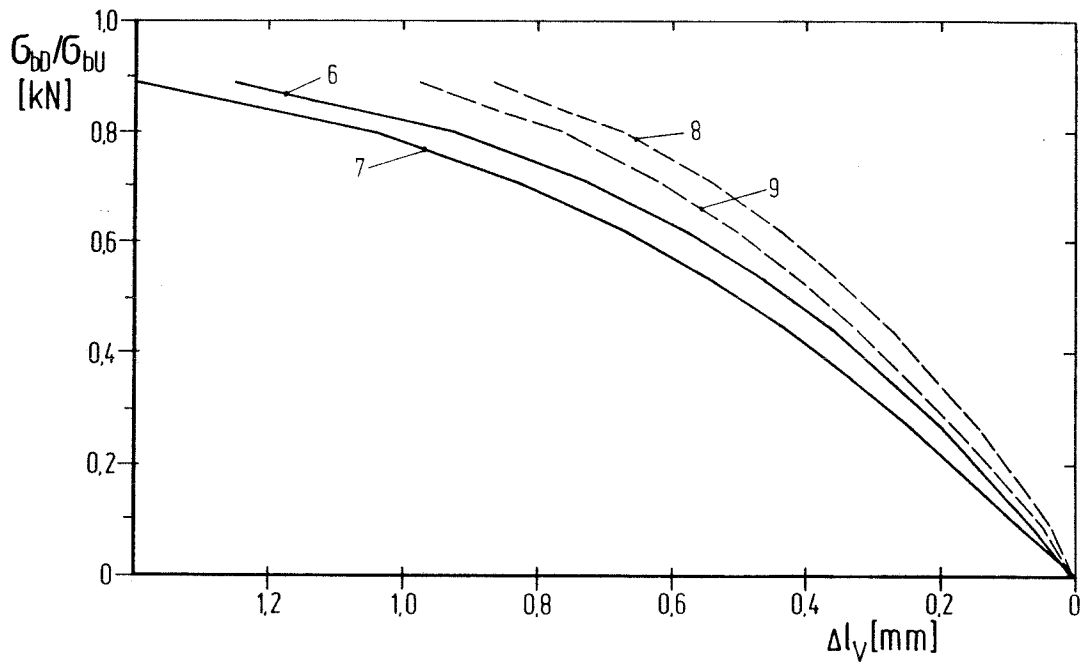


Bild 110: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

- Vorderseite
- - - Rückseite

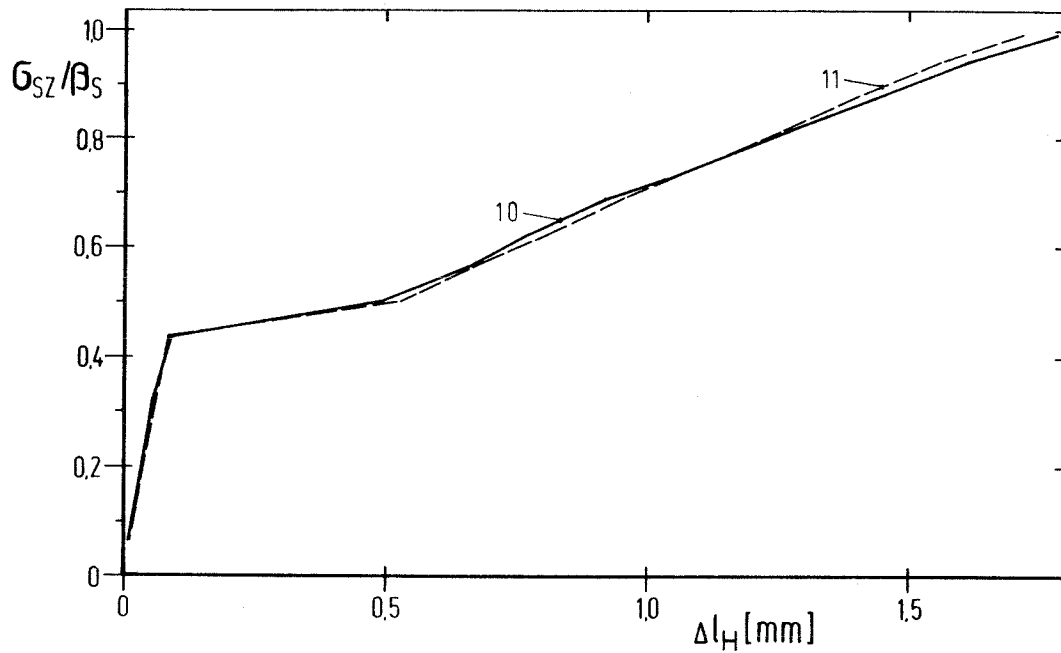
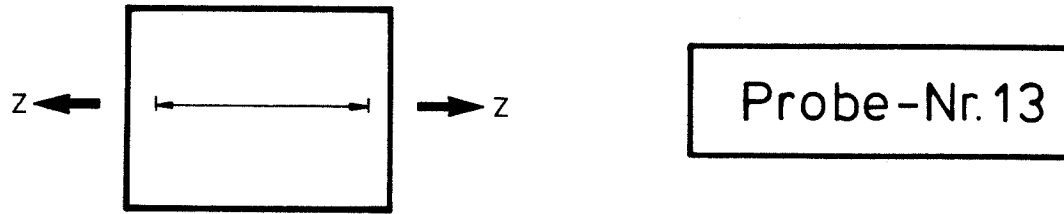
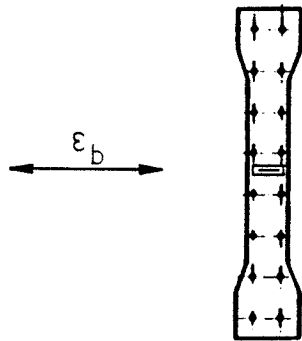


Bild 111: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite



Probe-Nr. 13

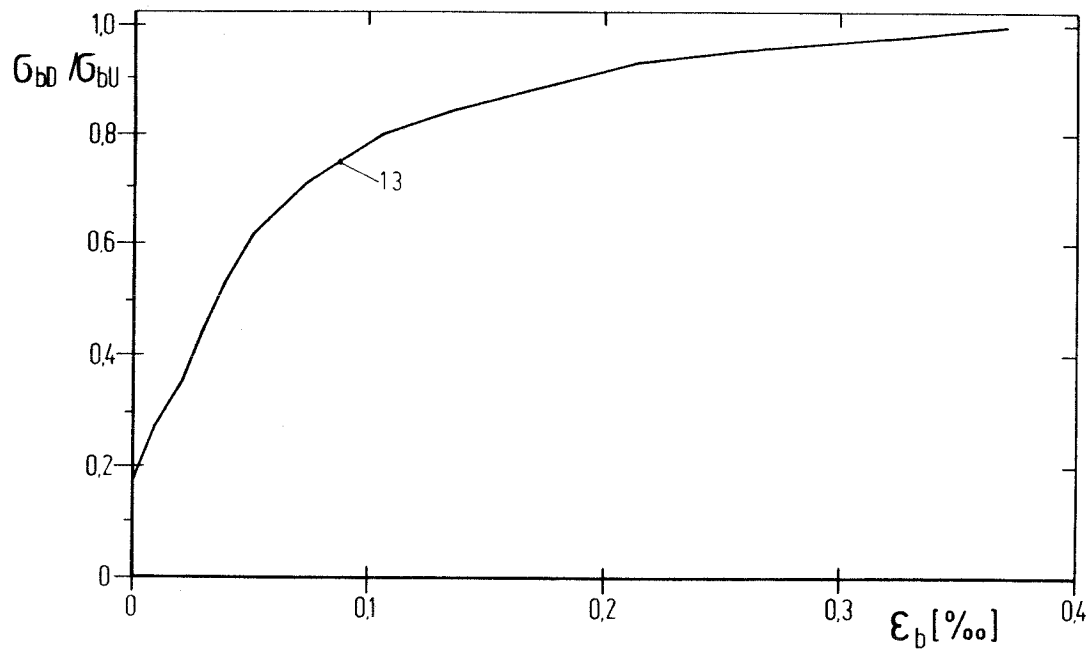
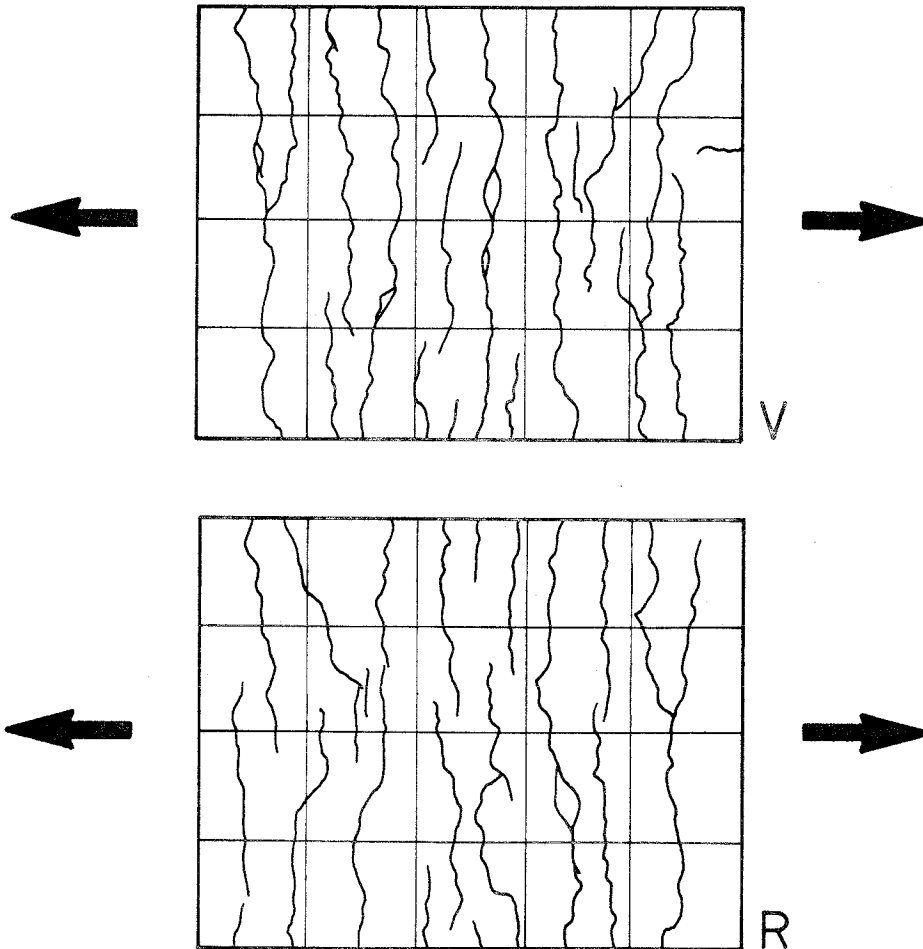


Bild 112: Betondehnung einer Stirnseite während Druckbelastung, Erfassung durch Dehnmeßstreifen. Meßstelle der anderen Stirnseite ausgefallen

Probe-Nr. 13



Probe - Nr. 13	mittl. Rißabstand aus 5 horizontalen Schnitten (cm)	Standard- abweichung (cm)	Variations- koeffizient (%)
Vorderseite	10,0	3,2	32,4
Rückseite	10,0	3,2	31,9

Bild 113: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn

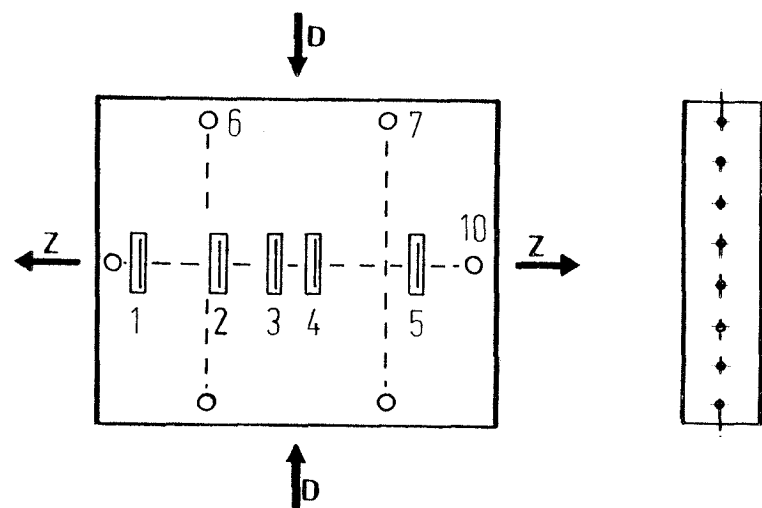


Bild 114: Vorderseite

Probe-Nr. 14

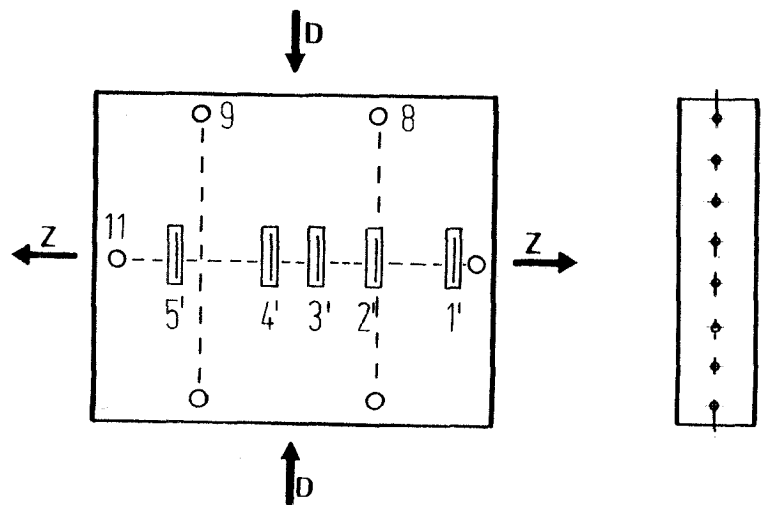
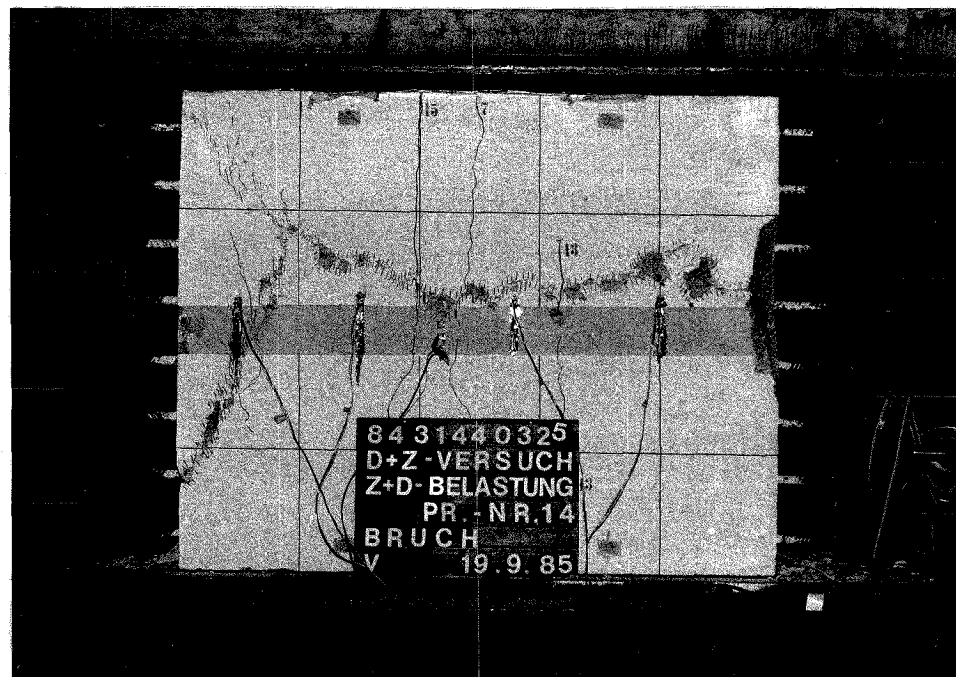
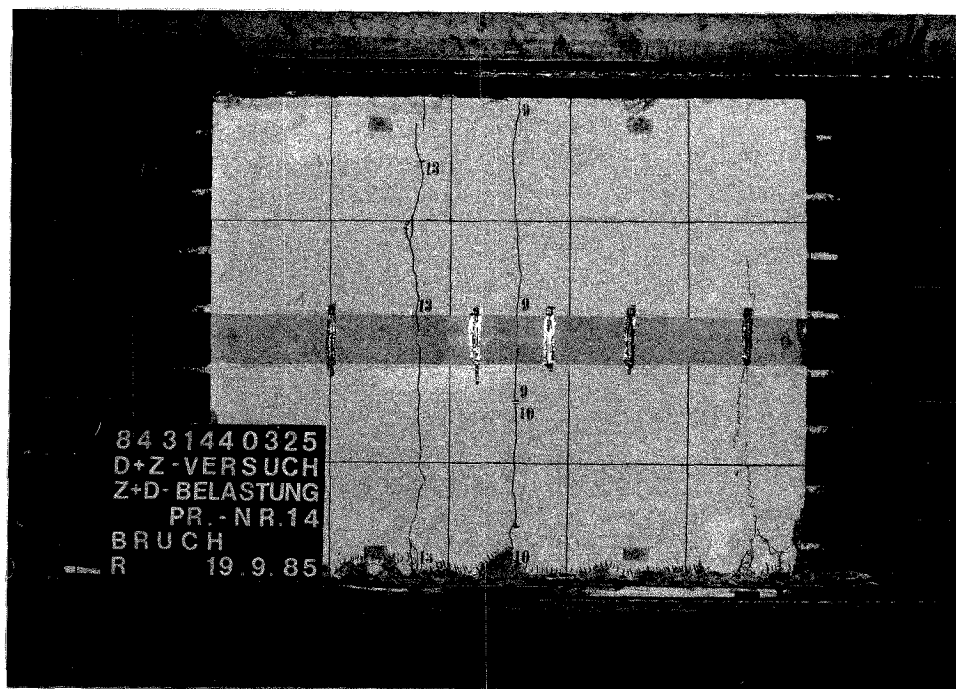
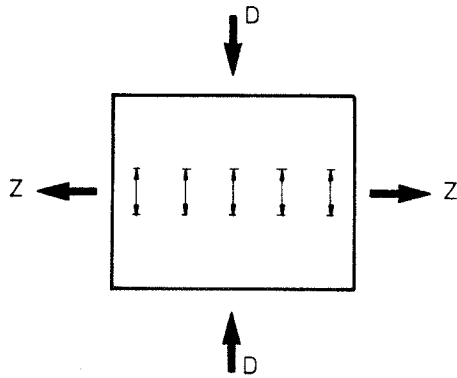


Bild 115: Rückseite





Probe-Nr. 14

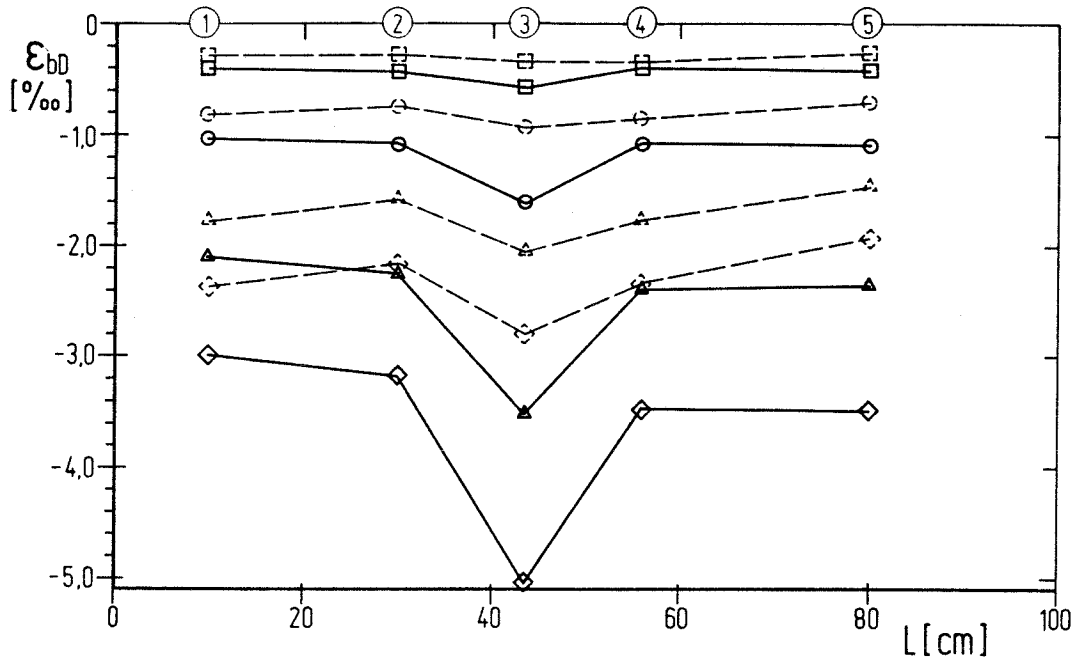


Bild 116: Betondruckdehnungen infolge Druckbelastung;
Dehnungsmeßstreifen in halber Probenhöhe

— Vorderseite

- - - Rückseite

Laststufen: □ - 1500

○ - 3020

△ - 4020

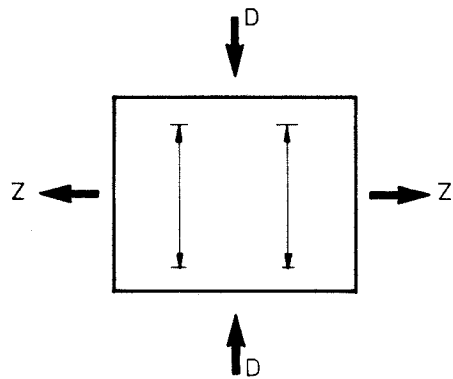
◇ - 4230

[KN] $\sigma_b = 7,5$ [N/mm²]

$\sigma_b = 15,1$

$\sigma_b = 20,1$

$\sigma_{b,u} = 21,1$



Probe-Nr. 14

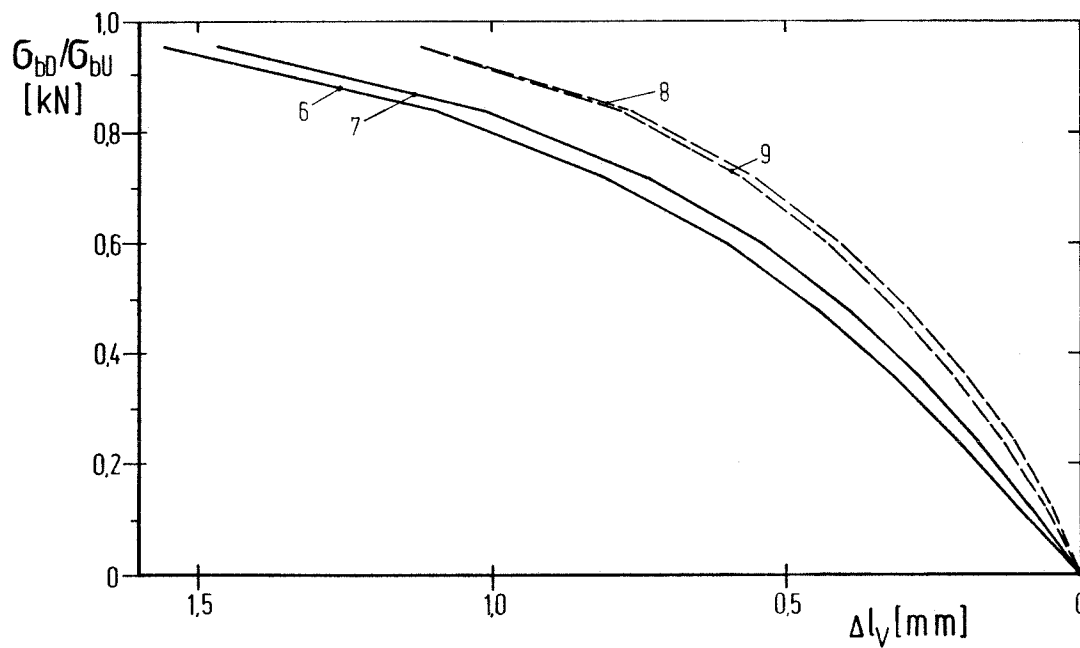


Bild 117: Vertikale Probenstauchung während Druckbelastung, erfaßt durch induktive Wegaufnehmer.

— Vorderseite
- - - Rückseite

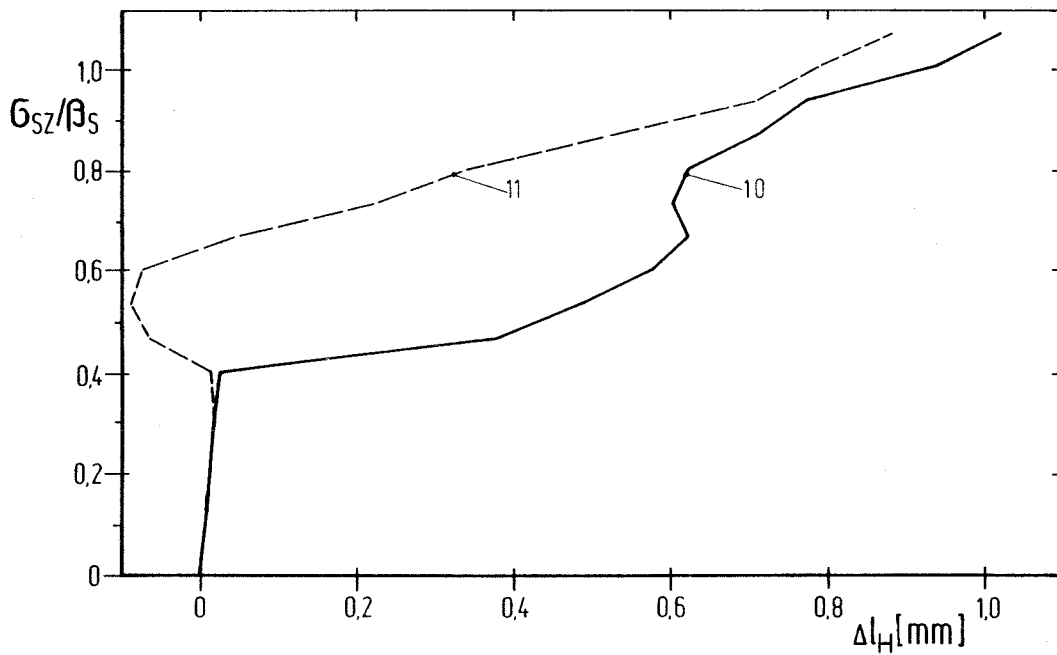
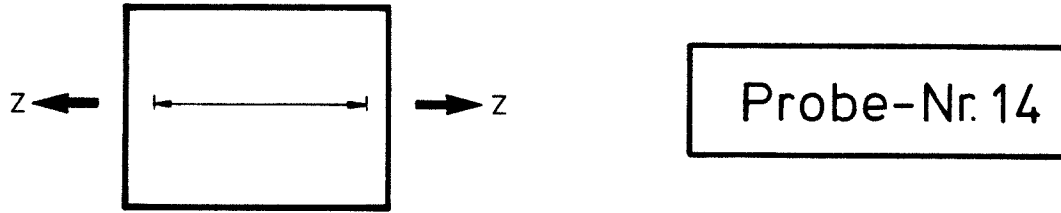


Bild 118: Horizontale Probenverlängerung während einachsiger Zugbelastung erfaßt durch induktive Wegaufnehmer in halber Probenhöhe.

— Vorderseite
- - - Rückseite

Probe-Nr. 14

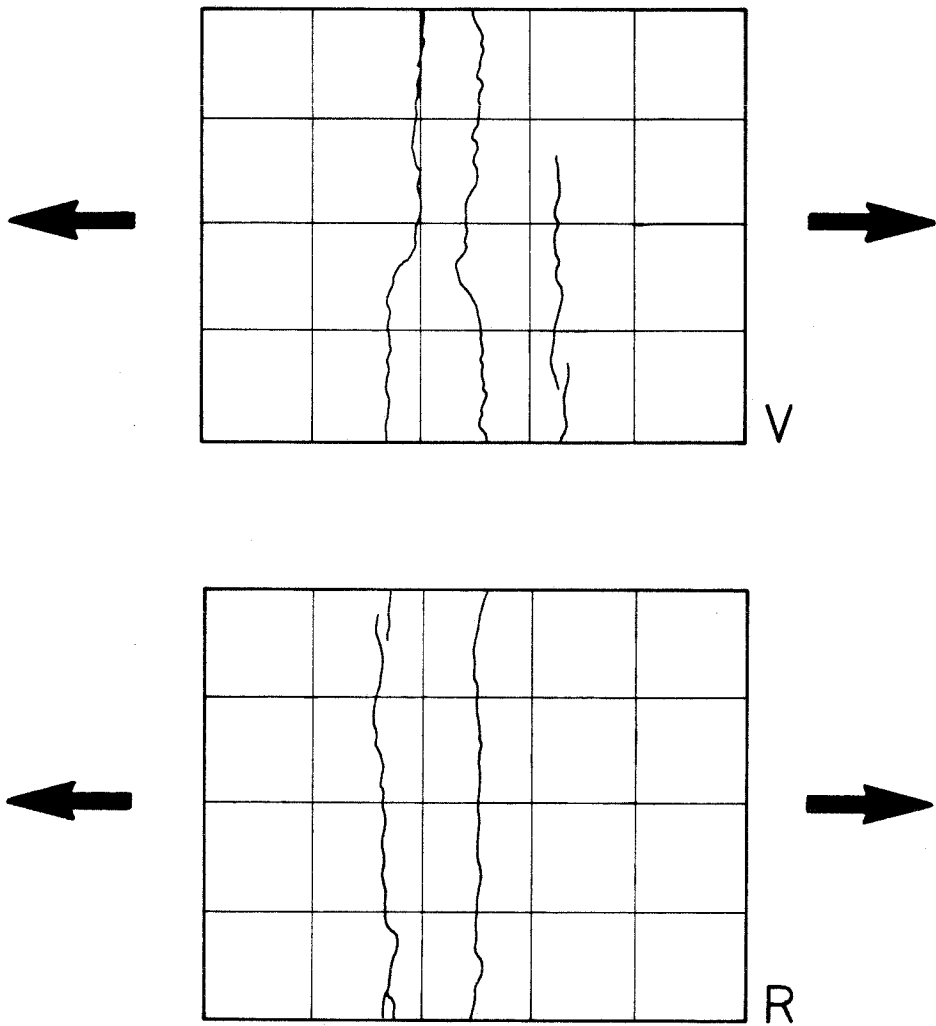
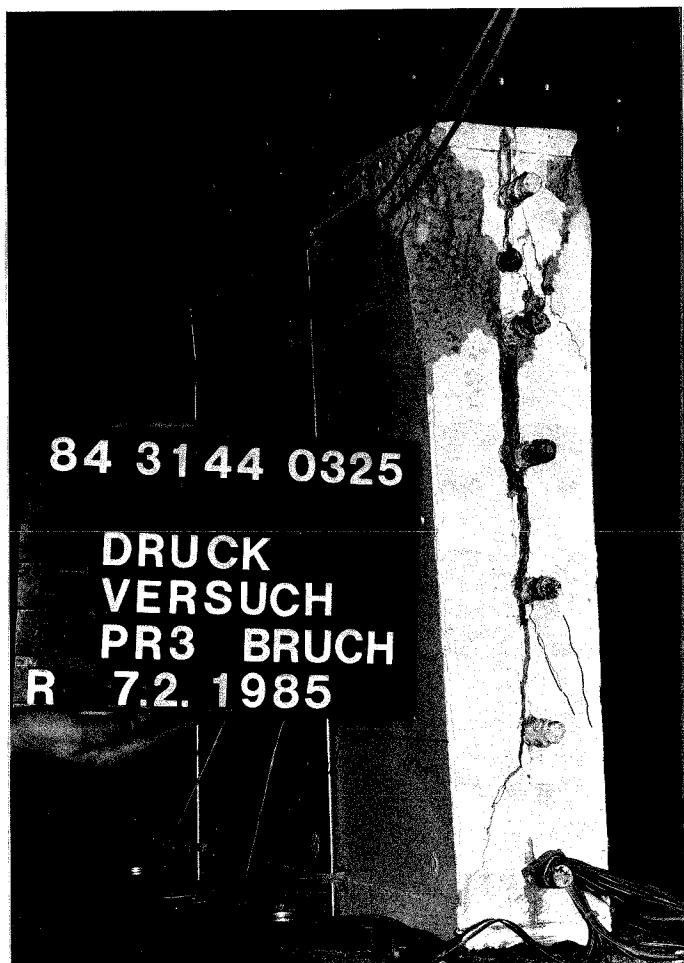
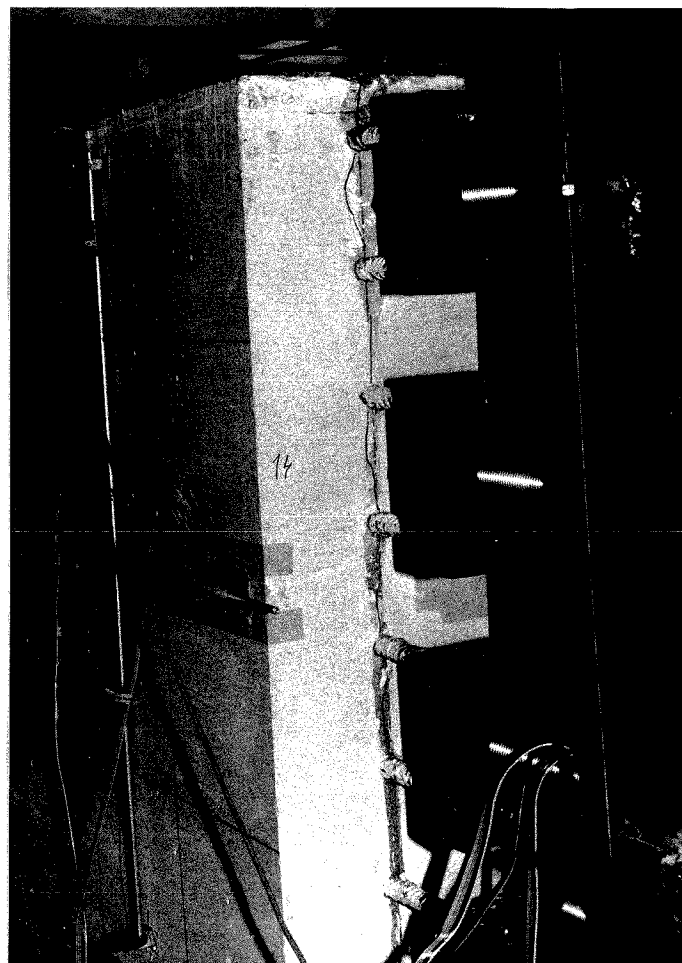


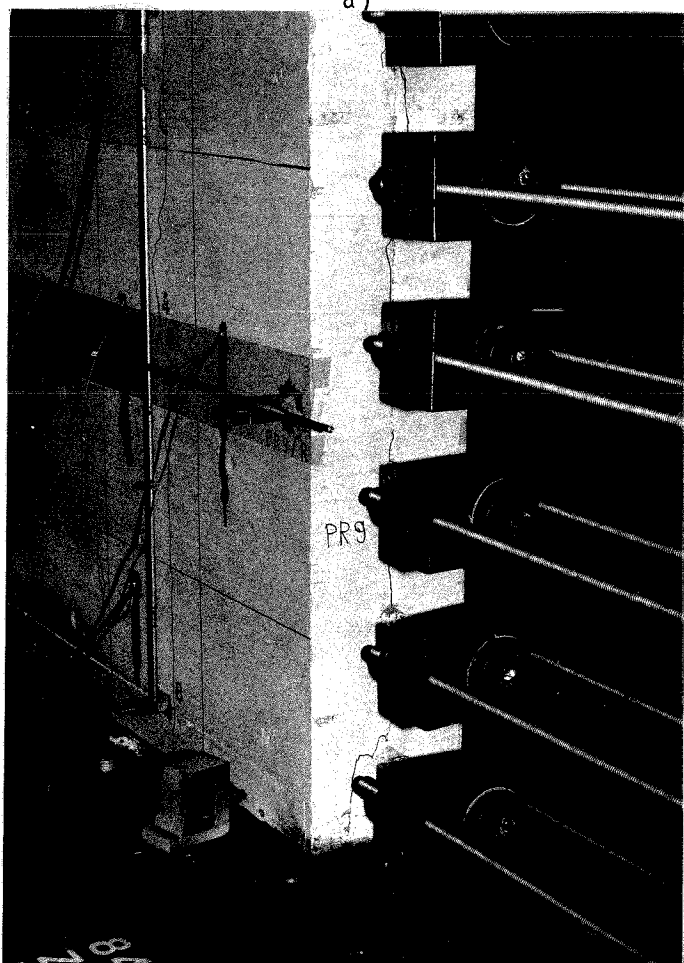
Bild 119: Rißbildung durch einachsige Zugbelastung
vor Druckbelastungsbeginn



a)



b)



c)

Bild 120: Spaltriß zwischen den Bewehrungsstäben nach bzw. kurz vor Probenversagen.

- a) Probe Nr. 3
- b) Probe Nr. 14
- c) Probe Nr. 9

Summary

"Experimental research on the compressive strength of
inplane loaded reinforced concrete panels subjected
to compression and orthogonal tension"

AZ.: IV / 1-5-394/84

To study the compressive strength of reinforced inplane loaded concrete panels in an orthogonal compression/tension field, 14 panels were experimentally investigated. The dimensions, width/height/thickness were 100/80/16 resp. 100/80/10 cm. At first the horizontal reinforcement was stressed up to the yielding limit, then a vertical compressive load was applied until compression failure occurred. The bearing capacity thus gained with seven panels was compared with six other panels exclusively loaded in monoaxial compression. One test specimen was used for a first preliminary extrapolation to thicker panels of 20 cm, another one failed because of irregularities during loading in tension.

From these tests, where cracks with a distance between 7 ± 25 cm were systematically produced by means of different bar diameters, the following results could be gained.

The orthogonal compressive strength of inplane loaded panels with transversal tension up to the yield limit of the reinforcing steel strongly depends on the compressive capacity of the remaining crosssections between the cracks. Therefore it decreases with the bar diameter under thus equal conditions due to the smaller crack distance. It increases with the bar diameter as long as the panel's thickness and the spacing between the single bars in the direction of the compressive load is greater than 5 ± 6 times the bar diameter in case of a one layer reinforcing mesh resp. greater than 8 ± 10 times the bar diameter in case of a two layer mesh.

The bearing capacity rises with the panel's thickness. Its reduction due to the transversal tension field was less than 15%, which corresponds with the results of other investigators.

Résumé
des recherches concernant

"La résistance à la compression de béton armé en cas d'effort de traction transversale appliqué simultanément"

AZ.: IV / 1-5-394/84

Pour étudier la résistance des plaques armées dans un champs de traction/compression orthogonal, 14 plaques aux dimensions 100/80/16 cm et 100/80/10 cm (longueur/largeur/épaisseur) ont été soumises à des essais. Tout d'abord, en tenant compte du dimensionnement habituel des plaques, l'armature horizontale a été soumise à un effort de traction jusqu'à la limite conventionnelle d'élasticité, puis un effort de compression a été appliqué verticalement jusqu'à défaillance. La résistance en compression ainsi déterminée sur sept corps d'épreuve a été comparée avec la résistance monoaxiale déterminée sur six plaques. Sur les sept corps d'épreuve, un était destiné à un premier essai d'extrapolation à des plaques à plus grande épaisseur, un autre a failli de façon imprévue.

Ces essais, où des fissures aux distances de 7 à 25 cm ont pu être produites systématiquement avec différents diamètres d'acier permettent d'obtenir les résultats suivants:

La résistance en compression orthogonale des plaques en béton armé soumises à des efforts de traction transversale dépend de la résistance des sections résiduelles après la fissuration. Dans les mêmes conditions, cependant avec des diamètres d'acier plus petits, elle diminue avec l'espacement réduit des fissures. Elle augmente avec ce dernier, tant que l'épaisseur de la plaque et l'espacement des aciers de l'armature transversale dans la direction de la compression appliquée sont au moins 5 à 6 fois le diamètre de l'acier dans le cas du ferrailage à une couche et 8 à 10 fois le diamètre de l'acier dans le cas du ferrailage à deux couches.

La résistance augmente avec l'épaisseur de la plaque. Sa réduction due à un effort de traction transversale appliqué reste toujours en dessous de 15% ce qui correspond aux résultats des autres investigateurs.