

Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Serie C

Working Paper

Author(s):

Cafilisch, Reto; Krauss, Richard; Thürlimann, Bruno

Publication date:

1971

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-002212753>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik ETH Zürich 6504-3

Lehrstuhl Baustatik
und Massivbau ETH
Handbibliothek

No. _____

**Biege- und Schubversuche
an teilweise vorgespannten
Betonbalken, Serie C**

Reto Caflisch
Richard Krauss
Bruno Thürlimann

Februar 1971
Bericht Nr. 6504-3

Institut für Baustatik ETH Zürich

**Biege- und Schubversuche an
teilweise vorgespannten Betonbalken, Serie C**

von

Dipl. Ing. Reto Caflisch
Dipl. Ing. Richard Krauss
Prof. Dr. Bruno Thürlimann

Institut für Baustatik
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
Februar 1971

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Einleitung	3
2. Versuchsplanung	4
2.1 Zielsetzung der Versuchsserie C	4
2.2 Biegeparameter	4
2.3 Schubparameter	5
3. Versuchsbalken	7
3.1 Beschreibung	7
3.11 Abmessungen, Armierungen	7
3.12 Herstellung, Vorspannung, Lagerung	7
3.13 Schwinden, Kriechen, Relaxation	8
3.2 Baustoffe	8
3.21 Beton	8
3.22 Armierungsstahl	9
3.23 Spannstahl	10
3.3 Rechnerische Werte	10
3.31 Querschnittswerte	10
3.32 Schubarmierung	10
3.33 Vorspannkräfte	10
3.34 Bruchmomente	11
3.35 Fließmomente	11
3.36 Schubbruchquerkräfte	11
3.37 Gebrauchslasten im Biegebereich	12
3.38 Gebrauchslasten im Schubbereich	12
4. Durchführung der Versuche	13
4.1 Vorbereitung der Balken	13
4.2 Versuchseinrichtung	13
4.3 Laststellungen	13
4.4 Versuchsablauf, Belastungsprogramm	13
4.5 Messungen	14
4.51 Lasten	14
4.52 Dehnungen, Stauchungen	14
4.53 Durchbiegungen	15
4.54 Risse	15

	Seite
5. Versuchsergebnisse des Biegebereichs	16
5.1 Tragverhalten im Biegebereich	16
5.11 Allgemeines	16
5.12 Spezielles Verhalten des Balkens C_3'	16
5.13 Maximale Lasten	16
5.2 Gebrauchslasten	17
5.3 Risse	18
5.31 Allgemein	18
5.32 Lasten bei Rissbeginn	19
5.33 Rissbreiten im Gebrauchszustand	19
5.34 Rissbegrenzung	20
5.35 Vergleich Bügelabstand	20
5.36 Vergleich Durchmesser der schlaffen Längsarmierung	21
5.37 Vergleich verschiedener Parameter	21
5.4 Durchbiegungen	23
5.41 Biegelinien	23
5.42 Durchbiegungen in Feldmitte	23
5.43 Vergleich Versuch - Theorie	24
5.5 Krümmungen	24
6. Versuchsergebnisse des Schubbereichs	25
6.1 Tragverhalten	25
6.2 Bruchverhalten	25
6.21 Bruchlasten	25
6.22 Brucharten	26
6.23 Schubbruchverhalten der einzelnen Träger	27
6.24 Maximale nominelle Schubspannungen	30
6.3 Fließen der Schubarmierung	30
6.31 Bestimmung der experimentellen Fließquerkraft	30
6.4 Gebrauchslasten	31
6.5 Risse	32
6.51 Allgemein	32
6.52 Rissbeginn	34
6.53 Rissbreiten im Gebrauchszustand	35
6.54 Rissbegrenzung	35
6.55 Vergleiche	35

	Seite
6.6 Deformationen	37
6.61 Schiebungen	37
6.62 Dehnungen der Längsarmierung	37
6.63 Dehnungen der Schubarmierung	39
6.64 Betonstauchungen	40
6.7 Vergleich Versuchsergebnisse - SIA Norm 162, Richtlinie 17	41
6.71 Vergleich theoretische - experimentelle Bruchquerkraft	41
6.72 Vergleich der maximalen nominellen Schubspannungen	42
6.73 Vergleich theoretische - experimentelle Fließquerkräfte	43
6.74 Vergleich Gebrauchslasten - experimentelle Fließ- und Bruchquerkräfte	44
6.75 Bemessungsquerkraft SIA Norm 162, Richtlinie 17	46
7. Zusammenfassung	48
Résumé	50
Summary	53
Verdankungen	55
Literaturverzeichnis	56
Bezeichnungen	57
Tabellen	63
Bilder	76

1. EINLEITUNG

Die Versuchsserie C von 5 teilweise vorgespannten Betonträgern wurde am Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, durchgeführt. Sie schliesst an die bereits in [1] und [2] beschriebenen Serien A und B an. Wie aus der Parametervariation (Tabellen 1 und 2) ersichtlich ist, wurde mit gezielten Einzelversuchen, die einen Vergleich mit den Resultaten von Serie A und B erlaubten, das Schubtragverhalten näher abgeklärt.

Die Auswertung der Versuche erfolgte im gleichen Rahmen wie bei den vorangegangenen Versuchsreihen. Um einen Vergleich mit ihnen zu erleichtern, sind die gleichen Bezeichnungen und Darstellungen gewählt worden.

2. VERSUCHSPLANUNG

2.1 Zielsetzung der Versuchsserie C

In den zwei Versuchsserien A und B wurden grundsätzliche Aspekte des Biege- und Schubverhaltens teilweise vorgespannter Betonbalken untersucht. Die Resultate wurden in den zwei Berichten [1] und [2] zusammengestellt. Die wichtigsten Erkenntnisse wurden in den Zusammenfassungen dargelegt. Daraus können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Biegeverhalten . Bruchzustand ist gut erfassbar
 - . Fliessmoment kann exakt berechnet werden
 - . Deformationsverhalten im Gebrauchszustand bedarf noch weiterer Abklärungen.
- Schubverhalten . Bruchzustand ist noch unabgeklärt
 - . Fliessquerkraft kann genau bestimmt werden
 - . Deformationsverhalten im Gebrauchszustand ist nicht völlig abgeklärt.

Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, dass vor allem das Schubbruchverhalten weiterer Untersuchungen bedarf. Deshalb wurden in der Serie C primär jene Parameter variiert, von welchen man einen erheblichen Einfluss auf das Schubbruchverhalten erwartete. Im weitem wurden die noch freien Parameter so variiert, dass das Deformationsverhalten des Biege- und Schubbereichs besser beurteilt werden konnte.

2.2 Biegeparameter

Da die Parametervariation vor allem auf die Untersuchung des Schubbruchverhaltens ausgerichtet war, konnten die Biegeparameter nur wenig variiert werden. Bruch- und Fliessverhalten wurde nicht untersucht, da man nach Möglichkeit vor dem Fliesen der Längsarmierung einen Schubbruch erzeugen wollte. Das Verhalten im Gebrauchszustand konnte jedoch eingehend überprüft werden. Folgende Parameter haben einen mehr oder weniger grossen Einfluss auf das Risseverhalten im Biegebereich:

- Haftung der Armierung
- Durchmesser der Armierung \emptyset
- Oberflächenabstand der Armierung \bar{u}
- Stahlspannungen σ_e

- Bügelabstand t_B
- Armierungsgehalt Zugzone
- Verteilung der Längsarmierung

Auch bei der Serie C wurde wie bei Serie A und B die Haftung der verschiedenen Betonstähle nicht untersucht. Der Armierungsgehalt der Zugzone wurde durch die Untersuchung des Schubereichs festgelegt. Die Verteilung der Längsarmierung war bei diesen Querschnittsgrössen ausschliesslich eine Funktion des Durchmessers der Längsarmierung. Deshalb beschränkte sich die Variation der Biegeparameter hauptsächlich auf die Untersuchung des Oberflächenabstandes der Längsarmierung. Bei den Serien A und B wurde die Betonüberdeckung \bar{u} zu 2 cm angenommen. Bei der Serie C wurde der Oberflächenabstand \bar{u} konstant zu 4 cm festgelegt. Durch einen Vergleich konnte der Einfluss der Betonüberdeckung auf die maximalen Rissbreiten überprüft werden. Da noch weitere Variationsmöglichkeiten offen waren, wurde zudem der Einfluss des Durchmessers sowie der Bügelabstände untersucht. Die resultierende Parametervariation wurde in den Tabellen 1 und 2 dargestellt.

Nach Bild 3 ergeben sich folgende Vergleichsmöglichkeiten:

Einfluss \emptyset bei $t_B = 10 \text{ cm}$: $\bar{u} = 4 \text{ cm} - 2 \text{ cm}$ (Serie C/B)

Einfluss \emptyset bei $t_B = 30 \text{ cm}$: $\bar{u} = 4 \text{ cm} - 2 \text{ cm}$ (Serie C/B)

Einfluss \emptyset bei $\bar{u} = 4 \text{ cm}$: $t_B = 10 \text{ cm} - 30 \text{ cm}$ (Serie C)

Einfluss \emptyset bei $\bar{u} = 2 \text{ cm}$: $t_B = 10 \text{ cm} - 30 \text{ cm}$ (Serie B)

Der Einfluss der Stahlspannungen auf die Rissbreiten ergab sich zwangsläufig aus dem Moment-Riss-Diagramm, so dass dieser Parameter nicht speziell variiert werden musste.

Die Querschnittsform der Zugzone wurde entsprechend den Balken der Serie A gewählt. Die Querschnittsgestaltung der Druckzone wurde durch die Variation der Schubparameter festgelegt.

2.3 Schubparameter

Die Resultate der Schubversuche der Serien A und B [2] hatten gezeigt, dass das Schubbruchverhalten noch nicht völlig abgeklärt ist. Deshalb wurde die Serie C so ausgelegt, dass vor allem das Schubverhalten zwischen Fließlast und Bruchlast untersucht werden konnte. Zu diesem Zweck wurde die theoretische Schubbruchquerkraft zu 40 % bis 57 % der theoretischen Biegebruchquerkraft festgelegt (Tab. 20). Um mit den wenigen Balken möglichst klare Erkennt-

nisse über das Schubbruchverhalten zu erreichen, wurden nur einzelne Parameter variiert. Auf Grund der im Versuchsbericht [2] Abschnitt 3.22 aufgeführten Klassifikation der Schubbrucharten wurden bei der Versuchsplanung der Serie C folgende Ueberlegungen angestellt. Da die Stauchungs-Schiebungs-Brüche SS und Verankerungsbrüche V, bei welchen die Schubarmierung die Fließspannung überschreitet und die maximale Dehnung der Längsarmierung kleiner als die Fließdehnung ist, noch wenig abgeklärt sind, wurden vor allem diese Brucharten näher untersucht. Der Stauchungsbruch S, der bei verschiedenen Kombinationsmöglichkeiten des Fließens oder Nichtfließens der Schub- resp. Längsarmierung auftreten kann, war hingegen nicht von Bedeutung, da diese Bruchlast mehr oder weniger bekannt ist (5 bis 7 τ_1). Jene Bruchart, bei welcher die Längsarmierung die Fließspannung erreicht (BS), war weiter nicht interessant, da nach Fließbeginn der Längsarmierung keine grosse Steigerung der Belastung bis zum Biegebruch mehr möglich ist (~10 %). Der Spezialfall, bei welchem die Längsarmierung im Schubbereich zu rasch abgestuft ist und dadurch vor dem Fließen der Längsarmierung in Feldmitte im Schubbereich einen Biegeschubbruch auslösen kann, wurde weiter nicht untersucht. Von den erwähnten und zu untersuchenden Schubbrucharten SS und V interessierte vor allem die Bruchart VD (Abschieben der Druckplatte). Ein Verankerungsbruch in der Zugzone (VZ) kann konstruktiv verhindert werden. Die Stauchungs-Schiebungs-Brüche SS können in ihrer Grössenordnung einigermaßen erfasst werden.

Folgende Faktoren können das Abschieben der Druckplatte beeinflussen:

- Dicke der Druckplatte
- Bügelabstand
- Form der Bügel (geschlossen oder offen)
- Lage der Neutralaxe

Die aus diesen Faktoren resultierende Parametervariation wurde im Bild 3 aufgetragen. Die Ueberlegungen, die zu dieser Zusammenstellung geführt hatten, sind im folgenden kurz zusammengefasst. Der Einfluss geschlossener gegenüber offenen Bügel tritt nur bei Trägern mit einem dünnen Druckflansch auf und zeigt den grössten Unterschied bei kleinen Bügelabständen ($t_B = 12,5$ cm: $C_{2l} - C_{1l}$, $t_B = 20$ cm: $C_{2r} - B_{1r}$). Der Einfluss des Bügelabstandes wird ebenfalls bei den Balken mit dünnem Druckflansch am grössten sein ($C_{1l} - B_{1r} - C_{1r}$). Die Untersuchung der Druckplattengestaltung wurde bei $t_B = 20$ resp. 30 cm durchgeführt, da bei kleinen Bügelabständen und grossen Flanschdicken kaum ein Abschieben der Druckplatte stattfinden kann.

3. VERSUCHSBALKEN

3.1 Beschreibung

3.11 Abmessungen, Armierungen

Die Abmessungen und Armierungen der Balken sind in den Tabellen 1 bis 3 und den Bildern 1 und 2 festgehalten. Wie bei den Versuchsserien A und B ([1], [2]) wurden auch hier die Stege ausserhalb der interessierenden Bereiche zu kräftigen Endblöcken vergrössert. Dadurch war eine einwandfreie Verankerung sowohl der Vorspannkraft wie auch der hakenlosen, schlaffen Armierung gewährleistet. Bei allen vier Balken waren die Spannkabel geradlinig geführt. Die schlaffe Längsarmierung wurde ohne irgendwelche Abbiegungen durchgezogen. Wie aus Tabelle 2 hervorgeht, bestand die Schubarmierung ausschliesslich aus vertikalen Bügeln, die oben mit Endhaken versehen waren. Eine Ausnahme bildete der Balken C₂, wo geschlossene, verschweisste Bügel verwendet wurden. Die Verteilarmierung im oberen und unteren Flansch entsprach derjenigen der Serien A und B.

Die Bügelarmierung des Zwischenbereiches ($M = \text{konstant}$) wurde im Prüfbereich B für die grösste Querkraft bemessen, die bei Laststellung II (Bild 1) möglich war. Im Prüfbereich C wurde eine konstruktive Armierung angeordnet. Die Betonüberdeckung der Bügel betrug 1 cm, diejenige der Längsarmierung 4 cm.

3.12 Herstellung, Vorspannung, Lagerung

Die vier Versuchsbalken wurden in normierten Stahlschalungen hergestellt, die auf einem Stahlboden verkeilt und gegenseitig verschraubt wurden. Die Verdichtung des Betons geschah durch drei Schalungsvibratoren.

2 Tage nach dem Betonieren wurden die Balken ausgeschalt und am folgenden Tag auf ca. 50 % von V_0 vorgespannt. Die Vorspannung auf V_0 wurde jeweils nach 7 Tagen durchgeführt. 2 Dynamometer an den beiden Enden des Balkens ermöglichten eine Kontrolle der Kräfte während des Spannens. Aus der Differenz dieser Kräfte wurde die Reibung der Spanndrähte experimentell bestimmt. Dies ermöglichte ein Festlegen der Kräfte für das Ueberspannen und anschliessende Ablassen. Dadurch konnte eine bestimmte, mittlere Vorspannkraft längs des zu untersuchenden Balkenbereiches erzielt werden. Nach beendetem Spannen wurden die Kabel sofort injiziert.

Die grosse Transportdistanz zwischen Herstellungs- und Prüfort bedingte den gleichzeitigen Transport von je 2 Balken. Ihre Herstellung erfolgte im Herbst 1969 in einem 2-Wochen-Rhythmus. Aus diesen Gründen wurden sie während verschieden langer Zeit im Freien zwischengelagert, nachdem sie bis zur Vorspannung auf 100 % in der Werkhalle verblieben waren. Spätestens 3 Wochen nach Herstellungsbeginn wurden die Balken ins Versuchslabor transportiert und dort bei ungefähr 20°C für die Versuche vorbereitet.

3.13 Schwinden, Kriechen, Relaxation

Um die Vorspannkraft zum Zeitpunkt des Versuches möglichst genau bestimmen zu können, musste die Spannkraftabnahme infolge Schwinden und Kriechen bestimmt werden. Zu diesem Zweck wurden auf der Höhe des Spanngliedes Messbolzen im Abstand von 20 cm auf den Beton geklebt. Unmittelbar nach dem Vorspannen wurden diese Messstrecken mit einem Deformeter gemessen (Genauigkeit 1/1000 mm). Vor den Versuchen wurde diese Messung wiederholt. Aus der gemittelten Differenz dieser beiden Messungen liess sich die Spannkraftabnahme über die Dehnungsdifferenz bestimmen. Die Massnahmen, die getroffen wurden, um den Einfluss der Temperatur auszuschliessen, sind bereits in [1], Abschnitt 3.13 beschrieben worden.

Für die Relaxation wurde mit 3½ % ein mittlerer Wert eingesetzt, der sich aus Relaxationsversuchen entsprechender Stähle ergeben hatte (Tabelle 9).

3.2 Baustoffe

3.21 Beton

Für die Betonherstellung wurde als Zuschlagstoff rundes Material (0 ÷ 18 mm) verwendet, das folgende 2 Komponenten aufwies:

Sand	0 ÷ 8 mm	60 %
Kies	8 ÷ 18 mm	40 %

Die Siebkurve dieses Materials lag zwischen EMPA- und Fullerkurve. Vom Herstellungswerk wurde hochwertiger Portlandzement in der Dosierung 250 kg/m³ Fertigbeton verwendet. Der Wasser-Zementfaktor W/Z lag ungefähr bei 0,62. Die Konsistenz des Frischbetons war schwach plastisch.

Gleichzeitig mit der Herstellung der Balken wurden 6 Prismen 12 x 12 x 36 cm betoniert. Die Resultate dieser Betonproben sind in Tabelle 6 zusammengestellt. Es wurden folgende Werte ermittelt:

nach 7 Tagen: β_{bz} , β_w an 1 Prisma
 nach 37 Tagen: β_{bz} , β_w an 2 Prismen
 nach 37 Tagen: β_p an 2 Prismen
 nach 38 Tagen: $\sigma - \epsilon$ - Diagramm an 1 Prisma (Tab. 7)

Das Spannungs-Dehnungsverhalten, aufgenommen an einem Prisma nach 38 Tagen, ist in Tabelle 7 dargestellt. Die Prüfeinrichtung, das Belastungsprogramm, wie auch die Auswertung sind in [1], Abschn. 3.21 beschrieben.

Die gemittelten Werte dieser Untersuchungen können der Tabelle 8 entnommen werden.

3.22 Armierungsstahl

Für alle Versuchsbalken wurde der naturharte Stahl "Box-Ultra" verwendet. Der in den bisherigen Versuchsserien A und B [1] verwendete "Box-Normal" war nicht mehr erhältlich. Um die Gleichmässigkeit der Stahlqualität pro Durchmesser sicherzustellen, wurde die Armierung direkt im Werk bestellt. Wie früher wurden für die Stahlprüfungen 2 grundsätzlich verschiedene Prüfmaschinen verwendet, nämlich eine kraft- und eine dehnungsgesteuerte. Die Materialkennwerte wurden, analog wie in [1], Abschn. 3.22 dargelegt, ermittelt und sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

Die verwendeten Boxstähle zeigten ein unterschiedliches Verhalten im unelastischen Bereich. Die Stähle vom Durchmesser ≥ 8 mm wiesen ein für naturharte Stähle charakteristisches Fließplateau auf. Beim Durchmesser 6 mm dagegen war das Fließplateau durch Kaltrecken eliminiert worden.

Die Bruchdehnungen λ_5 und λ_{10} konnten bei den Prüfstücken der \emptyset 8, 10, 28 mm, die auf der dehnungsgesteuerten Maschine geprüft wurden, nicht bestimmt werden, da in den meisten Fällen die Brüche in den Lasteinleitungsstellen erfolgten. Die Ermittlung von σ_{ef} und β_z war aber völlig einwandfrei, da die erwähnten Brüche immer erst bei grossen Dehnungen auftraten.

Für die theoretischen Auswertungen der in Abschnitt 3.3 zusammengestellten Kennwerte wurden nur die in Tabelle 4 aufgeführten, statischen Grössen verwendet, die mit der dehnungsgesteuerten Maschine ermittelt worden waren.

3.23 Spannstahl

Um eine gute Haftung zu erzielen, wurde ein stark profilierter Draht verwendet. Bei der Prüfung des ersten Balkens (C_3^1) zeigte sich, dass der verwendete Spannstahl offenbar zu spröde war. Es konnte nämlich beobachtet werden, dass kurz nach Erreichen der Gebrauchslast die Spanndrähte bei den im Mittelbereich aufgestauchten Zwischenköpfchen rissen. Für die nachfolgenden Balken wurde eine andere Spannstahlsorte verwendet, bei welcher dieses Problem nicht mehr auftrat.

Wie aus Tabelle 5, in welcher die Materialkennwerte zusammengestellt sind, ersichtlich ist, wurde die Spannarmierung sowohl mit der kraftgesteuerten als auch mit der dehnungsgesteuerten Maschine geprüft. Bei der ersten Stahlsorte (C_3^1) konnten im Falle der dehnungsgesteuerten Maschine weder die Gleichmassdehnungen noch die Einschnürung bestimmt werden, da die Brüche grösstenteils in unmittelbarer Nähe der Lasteinleitung auftraten. Für die theoretischen Untersuchungen wurden nur die effektiv gemessenen, statischen Werte gebraucht, die mit der dehnungsgesteuerten Maschine ermittelt worden waren.

3.3 Rechnerische Werte

3.31 Querschnittswerte

In Tabelle 1 sind die Querschnitte der Balken der Serie C dargestellt. Die Querschnittswerte können der Tabelle 3 entnommen werden. Sie wurden berechnet für $n = 5$ und $n = 10$, so dass auch Zwischenwerte leicht interpoliert werden können. Der Berechnung wurde der Schnitt in Balkenmitte ($y = 300$ cm) zugrunde gelegt, in welchem die statischen Höhen h_e und h_s am grössten waren (Bild 2).

3.32 Schubarmierung

Die Schubarmierung sämtlicher Balken bestand aus vertikalen Bügeln. Schematisch ist die Schubarmierung in Tabelle 2 dargestellt, während die Schubarmierungsgehalte ρ_B der Tabelle 10 entnommen werden können.

3.33 Vorspannkkräfte

In Tabelle 9 sind die Vorspannkkräfte zusammengestellt, die unmittelbar nach dem Spannen (V_0) und bei Versuchsbeginn (V_{37}) vorhanden waren. Die Ermittlung der Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste ist in Abschn. 3.13 beschrieben.

3.34 Bruchmomente

Die Berechnung des theoretischen Biegebruchmomentes erfolgte nach der SIA-Norm 162 (1968) [4]. Die Spannungen der schlaffen Armierung sowie des Spannstahls wurden aus den Dehnungen der entsprechenden, experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Diagramme entnommen. Der Spannungsverteilung in der Betondruckzone wurde das Spannungs-Stauchungs-Diagramm nach SIA-Norm 162 (1968), Richtlinie 29, zu Grunde gelegt. Danach betrug die maximale Betonrandspannung $2/3 \beta_w$ bei einer maximalen Randstauchung von $3 \cdot 10^{-3}$. Die theoretischen Bruchmomente sind aus Tabelle 11 ersichtlich.

3.35 Fliessmomente

Das theoretische Fliessmoment wurde nach der Stahlbetontheorie bestimmt, wobei die Vorspannkraft als äussere Normalkraft berücksichtigt wurde. Die massgebende Wertigkeit n berechnete sich aus den Elastizitätsmoduli des Betons (Tab. 8) und $E_e = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$. Als Fliessmoment wurde jenes Moment bezeichnet, das im Schwerpunkt der untersten Lage der schlaffen Armierung die Fliessdehnung erzeugte. Bei der Berechnung der Fliessmomente zeigte sich, dass infolge der relativ hohen Fliessgrenzen des schlaffen Stahls, beim Fliessbeginn der untersten Lage der Spannstahl bereits über die Proportionalitätsgrenze hinaus beansprucht war. Diesem Umstand wurde durch die Verwendung des entsprechenden $\sigma - \epsilon$ - Diagrammes des Spannstahls Rechnung getragen.

Die theoretischen Fliessmomente sind in Tabelle 12 für $n = 5$, $n = 10$ und für das jedem einzelnen Balken entsprechende n aufgeführt.

3.36 Schubbruchquerkräfte

Die Berechnung der theoretischen Schubbruchquerkräfte erfolgte nach der SIA-Norm 162 (1968), Richtlinie 17. Aus Tabelle 13 sind die entsprechenden Werte ersichtlich. Als massgebender Schnitt S wurde $y = 115 \text{ cm}$ gewählt (Bild 2), der vom Rand der Lasteinleitung den Abstand $h/2$ hatte. Der Beitrag Q_N^* wurde nicht berücksichtigt, da die Randzugspannung unter rechnerischer Bruchlast überall grösser als $\beta_w/20$ war. Weil die Vorspannkabel bei allen Balken horizontal eingelegt waren, entfiel der Anteil Q_V infolge Kabelneigung. Der Querschnittswiderstand setzte sich deshalb nur aus den beiden Anteilen Q_C^* und Q_B^* zusammen.

3.37 Gebrauchslasten im Biegebereich

Die Biegemomente M_G unter Gebrauchslast wurden nach der SIA-Norm 162 (1968) bestimmt, so dass die folgenden Forderungen eingehalten wurden:

$$M_{G1} : \text{Bruchsicherheit: } M_{G1} = \frac{1}{1,8} M_u^{\text{Th}} \quad (1)$$

$$M_{G2} : \text{Schlaffe Armierung: } \sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

$$\text{Spannarmierung: Spannungszuwachs } \Delta\sigma_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{G3} : \text{Betonrandspannung: } \sigma_b = 0,4 \beta_{w28} \quad (3)$$

Nach der erwähnten Norm ist der kleinste dieser drei Werte massgebend. Für die folgenden Vergleiche wurden sowohl M_{G1} als auch M_{G2} verwendet. Da M_{G3} in keinem Fall massgebend war, wurde dieser Wert nicht weiter aufgeführt.

Als ein Bezugsmoment wurde noch das zulässige Moment M_o für volle Vorspannung bestimmt. Nach der SIA-Norm müssen die untere und obere Betonrandspannung zwischen folgenden Grenzen liegen:

$$-0,6 \sqrt{\beta_{w28}} \leq \sigma_b \leq 0,4 \beta_{w28} \quad (4)$$

Für Vergleichszwecke wurde das Vorspannverhältnis wie folgt definiert:

$$\kappa = \frac{M_o}{M_{G1}} \quad (5)$$

In Tabelle 14 wurden alle diese Werte zusammengestellt.

3.38 Gebrauchslasten im Schubbereich

Die Berechnung der Querkräfte des Gebrauchszustandes erfolgte nach der SIA-Norm 162 (1968) sowohl nach Art. 5.13 wie auch nach der Richtlinie 17. In beiden Fällen war die Armierung und nicht die obere Schubspannungsgrenze des Betons massgebend für die Ermittlung der Gebrauchsquerkraft. Eine Zusammenstellung dieser Werte wurde in Tabelle 15 vorgenommen.

4. DURCHFUEHRUNG DER VERSUCHE

4.1 Vorbereitung der Balken

Die Balken wurden jeweils ein bis zwei Wochen vor der Versuchsdurchführung vorbereitet. Folgende Arbeiten wurden dabei ausgeführt: Reinigen der Beton- und Stahloberflächen, Kleben der Messbolzen, Weisseln des Balkens aus fotografischen Gründen, Anschreiben der Messstellen und Anbringen der Durchbiegungsmaßstäbe.

4.2 Versuchseinrichtung

Sie wurde bereits in [1], Abschn. 4.2 beschrieben. Die Balken wurden auf ein Kipp- und ein Rollenlager gesetzt. Die Lasteinleitung erfolgte durch zwei Pressen ($P_{\max} = 50 \text{ t}$). Ein Lastverteilträger zwischen dem Balken und den Pressen verhinderte eine Schiefstellung der Belastungseinrichtung während dem Versuch. Gesteuert wurde die Belastung durch ein Pendelmanometer. Für die Laststellung II musste eine Zugkraft am äussersten Ende des Balkens aufgebracht werden. Das geschah jeweils mittels einem Zugkolben, der an einer Handpumpe mit einem Manometer angeschlossen war (Bild 4).

4.3 Laststellungen

Es wurden zwei Laststellungen, L I und L II, verwendet. Mit L I wurde begonnen und der Balken soweit belastet, bis auf der schwächeren Seite ein Schubbruch eintrat. Anschliessend wurde die Anlage für L II umgebaut, um die noch unzerstörte Balkenhälfte zu prüfen (Bild 1).

4.4 Versuchsablauf, Belastungsprogramm

Im Bericht [1], Abschn. 4.41 wurde das Belastungsprogramm eingehend beschrieben. Pro Laststufe wurde in drei Phasen vorgegangen:

Phase I : Lasterhöhung bis zur gewählten Laststufe, Anfangslast P_A während 3 Minuten konstant gehalten.

Phase II: Konstanthalten der Durchbiegungen und damit der Deformationen allgemein, entsprechender Lastabfall.

Phase III: Ablesen der Endlast P_E nach Beendigung aller Messungen der Laststufe.

Die nächste Laststufe schloss sich entsprechend an. Dieses Belastungsprogramm hatte den Vorteil, dass die Deformationen während der ganzen Messdauer von ungefähr 45 Minuten konstant blieben und direkt der Endlast P_E zugeordnet werden konnten.

Das Belastungsprogramm für L I sah im allgemeinen die folgenden Laststufen vor:

- Lst 1 : Nullablesung mit $P_A = 0,5 \text{ t}$
- Lst 2 : Gebrauchslast Schub
- Lst 3 und 4: Fliessen der Schubarmierungen
- Lst 5 : Gebrauchslast Biegung
- Lst 6 ff. : Steigerung in Schritten von zuerst 3 t, später 2 t (entsprechend ungefähr 5 % der Totallast) bis zur Bruchlast

Das Belastungsprogramm für L II nahm folgenden Verlauf:

- Lst 1 : Nullablesung mit $P_A = 0,5 \text{ t}$
- Lst 2 : Querkraft im Schnitt S ($y = 115 \text{ cm}$) gleich der Querkraft vor dem Bruch in L I
- Lst 3 ff. : Steigerung in Schritten von 2 t bis zum Bruch

In Bild 5 ist ein schematisches Belastungsprogramm anhand einer Last-Durchbiegungs-Kurve dargestellt.

4.5 Messungen

4.51 Lasten

Wegen der statisch bestimmten Lagerung der Balken genügte die Messung der äusseren Lasten, um die inneren Schnittkräfte berechnen zu können. Die Kräfte der Druckpressen wurden mit dem Pendelmanometer gemessen, während zur Bestimmung der Zugkraft ein Druckmanometer zur Verfügung stand.

4.52 Dehnungen, Stauchungen

Pro Balken wurden bis zu 300 Messstrecken ausgelegt. Diese wurden pro Laststufe mit Deformetern von der Länge 10 cm und 20 cm gemessen (Genauigkeit: 1/100 mm). Spezielle Messungen wurden auch mit längeren Deformetern ausgeführt. Folgende Beobachtungen wurden durchgeführt:

- Beton:** In den Schubbereichen wurden an der vorderen und hinteren Stegseite je 33 Messstellen gemessen. Zusätzliche Messstellen befanden sich auf der Vorder- und der Oberseite der Balken.
- Stahl:** Die Dehnungen der Längsarmierung und der Schubarmierung wurden direkt auf den Stahleinlagen gemessen. Die Dehnungen der Längsarmierung wurden sowohl in den Schubbereichen A und D, wie auch im Bereich des konstanten Biegemomentes (B, C) erfasst. Die Dehnungen der Schubarmierung wurden über den ganzen Stegbereich gemessen.
- Spannstahl:** Die Dehnung des Spannstahls wurde indirekt über Betonmessstellen gemessen, die sich auf der Höhe des Spannkabels befanden.

4.53 Durchbiegungen

Die Durchbiegung des Trägers wurde mit Hilfe eines Nivellierinstrumentes und Massstäben bestimmt, die im Abstand von 50 cm längs der Balkenaxe am Steg befestigt waren. Pro Laststufe wurden diese Messungen einmal durchgeführt. In den Drittelpunkten wurden zusätzlich Messuhren (Genauigkeit: 1/100 mm) unter dem Balken aufgestellt (Bild 4). Mit Hilfe dieser Uhren wurde die Durchbiegung des Balkens laufend kontrolliert und während der Ablesungen einer Laststufe konstant gehalten.

4.54 Risse

Die Risse wurden aus fotografischen Gründen jeweils mit einem Filzstift gekennzeichnet. Mit einem Rissmikroskop (Genauigkeit: 1/100 mm) wurden die Risse pro Laststufe an verschiedenen, vorher festgelegten Stellen (Risslinien) gemessen. Die Rissbreiten wurden auf Kleber aufgeschrieben (Bild 35), neben die Risse geklebt und anschliessend fotografisch festgehalten (Prüfbereiche A, B, C, D).

5. VERSUCHSRESULTATE DES BIEGEBEREICHS

5.1 Tragverhalten im Biegebereich

Im folgenden werden einige Aspekte des Tragverhaltens dargelegt. In den weiteren Abschnitten wird noch speziell auf das Rissverhalten, die Durchbiegung sowie die Krümmung eingegangen.

5.11 Allgemeines

Alle Laststufen mit den zugehörigen Anfangslasten P_A und den entsprechenden Endlasten P_E sind in den Tabellen 17 und 18 aufgetragen. Daraus geht hervor, dass bei der hier beschriebenen Serie C im Gegensatz zu den früheren Serien A und B [1] aus zeitlichen Gründen auf die Lastwechsel verzichtet wurde, die man damals nach dem Erreichen der Gebrauchslast gemacht hatte. Das Biegeverhalten der Träger entsprach den Erwartungen. Bei keinem Träger wurde das Fliessen der Längsarmierung erreicht, da vorher ein Schubbruch auftrat. Eine Ausnahme bildete der Balken C'_3 .

5.12 Spezielles Verhalten des Balkens C'_3

Der Träger C'_3 wurde zuerst geprüft. Infolge vorzeitigem Reißen der Spanndrähte (siehe Abschn. 3.23) wich er in seinem Tragverhalten wesentlich von den Trägern C_1 bis C_4 ab. Bei einer Belastung, die ungefähr $3/4$ der Biegebruchlast betrug, rissen die Spanndrähte und der Balken C'_3 büsste seine Tragfähigkeit ein, ohne dass die Betondruckzone bereits Zerstörungen aufwies. Da nicht mit Sicherheit feststeht, ob das Spannkabel bis zu $P = 0,75 P_u$ einwandfrei arbeitete, wurde der Träger C'_3 in den Auswertungen der Versuche des Biegebereiches nicht weiter berücksichtigt.

5.13 Maximale Lasten

In der Versuchsserie C konnten im wesentlichen nur Schubbrüche beobachtet werden, welche im Kapitel 6 beschrieben sind. Zu den bei der letzten gemessenen Laststufe vorhandenen Biegemomenten wurden die Momente aus Eigengewicht hinzugezählt. Aus der Momenten-Durchbiegungs-Kurve wurde das beim Schubbruch vorhandene, maximale Biegemoment durch Extrapolation bestimmt. Ein Vergleich mit den theoretischen Bruchmomenten zeigt, dass die maximalen, experimentell erreichten Biegemomente Werte erreichen, die 70 bis 90 % der Bruchmomente M_u^{Th} betragen. Tabelle 19 und Bild 6 geben eine Uebersicht über diesen Vergleich.

Die FlieBsmomente (vgl. Abschn. 3.35) konnten experimentell nicht bestimmt werden, da alle Schubbrüche vor dem FlieBen der Längsarmierung auftraten. Aus diesem Grunde wurden in Tabelle 19 und Bild 7 die maximalen, experimentell erreichten Biegemomente in Bezug auf die theoretischen FlieBsmomente $M_{fl,n}^{Th}$ dargestellt.

5.2 Gebrauchslasten

Die theoretischen Gebrauchslasten wurden nach den in 3.37 genannten Kriterien berechnet und sind in Tabelle 14 zusammengestellt.

- M_{G1} (Einhalten einer Bruchsicherheit von 1,8)

Da nur Schubbrüche auftraten, war es nicht möglich, das experimentelle Biegebruchmoment und damit auch das Gebrauchsmoment M_{G1} zu bestimmen.

- M_{G2} (Einhalten einer Stahlspannung von 1'500 kg/cm²)

Die experimentelle Bestimmung der Stahlspannungen kann nur indirekt über die Stahldehnungen erfolgen. Als Bezugspunkt steht dabei ϵ_{f1}^{Ex} zur Verfügung, von dem aus rückwärts die Spannungen ermittelt werden konnten. Da bei keinem Balken ϵ_{f1}^{Ex} erreicht werden konnte, wurde auf eine Ermittlung von M_{G2}^{Ex} verzichtet. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die Berechnungsmethode für M_{G2}^{Th} nach der SIA-Norm 162 (1968) die Vordrückung der schlaffen Armierung infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen nicht berücksichtigt. Dadurch wird die effektiv in der schlaffen Armierung vorhandene Spannung durch M_{G2}^{Th} überschätzt oder, mit anderen Worten, die Stahlspannung bei M_{G2}^{Th} hat den Wert von 1'500 kg/cm² noch gar nicht erreicht.

- M_{G3} (Einhalten der zulässigen Betonspannungen)

Wie bereits in [1] dargelegt wurde, ist die experimentelle Bestimmung von M_{G3} sehr fraglich. Aus diesem Grunde wurde hier überhaupt darauf verzichtet, die Betonstauchungen im Biegebereich zu messen. Zudem geht aus Tabelle 14 hervor, dass die theoretischen Werte für M_{G3} stets wesentlich über den massgebenden Werten von M_{G1} oder M_{G2} liegen (Ausnahme: C₄ mit kleinerer Druckzone).

5.3 Risse

5.31 Allgemein

Die Risse haben einen entscheidenden Einfluss auf das Verhalten eines Tragwerkes gegen korrosive Einwirkungen. Da bei der teilweisen Vorspannung Risse bis zur Spannarmierung auftreten können, die mit ihren kleinen Durchmessern dem Korrosionseinfluss stärker ausgesetzt ist, wurde das Risseverhalten im Gebrauchszustand eingehend untersucht.

Bei den vorliegenden Versuchen wurde neben den in [1] variierten Parametern zusätzlich der Einfluss des Oberflächenabstandes der Längsarmierung untersucht. Das Rissverhalten wurde auf einer Länge von ungefähr 6 h beobachtet (Prüfbereiche B und C, vgl. Bild 1). Die Auswertung der Risse wurde meistens für die maximale Rissbreite, z.T. auch für das Mittel der drei grössten Rissbreiten vorgenommen.

In den Bildern 8 bis 11 wurden die bezogenen Biegemomente resp. die rechnerischen Stahlspannungen in Funktion der maximalen Rissbreite aufgetragen. Die Bügelabstände t_B betragen im Prüfbereich B 10 cm, im Prüfbereich C dagegen 30 cm. Normalerweise trat der maximale Riss am Zugrand auf. Entsprechend wurde die Bezeichnung B_{f1} d.h. Prüfbereich B, Flanschzone, usw. gewählt. Wurden ausnahmsweise grössere Rissbreiten in der Stegzone beobachtet, wurden sie ebenfalls in die Diagramme, Bezeichnung B_{St} , usw. aufgenommen. Für die folgenden Untersuchungen wurden aber nur die Risse im Zugflansch verwendet, da für einen Vergleich nur die Rissweiten in Höhe der Längsarmierung in Betracht kommen.

Um die in den Abschnitten 5.35 bis 5.37 aufgeführten Vergleiche durchführen zu können, wurde der experimentell ermittelte Verlauf der Rissbreiten durch eine Gerade von der Form

$$r = \frac{1}{\sigma} \left[\frac{M - \bar{M}_r}{M_{Th_u}} \right] \quad (6)$$

approximiert. Die Bestimmung dieser Geraden wurde so vorgenommen, dass die Summe der quadratischen Abweichungen zu einem Minimum wurde. Von den total 76 Beobachtungen waren 75 % kleiner als der Mittelwert der quadratischen Abweichungen:

$$m_q = \sqrt{\frac{\sum (r - r_i)^2}{n - 2}} \quad (7)$$

Die Gauss'sche Verteilung (2/3 zu 1/3) wurde damit, wie auch in [1], erreicht. In Bild 12 sind die Abweichungen der einzelnen Beobachtungen gegenüber der Rissgeraden aufgetragen. Diese Darstellung zeigt, dass die experimentellen Rissbreiten genügend genau durch eine Gerade erfasst werden können.

5.32 Lasten bei Rissbeginn

Die Momente, die beim ersten beobachteten Biegeriss festgestellt wurden, sind in der Tabelle 16 zusammengestellt. Die bei diesen Belastungen wirkenden Randspannungen σ_r , die unter der Voraussetzung eines homogenen Querschnitts berechnet wurden, sind zur Orientierung beigelegt. Vergleichende Untersuchungen wurden, wie schon in [1], keine durchgeführt.

5.33 Rissbreiten im Gebrauchszustand

Die massgebenden maximalen Risse für die Gebrauchsmomente $M_{G1} = M_u^{Th}/1,8$ und M_{G2} ($\sigma_e = 1'500 \text{ kg/cm}^2$) können aus Bild 13 entnommen werden.

M_{G1} : Die beim Gebrauchsmoment M_{G1} beobachteten maximalen Rissbreiten können aus der Darstellung in Bild 13 herausgelesen werden. Die als zulässig angesetzte Rissbreite von 20/100 mm wurde bei den Balken C_1 und C_4 knapp überschritten oder nicht erreicht, bei C_2 lagen die Rissbreiten rund 10 % darüber und bei C_3 stiegen sie schliesslich bis 25/100 mm an.

M_{G2} : Das Moment M_{G2} wurde nach der SIA-Norm [4] bestimmt. Die Spannung der schlaffen Armierung bzw. der Spannungszuwachs der Spanarmierung beträgt hier $1'500 \text{ kg/cm}^2$. Aus Bild 13 entnimmt man, dass die Rissbreite von 20/100 mm beim Moment M_{G2} nur noch von dem Balken C_3 knapp überschritten wird.

Die Betonüberdeckung der schlaffen Armierung in Serie C betrug 4 cm gegenüber 2 cm in Serie A und B [1]. Um einen Vergleich führen zu können, wurde in Bild 16 das Mittel der in den beiden Prüfbereichen ($t_B = 10 \text{ cm}$, $t_B = 30 \text{ cm}$) festgestellten, maximalen Rissbreiten aufgetragen. Aus dieser Darstellung ergibt sich folgendes:

- Die Rissbreiten bei $M_{G1} = M_u^{Th}/1,8$ sind bei den C-Balken im Durchschnitt um etwa 9/100 mm grösser als bei den Balken der Serien A und B. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die theoretischen Stahlspannungen bei M_{G1} infolge der erhöhten Fließspannungen der schlaffen Stähle der C-Balken um rund 300 kg/cm^2 höher liegen (Bild 15; [1], Bild 48).

- Beim Moment M_{G2} ($\sigma_e = 1'500 \text{ kg/cm}^2$) ist ebenfalls ein Unterschied der Rissbreiten festzustellen (4,5/100 mm). Hier werden die Rissbreiten bei den gleichen theoretischen Stahlspannungen (Biegung mit Normalkraft, Querschnitt gerissen) verglichen.

Ob die bei $\kappa = 0,55$ festgestellte Abhängigkeit der Rissbreite von der Betonüberdeckung für den ganzen Bereich der teilweisen Vorspannung Gültigkeit hat, ist experimentell nicht nachgewiesen.

5.34 Rissbegrenzung

Die Darstellung der Rissbreiten im Gebrauchszustand geben nur über die Verhältnisse Auskunft, wie sie bei M_{G1} und M_{G2} auftraten. Sie sagen nichts aus über die Trag- und Spannungsreserven bis zum Erreichen einer festgelegten Rissbreite. Aus dem Grund sind in den Bildern 14 und 15 die Momente bzw. die Spannungen aufgetragen, die bei den Rissbreiten 20/100 und 30/100 mm vorhanden waren. Daraus ist ersichtlich, um wieviel die Momente resp. Spannungen vergrößert oder verkleinert werden müssten, um die Rissbreite von 20/100 mm oder 30/100 mm zu erreichen.

5.35 Vergleich Bügelabstand

Bei den Balken der Serie C wurde, gleich wie bei der Serie B [1], im Bereich des konstanten Biegemomentes der Einfluss des Bügelabstandes auf die Rissbreite untersucht. Im Prüfbereich B waren Bügel mit dem Abstand $t_B = 10 \text{ cm}$, im Prüfbereich C dagegen solche mit $t_B = 30 \text{ cm}$ eingelegt.

Die Versuchsergebnisse zeigen hier nicht den in [1] festgestellten systematischen Einfluss. In Bild 17 sind die Differenzen Δr zwischen den maximalen Rissbreiten der Bereiche $t_B = 30 \text{ cm}$ und $t_B = 10 \text{ cm}$ aufgetragen, in Bild 18 die Differenzen der Mittel der drei grössten Rissbreiten. Aus Bild 17 (Einfluss des Bügelabstandes auf die maximale Rissbreite) ist ersichtlich, dass die Δr sowohl negativ (C_3, C_4) wie auch positiv (C_1, C_2) sein können. Die Differenzen Δr betragen hier beim Gebrauchsmoment M_{G1} ($= M_u^{Th}/1,8$) $\pm 4/100 \text{ mm}$. Sie sind also ungefähr doppelt so gross, wie bei der Serie B [1]. Beim Vergleich mit der Serie B ist allerdings immer zu berücksichtigen, dass die Betonüberdeckung der Längsarmierung von Serie C mit 4 cm doppelt so gross war. Bild 18 (Einfluss des Bügelabstandes auf das Mittel der 3 grössten Risse) bestätigt die obenstehende Aussage. Die Δr sind sowohl positiv (C_1) als auch negativ (C_2, C_3, C_4). Die Differenzen Δr betragen hier bei M_{G1} noch $-1/100 \text{ mm}$ und $+ 4/100 \text{ mm}$.

5.36 Vergleich Durchmesser der schlaffen Armierung

Für die weiteren Untersuchungen im Biegebereich wurde das Mittel der maximalen Rissbreiten der Bereiche $t_B = 10$ cm und $t_B = 30$ cm verwendet. Dadurch wird es möglich, diese Werte auch mit denjenigen der Serie A ($t_B = 20$ cm) zu vergleichen.

Der Einfluss des Durchmessers der schlaffen Längsarmierung auf die Rissbreite konnte bei der Serie C bei ungefähr konstantem Vorspannverhältnis κ untersucht werden. Folgende Variation wurde vorgenommen: Balken C_1 : 2 x Durchmesser 28 mm; C_3 : 4 x Durchmesser 20 mm; C_2 und C_4 : 8 x Durchmesser 14 mm.

Die Rissgeraden $r = f(M/M_u^{Th})$ wurden für die Balken der Serie C in Bild 19 aufgetragen. Der Ausgangspunkt der Rissgeraden (\bar{M}_r) bei konstantem κ liegt zwischen $0,27 M/M_u^{Th}$ und $0,33 M/M_u^{Th}$. Eine Gesetzmässigkeit zwischen Rissmoment und Durchmesser der Längsarmierung ist nicht erkennbar.

Die entsprechende Darstellung der Rissgeraden des Mittels der 3 maximalen Risse zeigt genau die gleichen Ergebnisse. Aus diesem Grunde wurde auf deren Wiedergabe in diesem Bericht verzichtet.

Um einen Vergleich mit den Ergebnissen der früheren Versuchsserien A und B (Betonüberdeckung = 2 cm) zu ermöglichen, wurden die in [1] beschriebenen Resultate in Bild 19 ebenfalls eingezeichnet. Es zeigt sich, dass bei der Serie C die Rissmomente \bar{M}_r im Durchschnitt um rund $0,05 M/M_u^{Th}$ höher liegen. In Bild 19 ist deutlich festzustellen, dass die Neigungswinkel der Rissgeraden der Serie C kleiner sind als diejenigen der Serien A und B, d.h. dass sich bei einer Zunahme des Biegemomentes die Risse bei der Serie C stärker öffneten. Eine Ausnahme bildet auch hier der Balken C_4 , dessen ϕ ungefähr demjenigen der A- und B-Balken entspricht.

5.37 Vergleich verschiedener Parameter

In diesem Abschnitt soll der Einfluss der Vorspannung, der Querschnittssteifigkeit und der Betonüberdeckung auf Rissbeginn und Rissbreiten untersucht werden. Da die Parametervariation nicht speziell auf diese Probleme ausgerichtet war, kann es sich nur um Abschätzungen handeln.

Einfluss der Vorspannung auf \bar{M}_r

In Bild 21 ist das Rissmoment \bar{M}_r in Funktion des Vorspannverhältnisses κ dargestellt. Die Versuchsergebnisse der Serie C liegen etwas über der in [1] festgelegten Parabel. Die vergleichbaren Werte der Balken B_1 bis B_3 liegen dagegen alle darunter, so dass sich möglicherweise hier der Einfluss der Betonüberdeckung bemerkbar macht. Eine umfassendere Aussage ist aber nicht möglich, da die Balken der C-Serie praktisch alle den gleichen κ -Wert aufwiesen.

Einfluss der Steifigkeit auf den Neigungswinkel ϕ

In Bild 22 ist der Neigungswinkel ϕ in Funktion des Trägheitsmomentes I_r des gerissenen Querschnitts dargestellt. I_r wurde mit der Wertigkeit $n = 10$ unter Annahme von reiner Biegung bestimmt. Es zeigt sich, dass mit Ausnahme von C_4 , der im Rissezustand einen andern Querschnitt aufweist, die C-Balken, mit den zugehörigen Werten von ϕ , ziemlich unter den Resultaten liegen, die an den vergleichbaren Balken A_2 , B_1 , B_2 und B_3 erhalten wurden. Versuche, die über einen weiteren Bereich von I_r angelegt wären, könnten Aufschluss darüber geben, in welcher Form ϕ von I_r abhängig ist unter Berücksichtigung einer grösseren Betonüberdeckung der Längseisen.

Einfluss der Betonüberdeckung der Längsarmierung auf \bar{M}_r und ϕ

Um diesen Einfluss feststellen zu können, wurden die Balken A_2 , B_1 , B_2 , B_3 mit jenen der Serie C verglichen. Deshalb sollen zunächst die massgebenden Querschnitts- und Materialkennwerte einander gegenübergestellt werden.

- Querschnittswerte: Die Querschnittswerte H , b , b_o , d und F_e waren bei den C-Balken gleich gross wie bei den A- und B-Balken. Bei den C-Balken wurde die Ueberdeckung \bar{u} von 2 auf 4 cm vergrössert. Damit verkleinerte sich gleichzeitig die statische Höhe h .
- Vorspannkraft: Sie betrug bei den C-Balken rund 45 t (14 Drähte zu \emptyset 6 mm), bei den zu vergleichenden A- und B-Balken nur rund 30 t (10 Drähte zu \emptyset 6 mm).
- Vorspannverhältnis κ : Es blieb konstant und betrug 0,55.
- Stahlqualität: Bei den C-Balken musste eine bessere Stahlqualität verwendet werden. Die Fliessspannungen lagen dementsprechend um rund 40 % höher als bei den A- und B-Balken (vgl. Tab. 4; [1], Tab. 5 und 6).

- Betonqualität: Bei den C-Balken lag die Würfeldruckfestigkeit im Mittel bei 470 kg/cm^2 (Tab. 8), während sie bei den A- und B-Balken 380 kg/cm^2 erreichte ([1], Tab. 11).

Der Balken C_4 wird bei dem nun folgenden Vergleich nicht berücksichtigt, da seine Querschnittsform von den zu vergleichenden Balken stark abwich. Aus Bild 19 geht hervor, dass

- \bar{M}_r bei den C-Balken im Mittel rund $0,30 M/M_u^{\text{Th}}$ gegenüber $0,25 M/M_u^{\text{Th}}$ bei den A- und B-Balken beträgt.
- die Neigung ϕ der Rissgeraden der C-Balken im Mittel mit $0,0118$ bedeutend unter dem Wert von $0,0216$ bei den A- und B-Balken liegt.

Die C-Balken weisen somit ein ungünstigeres Biegerissverhalten auf als die entsprechenden Balken der Serie A und B. Diese Abweichungen sind zum Teil deshalb entstanden, weil die Rissgeraden in Funktion des auf M_u^{Th} bezogenen Momentes dargestellt sind. Da die C- bzw. A- und B-Balken verschieden stark vorgespannt waren, ist es nicht sinnvoll, den Vergleich der Rissgeraden auf die absoluten Momente zu beziehen. Deshalb wurde in Bild 20 der Zusammenhang zwischen den Rissbreiten und den Stahlspannungen der Längsarmierung dargestellt. Es zeigt sich, dass die Rissbreiten der C-Balken auch in dieser Darstellung grösser als die A- und B-Balken sind. Diese Feststellung wurde bereits in Abschn. 5.53 für M_{G2} ($\sigma_e = 1'500 \text{ kg/cm}^2$) gemacht. Somit kann festgestellt werden, dass eine Vergrößerung der Betonüberdeckung grössere Biegerissbreiten auf der Betonoberfläche nach sich zieht.

5.4 Durchbiegungen

5.41 Biegelinien

Die beobachteten Biegelinien entsprachen den Erwartungen. Auf eine Wiedergabe in diesem Bericht wird deshalb verzichtet.

5.42 Durchbiegungen in Feldmitte

In Bild 23 sind für alle Träger die Durchbiegungen in Feldmitte dargestellt. Ueberall ist die beim Bruch vorhandene Durchbiegung w_{Bruch} eingetragen. Die relativ kleinen Bruchdurchbiegungen sind charakteristisch für die aufgetretenen Schubbrüche.

Bild 24 zeigt die auf P/P_u bezogenen Durchbiegungen aller Balken der Serie C. Ein Vergleich mit den in [1] beschriebenen Resultaten der Vergleichsbalken B_1 , B_2 , B_3 ergibt den erwarteten Unterschied. Während die Vergleichsbalken bei $P/P_u = 1/1,8$ eine durchschnittliche Einsenkung in Feldmitte von 1,55 cm aufwiesen, finden wir hier bei der Serie C eine solche von 2,1 cm.

5.43 Vergleich Versuch - Theorie

In Bild 25 sind die bezogenen Durchbiegungen dargestellt. Die Bezugsdurchbiegung w_u ist die nominell elastisch gerechnete Durchbiegung unter der theoretischen Bruchlast. Die verwendete Steifigkeit setzt sich zusammen aus dem ideellen Trägheitsmoment (Tab. 3) und dem Elastizitätsmodul E_0 . Im homogenen, ungerissenen Bereich bis $P/P_u^{Th} = 0,35$ stimmen die experimentellen Werte der Durchbiegungen annähernd mit den theoretischen überein. Im gerissenen Zustand weichen die Durchbiegungen mehr oder weniger stark vom homogenen Wert ab.

Ein Vergleich mit den Balken B_1 bis B_3 in Höhe der Gebrauchslast $P/P_u = 1/1,8$ zeigt auch hier im Durchschnitt einen höheren Wert von $w/w_u^{Th} = 1,35$ gegenüber 1,06 bei den Vergleichsbalken B_1 bis B_3 .

5.5 Krümmungen

Die Krümmungen wurden im Bereich des konstanten Biegemomentes ermittelt. Durch lokale Störungen (Risse) variierten die auf einer Basislänge von 20 cm ermittelten Werte erheblich längs dem Balken. In Bild 26 sind die mittleren Krümmungen aller Balken aufgetragen.

6. VERSUCHSRESULTATE DES SCHUBBEREICHES

6.1 Tragverhalten

Da das Tragverhalten der einzelnen Balken sehr ähnlich war, wurde darauf verzichtet, das Verhalten jedes Balkens unter zunehmender Belastung einzeln zu beschreiben. In diesem Abschnitt werden deshalb allgemein gültige Beobachtungen zusammengestellt.

Sämtliche Balken wurden in einer ersten Phase bis zum Auftreten der ersten Biegerisse belastet. Anschliessend erfolgte eine weitere Belastungssteigerung bis die ersten Schubrisse auftraten. Trotzdem die Belastung kaum über die Risslast erhöht wurde, öffneten sich die Schubrisse schlagartig und erreichten eine Breite von 10 bis 20/100 mm. Das plötzliche, starke Öffnen der Schubrisse nach Rissbeginn ist in der geringen möglichen Belastungssteigerung zwischen Risslast und Fließlast der Schubarmierung begründet. In einer der folgenden Belastungsstufen erreichte die Schubarmierung die Fließ- resp. die Streckgrenze. Anschliessend erfolgte eine Kraftumlagerung im Tragsystem des Schubbereichs, wie es in den Dehnungen der Schubarmierung (Bilder 93 bis 97) zum Ausdruck kommt. Neue Schubrisse traten erst auf, nachdem die bestehenden Risse eine Breite von 30 bis 50/100 mm erreicht hatten. Dadurch konnte ein im Biegebereich bei $r = 20/100$ mm beobachteter Ausgleich der maximalen Risse nicht stattfinden. Der Bruch trat ausser bei C_3' durch ein Versagen der schiefen Druckdiagonalen auf. Die Zerstörung der Diagonalen ging dabei entweder von der oberen oder untern Stegwurzel oder von der Stegmitte aus. Die Schubrisse im Bruchzustand wiesen Grössen von 100 bis 200/100 mm auf. Der Balken C_3' wurde infolge eines Versagens der Spanarmierung vorzeitig durch einen Biegebruch zerstört.

6.2 Bruchverhalten

6.21 Bruchlasten

In den Tabellen 17 und 18 sind die Anfangslasten P_A und Endlasten P_E der letzten gemessenen Laststufe sowie die Anfangslast $P_{A, \text{Bruch}}$ beim Bruch aufgeführt. Da $P_{A, \text{Bruch}}$ durch die Belastungsgeschwindigkeit stark beeinflusst wird, darf dieser Wert nur in beschränktem Masse für Extrapolationen verwendet werden. Die bei der letzten gemessenen Laststufe vorhandenen Querkräfte $Q = Q_E + Q_g$ wurden in der Tabelle 21 zusammengestellt. Dabei wurde unterschieden, ob der nachfolgende Bruch im Biegebereich (①) oder im Schubbereich (②) erfolgte. Die effektive Bruchquerkraft Q_u^{Ex} wurde durch eine Extrapolation aus dem Q-w-Diagramm ermittelt, wobei der Wert Q_u^{Ex} bei w_{Bruch} abgelesen wurde. Als Beispiel

für dieses Vorgehen ist in Bild 37 das Q-w-Diagramm des Balkens C_3 dargestellt. Infolge Nichtfliessens der Längsarmierung verläuft das Q-w-Diagramm im Bruchbereich nicht flach, sondern ist noch ansteigend. Deshalb wurde auf Grund der gemessenen Resultate eine zum Q_A -w-Diagramm affin verlaufende Verlängerung der Q_E -w-Kurve eingezeichnet. Der Schnittpunkt dieser Verlängerung mit w_{Bruch} ergab die gesuchte extrapolierte Bruchquerkraft $Q_{E,\text{Bruch}}$. Da die Laststeigerung zwischen der letzten gemessenen Laststufe und dem Bruch nicht sehr gross war, konnten mit dieser Methode verlässliche Resultate gefunden werden. Die so ermittelten Bruch-Endlasten wurden, ergänzt durch die Querkraft infolge Eigengewicht, in der Tabelle 21 bei ③ (Biegebruch) resp. ④ (Schubbruch) aufgetragen. Der Vergleich dieser experimentell ermittelten Bruchlasten mit den theoretischen Werten wird im Abschnitt 6.71 durchgeführt. Dabei wurden für die theoretischen Werte jene verwendet, welche sich aus der SIA Norm 162, Richtlinie 17 ergaben.

6.22 Brucharten

Um die verschiedenen Brucharten klassifizieren zu können, ist es notwendig, eine klare Abgrenzung und Einteilung der einzelnen Brucharten vorzunehmen. Diese wurde bereits im Versuchsbericht 6504-2, Abschnitt 3.22 [2] durchgeführt. Die verschiedenen, dort aufgezählten Brucharten können wie folgt charakterisiert werden (Bild 36):

Stauchungsbruch S: Die Längs- und Schubarmierung, oder nur die Schubarmierung ist überdimensioniert. Der Bruch wird durch eine Stauchung der Betondruckdiagonalen ausgelöst, wobei die Grösse der vorangehenden Deformationen keine Rolle spielt.

Stauchungs-Schiebungsbruch SS: Die Längsarmierung ist überarmiert. Der Bruch wird durch eine Stauchung der Betondruckdiagonalen ausgelöst, wobei die Grösse der vorangegangenen Schiebungen entscheidend ist.

Verankerungsbruch V: Die Längsarmierung ist überarmiert. Der Bruch wird infolge ungenügender Verankerung der Druckdiagonalen im Druck- oder Zugflansch durch eine Zerstörung dieser Verankerung ausgelöst.

Biegeschubbruch BS: Die Längs- und Schubarmierung ist normal armiert. Der Bruch wird ausgelöst infolge der grossen, durch Fliessen der Schub- und Längsarmierung auftretenden Rotation und erfolgt im Druckflansch.

6.23 Schubbruchverhalten der einzelnen Träger

Die verschiedenen Schubbrüche wurden hinsichtlich der oben erwähnten Klassifikation untersucht. Um eine Beurteilung des Fliessens oder Nichtfliessens der Schub- resp. Längsarmierung vornehmen zu können, wurden in Tabelle 20 die Querkräfte bei Fliessbeginn der entsprechenden Armierung sowie die Bruchquerkräfte der entsprechenden Bereiche zusammengestellt. Die theoretischen Werte des Schubverhaltens beziehen sich stets auf die SIA Norm 162, Richtlinie 17.

Die Tabelle 20 zeigt, dass bei allen Schubbereichen (links und rechts) die Schubarmierung die Fliessgrenze bedeutend überschritten hatte, dass die Fliesslast der Längsarmierung bei keinem Träger erreicht wurde und dass alle Balkenseiten ausser C_3' (siehe Abschnitt 5) durch einen Schubbruch zerstört wurden. Deshalb können die aufgetretenen Schubbrüche nur den Stauchungs-Schiebungs-Brüchen (SS) oder Verankerungsbrüchen (V) zugeordnet werden.

Stauchungs-Schiebungs-Bruch (SS)

SS1: Steg

Diese Bruchart wird durch ein Versagen des Steges verursacht, indem die Betondruckdiagonale nach vorausgegangenen Schiebungen durch eine Stauchung des Betons zerstört wird. Diese Stauchung kann primär lokal auftreten und durch Störungen im Steg (lokal geringere Betonfestigkeit, Schubarmierung, Hüllrohre, usw.) bedingt sein oder sie kann durch ein allgemeines Ueberschreiten der Betonfestigkeit im ganzen Stegbereich ausgelöst werden. Die weiteren Zerstörungen des Steges, der Druckplatte oder Zugzone sind stets sekundäre Effekte.

Balken C_1 , links: Bei hohen Belastungen traten grosse Schiebungen im Stegbereich auf. Die grösste gemessene Rissbreite betrug 135/100 mm. Im gesamten Stegbereich machten sich Anzeichen eines Stauchens der Betondruckdiagonalen bemerkbar. In der Nähe des Auflagers waren Zerstörungen beim Ansatz Steg-Zugzone und in der Nähe der Lasteinleitung Zerstörungen beim Ansatz Steg-Druckplatte festzustellen. Der Bruch trat durch ein plötzliches Versagen des ganzen Stegbereiches auf (Bild 28).

Balken C_2 , rechts: Auch bei diesem Balken traten bei hohen Belastungen grosse Risse ($r_{\max} = 210/100$ mm) und grosse Schiebungen auf. In Bild 25 sind Zeitaufnahmen dieses Schubbruches zusammengestellt. Dabei ist eindeutig ersichtlich, wie sich der Bruch ausgehend von einer

lokalen Stelle (zwischen Messstrecke 44 und 46) auf weitere Stegbereiche fortpflanzt. Die Zerstörungen der Druckplatte sowie der Zugzone, wie es Bild 29 zeigt, entstanden erst nach dem Versagen des Steges als sekundärer Effekt.

Balken C_2 , links: Diese Balkenseite wies bei hohen Belastungen ebenfalls grosse Risse ($r_{\max} = 200/100$ mm) und grosse Schiebungen auf. An einer lokalen Stelle (Messstrecke 10) machte sich eine Zerstörung des Steges frühzeitig bemerkbar, indem ein leichtes Abblättern der Betonoberfläche festzustellen war. Es konnte durch ein in unmittelbarer Nähe verlaufendes Armierungseisen ausgelöst worden sein. Bei der letzten Belastungssteigerung bis zum Bruch trat schliesslich eine Zerstörung des Steges auf, ausgehend von dieser erwähnten lokalen Stelle (Bild 30). Das weitere Stauchen des Steges sowie das Abheben der Druckplatte und Zugzone folgten.

Balken C_3 , links: Bei der letzten gemessenen Laststufe erreichten die Risse eine maximale Breite $r_{\max} = 210/100$ mm. Die Schiebung war dabei nicht sehr gross, hingegen konnte ein einzelner grosser Riss quer durch die Zugzone in der Nähe des Auflagers beobachtet werden. Bei der anschliessenden Laststeigerung wurde der Bruch durch ein lokales Versagen des Steges (Messstrecke 6) ausgelöst (Bild 32). Als Folge konnte darauf ein Versagen des Steges an weiteren Stellen festgestellt werden.

Balken C_4 , rechts: Nach grossen Schiebungen und Rissen bis zu $300/100$ mm Breite entstanden kurz vor dem Bruch schräge Risse in der Zugzone nahe beim Auflager, Längsrisse beim Uebergang Steg-Zugzone und als Folge der grossen Schiebungen vertikale Risse in der Druckplatte. Der eigentliche Bruch wurde durch ein lokales Stauchen des Betons in der Nähe eines Bügels (Messstrecke 19) ausgelöst. Das Abschieben der Druckplatte und der Zugzone war sekundär (Bild 33).

SS2: Steg - Druckplatte

Massgebend für diese Bruchart ist eine grosse Schiebung im Stegbereich. Da die Druckdiagonale im Druckflansch eingespannt ist, bewirkt diese Schiebung eine Rotation und damit Biegebeanspruchung der Druckdiagonalen bei den Ansatzstellen Steg - Druckplatte und Steg - Zugzone. Die Druckbeanspruchung sowie die erwähnte Biegung leiteten eine Zerstörung des Steges an diesen Ansatzstellen ein.

Balken C_1 , rechts: Die maximalen Rissbreiten bei der letzten gemessenen Laststufe betragen 135/100 mm; gleichzeitig konnten neben grossen Schiebungen ein Aufstauchen der Druckdiagonalen beim Uebergang zum Druckflansch beobachtet werden. Kurz vor dem Bruch entstand ein weiterer Schubriss in der Nähe der Lasteinleitung. Anschliessend trat eine Stauchung der Druckdiagonalen ein, welche von der oben erwähnten Stelle ausging. Das Abschieben der Druckplatte, das Abplatzen der Betonüberdeckung der Zugarmierung sowie die weiteren Stegstauchungen waren sekundärer Natur (Bild 27).

SS3: Steg - Zugzone

Die Ursachen dieser Bruchart entsprechen jenen von SS2 mit dem Unterschied, dass hier die Zerstörung von der Ansatzstelle Steg - Zugzone ausgeht.

Balken C_3 , rechts: Bei hohen Belastungen traten neben grossen Rissbreiten ($r_{\max} = 320/100$ mm) auch grosse Schiebungen auf. Nach bereits früh auftretenden Anzeichen erfolgte der Bruch durch eine Zerstörung der Druckdiagonalen beim Uebergang zur Zugzone. Das Abspalten der Zugzone sowie die Zerstörung der Stegzone waren sekundäre Effekte (Bild 31). Die Druckplatte war infolge der Voute noch gut erhalten geblieben.

Verankerungsbruch (V)

Diese Bruchart entsteht, wenn die Kraft der Druckdiagonalen nicht auf die Druckplatte oder in die Längsarmierung übertragen werden kann.

VZ: Verankerungsbruch Zugzone

Der Bruch erfolgt durch ein Abschieben der Druckdiagonalen längs des Zuggliedes.

Balken C_4 , links: Die grössten Risse erreichten eine Breite von 270/100 mm. Infolge grosser Schiebungen traten Risse im Zugflansch neben dem Auflager und Längsrisse beim Uebergang Steg - Zugzone auf. Nach einer weiteren Belastungssteigerung wurde der Bruch ausgelöst durch ein Abschieben der Druckdiagonalen längs der Ansatzstelle Steg - Zugzone. Die totale Zerstörung der Zugzone, der Druckplatte sowie des übrigen Steges waren sekundäre Effekte (Bild 34).

6.24 Maximale nominelle Schubspannungen

Für sämtliche Balken wurden entsprechend der SIA Norm 162, Richtlinie 17, die nominellen Schubspannungen

$$\tau = \frac{Q}{b_o h} \quad (8)$$

bestimmt, wobei für

$$Q = Q_g + Q_p \quad (9)$$

eingesetzt wurde. Darin bedeutet h die mittlere statische Höhe der schlaffen und vorgespannten Armierung in Feldmitte, b_o die Stegbreite. Q_g und Q_p sind die Querkraftsanteile infolge Eigengewicht und Nutzlast. Q_v war infolge horizontaler Kabelführung nicht zu berücksichtigen. Die maximalen nominellen Schubspannungen wurden für die letzte gemessene Laststufe sowie für die extrapolierte Querkraft im Bruchzustand ermittelt. Diese Werte wurden in der Tabelle 22 zusammengefasst und in Bild 38 graphisch dargestellt. Der Vergleich mit den in der SIA Norm 162, Richtlinie 17, festgelegten theoretischen Werten wurde im Abschnitt 6.72 durchgeführt.

6.3 Fliessen der Schubarmierung

6.31 Bestimmung der experimentellen Fliessquerkraft

Die Bestimmung der Fliess-Querkraft wurde im Versuchsbericht 6504-2 [2], Abschnitt 3.31 erläutert. Zusammenfassend kann sie wie folgt beschrieben werden. Die experimentell bestimmte Querkraft Q und die Bügeldehnung ϵ werden in einem Q - ϵ -Diagramm aufgetragen. Beim Schnittpunkt des elastischen mit dem plastischen Ast wird die Fliess-Querkraft Q_{f1}^{Ex} sowie die dazugehörige Fliessdehnung ϵ_{f1}^{Ex} herausgelesen. Die auf diese Weise durchgeführte Bestimmung von Q_{f1}^{Ex} ist nur möglich, wenn genügend Messwerte im elastischen und plastischen Bereich des Q - ϵ -Diagrammes zur Verfügung stehen.

Bei den Versuchen der Serie C war der elastische Ast des Q - ϵ -Diagrammes nicht ausgeprägt, da die Schubrisslast im Verhältnis zur Fliesslast sehr hoch lag. Zur Veranschaulichung wurden in der Tabelle 23 neben den experimentellen und theoretischen Fliessquerkräften (SIA Norm 162, Richtlinie 17) die Querkräfte zusammengestellt, welche im massgebenden Querschnitt die Hauptzugspannung $\sigma_{hz} = 1,2$ resp. $1,5 \sqrt{\beta_w}$ erzeugten. Zudem wurden jene Querkräfte aufgetragen, welche bei Rissbeginn (Q_r) resp. $r = 0$ (\bar{Q}_r) vorhanden waren. Da die im Ver-

such beobachteten Rissquerkräfte gross waren, reichte die geringe Laststeigerung bis zum Fliesen der Schubarmierung nicht aus, um einen verwendbaren elastischen Ast des Q - ϵ -Diagrammes zu entwickeln.

Bei der Serie C musste daher die Bestimmung von Q_{f1}^{Ex} auf folgende Art durchgeführt werden. Die experimentelle Fließquerkraft Q_{f1}^{Ex} wurde aus dem Q - ϵ -Diagramm bei jener theoretischen Fließ-Dehnung ϵ_{f1}^{Th} herausgelesen, welche aus den bei Probestählen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen resultierte (Tab. 4). ϵ_{f1}^{Th} wurde dabei je nach Charakteristik der Stähle bei σ_{f1} (naturhart) resp. σ'_{f1} (kaltgereckt) bestimmt. Dieser Ermittlung von Q_{f1}^{Ex} haftete der Nachteil an, dass nichts über den Schwindeinfluss ausgesagt werden konnte. Deshalb wurde zu Vergleichszwecken die Querkraft auch bei $\epsilon = \epsilon_{f1}^{Th} + 2 \cdot 10^{-4}$ herausgelesen, einer Dehnung, welche näherungsweise die durch das Schwinden des Betons auftretende Vordrückung des Stahls berücksichtigt. Da die einzelnen Bügel nicht gleichzeitig die Fließdehnung erreichten, wurde auch bei der Serie C der Fließbeginn der Schubarmierung sowie der Mittelwert der massgebenden Bügel bestimmt ([2] Abschnitt 3.31). Diese beiden Werte stellten einen untern Grenzwert resp. Mittelwert der experimentellen Fließquerkraft dar. Die experimentellen Querkräfte bei Fließbeginn und die Mittelwerte der massgebenden Bügel, welche bei ϵ_{f1}^{Th} und $\epsilon_{f1}^{Th} + 2 \cdot 10^{-4}$ auftraten, wurden in der Tabelle 25 zusammengestellt.

6.4 Gebrauchslasten

Die Querkräfte des Gebrauchszustandes wurden gemäss der SIA Norm 162 und Richtlinie 17 [4] der gleichen Norm berechnet. Die zulässigen Querkräfte wurden einerseits durch die Betonabmessungen und andererseits durch die vorhandene Schubarmierung festgelegt (Tab. 15). Folgende Bezeichnungen wurden für die Gebrauchslast verwendet:

- Q_{G1} nach SIA Norm 162, Richtlinie 17
- Q_{G1S} nach SIA Norm 162, Richtlinie 17, Armierung massgebend
- Q_{G1B} nach SIA Norm 162, Richtlinie 17, Beton massgebend

- Q_{G2} nach SIA Norm 162, Art. 5.13
- Q_{G2S} nach SIA Norm 162, Art. 5.13, Armierung massgebend
- Q_{G2B} nach SIA Norm 162, Art. 5.13, Beton massgebend

Der Vergleich dieser Querkräfte mit den experimentellen Fließ- und Bruchlasten wird im Abschnitt 6.74 durchgeführt.

6.5 Risse

6.51 Allgemein

Die Untersuchung des Rissverhaltens im Schubbereich stellt allgemein einige Probleme. Im Biegebereich bildet sich infolge des konstanten Momentes über eine längere Strecke ein mehr oder weniger gleichmässiges Rissbild aus. Im Schubbereich kann die Querkraft konstant gehalten werden, nicht aber das Biegemoment. Demzufolge ist die Rissentwicklung im Schubbereich sehr unregelmässig. Die Risse entstehen oft durch Zufälligkeiten (z.B. lokale geringere Betonzugfestigkeit).

Folgende für den Schubbereich charakteristische Feststellungen konnten in den Versuchen gemacht werden:

- Ein einzelner Schubriss vergrösserte sich bei steigender Belastung unabhängig von der benachbarten Rissentwicklung, das heisst ein neu auftretender Riss vermag die mehr oder weniger lineare Vergrösserung des bereits vorhandenen Risses nicht zu beeinflussen.
- Als Folge davon war das Auftreten der maximalen Rissbreite zufällig und einmalig. Die nächst kleineren Rissbreiten wiesen oft eine bedeutend kleinere Breite auf.
- Nach Fliessbeginn der Schubarmierung erfolgte bei steigender Belastung eine raschere Zunahme der Rissbreiten. Infolge der erhöhten Fliesslast und den erheblichen Kraftumlagerungen konnte diese raschere Zunahme der Rissbreiten jedoch erst bei $Q/Q_u^{Th} = 1,25$ bis $1,50$ und $r_{max} = 70$ bis $100/100$ mm beobachtet werden.

Die Messung der Rissbreiten wurde analog den Versuchen der Serien A und B in drei verschiedenen Höhenlagen des Stegbereichs (Risslinien) durchgeführt. Auch hier trat die in Bericht 6504-2, Abschnitt 3.51 [2] erwähnte Schwierigkeit bei der Bestimmung der maximalen Rissbreite auf, da das Öffnen der Schubrissse durch Schiebung und Rotation hervorgerufen wurde. Die maximale Rissbreite konnte daher irgendwo längs des Schubrisses auftreten. Für die Bestimmung der Schubrissbreiten wurde deshalb folgendes Vorgehen festgelegt. Die Schubrissbreiten wurden pro Riss in drei verschiedenen Höhenlagen (Risslinien) gemessen. Für die weiteren Untersuchungen wurden die daraus resultierenden maximalen Rissbreiten verwendet.

Da die Rissbreiten durch lokale Effekte stark beeinflusst wurden, genügte die geringe Anzahl von Beobachtungen nicht, um eine abschliessende Beurteilung des Schubrissverhaltens durchzuführen, umsomehr als die verschiedenen, die Rissentwicklung beeinflussenden Parameter nicht systematisch variiert wurden. Die im Abschn. 6.55 durchgeführten Vergleiche folgender Einflüsse sind deshalb nur als vernünftige Abschätzungen zu werten:

- Anteil Q_C^* am Gesamtwiderstand
- Anteil Q_B^* am Gesamtwiderstand
- Abstand der Bügel
- Gestaltung der Druckzone

Für die vergleichenden Untersuchungen wurden die maximalen Rissbreiten in Funktion der bezogenen Querkräfte verwendet, $r = f(Q/Q_u^{Th})$, entsprechend den Bildern 39 bis 43. Um diese Vergleiche durchführen zu können, musste der experimentell ermittelte Verlauf der maximalen Rissbreiten durch eine stetige Kurve approximiert werden. Die Bestimmung dieser Kurve wurde so vorgenommen, dass die Summe der quadratischen Abweichungen zu einem Minimum wurde:

$$\sum_{i=1}^n (r - r_i)^2 = \text{Minimum} \quad (10)$$

Da sich die Gerade für diesen Zweck genügend gut eignete, wurde für alle Schubbereiche die Gerade

$$r = \frac{1}{\bar{Q}} \left(\frac{Q - \bar{Q}_r}{Q_u^{Th}} \right) \quad (11)$$

berechnet und gleichzeitig der Mittelwert der quadratischen Abweichungen

$$m_q = \sqrt{\frac{\sum (r - r_i)^2}{(n-2)}} \quad (7)$$

bestimmt. Die Abweichungen von 77 % der total 48 Beobachtungen waren kleiner und 23 % grösser als dieser Mittelwert, d.h. die Gauss'sche Verteilung (2/3 zu 1/3) wurde übertroffen. Im Bild 44 sind die Abweichungen der einzelnen Beobachtungen gegenüber der Rissgeraden aufgetragen. Da die experimentelle Fließquerkraft höher lag als der theoretische Wert Q_u^{Th} , wurden für die Bestimmung dieser Rissgeraden die Beobachtungen gewählt, welche zwischen Rissbeginn und jenem Punkt lagen, bei welchem die Risskurve $r = f(Q)$ einen eindeutigen Knick aufwies. Dieser Punkt lag ungefähr bei 1,2 bis 1,4 Q_u^{Th} . Das Bild 44 zeigt, dass die experimentellen Rissbreiten im Bereich Rissbeginn - experimenteller Fließbeginn durch eine Gerade approximiert werden konnten. Die Randabschnitte wurden durch Rissbeginn und Fließbeginn stark beeinflusst. Ein wesentlicher Punkt bei der Beurteilung der Rissentwicklung ist das Verhältnis von Risslast, Fließlast der Schubarmierung und Fließlast der Längsarmierung. Da bei sämtlichen Balken die Schubarmierung gegenüber der Längsarmierung bedeutend unterdimensioniert war, konnte sich im Stegbereich infolge der geringen Deformation der Längsarmierung keine normale Rissentwicklung einstellen. Der Rissbeginn trat später auf und die mögliche Belastungssteigerung zwischen Rissbeginn und Fließbeginn der Schubarmierung war gering. Deshalb soll die Beurteilung der in den folgenden Abschnitten zusammengefassten Vergleiche und Darstellungen stets unter Berücksichtigung der oben aufgeführten Einschränkungen erfolgen.

6.52 Rissbeginn

Die Belastungen, welche beim ersten beobachteten Schubriss abgelesen wurden, sind in der Tabelle 23 zusammengestellt. Der Vergleich der experimentellen mit der theoretischen Risslast wurde aus folgenden Gründen nicht durchgeführt:

- Auf Grund lokal geringerer Betonzugfestigkeiten wird die Risslast erheblich streuen.
- Bei vorgespannten Tragwerken wird der Rissbeginn durch die Grösse der Vorspannkraft massgebend festgelegt. Daher bewirkt eine kleine Ungenauigkeit dieser Vorspannkraft eine grosse Differenz in der experimentellen Rissquerkraft.
- Da der erste Riss bei zunehmender Belastung beobachtet wird, ist die gemessene Rissquerkraft infolge der grösseren dynamischen Festigkeitswerte nicht identisch mit der effektiv auf den Balken wirkenden Querkraft.

Um trotzdem gewisse Vergleichsmöglichkeiten zwischen Theorie und Versuch zu erhalten, wurden die Hauptzugspannungen für folgende zwei Fälle bestimmt:

Erster Wert: Laststufe vor dem ersten Riss, maximale Hauptzugspannung im Schnitt $y = 115 \text{ cm}$, d.h. $h/2$ vom Rand der Lasteinleitung entfernt.

Zweiter Wert: Laststufe nach dem ersten Riss, minimale Hauptzugspannung entlang dem von der Lasteinleitung am weitesten entfernten Riss (Berechnung am homogenen Querschnitt).

Die beiden Werte sind in der Tabelle 24 aufgeführt. Normalerweise liegt der zweite Wert über dem ersten Wert. Es ist jedoch eine Umkehrung möglich, da die Werte in verschiedenen Schnitten gerechnet sind und die Fortpflanzung eines Risses durch Spannungskonzentration stark beeinflusst ist. Es darf erwartet werden, dass die Hauptzugspannung bei Rissbeginn zwischen diesen Werten liegt.

Die starke Variation der minimalen und maximalen Hauptzugspannungen war nicht systematisch bedingt, sondern war durch das unterschiedliche Verhältnis der Belastung bei der letzten Laststufe vor dem ersten Schubriss zur Belastung bei der ersten Laststufe nach Rissbeginn entstanden. Im Bild 45 sind die Hauptzugspannungen graphisch dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die ersten Schubrisse bei Hauptzugspannungen zwischen 12 und 24 kg/cm^2 auftraten. Der zweite Wert variierte zwischen 18 und 29 kg/cm^2 .

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Hauptzugspannungen bei Rissbeginn erheblich variieren. Deshalb müssen die zulässigen Hauptzugspannungen zur Vermeidung von Schubrisen sehr vorsichtig angesetzt werden.

6.53 Rissbreiten im Gebrauchszustand

Da die experimentellen Rissquerkräfte bei allen Balken grösser als die Gebrauchsquerkräfte waren, konnten bei diesen Belastungen bei keinem Balken Risse beobachtet werden. Die Risselosigkeit der Balken bei den Gebrauchsquerkräften war vor allem aus folgendem Grund entstanden: Die Gebrauchsquerkräfte Q_{G1S} und Q_{G2S} werden durch die Schubarmierung festgelegt. Der Rissbeginn wird einerseits durch die Betonabmessungen und andererseits durch die Vorspannung massgeblich bestimmt. Die Vorspannung hat insofern einen Einfluss, als die Zugzone überdrückt wird und Biegerisse dadurch erst später auftreten. Da im Biegeschubbereich die Schubrisse von kleinen Biegerissen ausgehen, wird der Schubrissebeginn durch das Auftreten von Biegerissen festgelegt. Weil die Gebrauchsquerkraft und der Rissbeginn unabhängig voneinander sind und weil die Schubarmierung bei der Serie C im Verhältnis zur Vorspannung unterarmiert war, traten die ersten Schubrisse erst nach der Gebrauchsquerkraft auf.

6.54 Rissbegrenzung

Die Feststellung, dass im Gebrauchszustand keine Risse auftraten, bezog sich nur auf diese Belastung. Die Tragreserven bis zum Erreichen einer festgelegten Rissbreite von 20 resp. 30/100 mm, wie sie beispielsweise in den CEB-Empfehlungen vorgeschlagen werden, sind ebenfalls von Interesse. Deshalb wurden im Bild 46 die Querkräfte aufgetragen, welche bei einer beobachteten Rissbreite von 20 resp. 30/100 mm vorhanden waren. Es wurde festgestellt, dass die Querkräfte erheblich gesteigert werden konnten bis eine Rissbreite von 20 resp. 30/100 mm erreicht wurde. Das Mittel für $r = 20/100$ mm betrug bei den 10 Balkenseiten $Q/Q_u^{Th} = 0,874 \pm 0,081$ und für $r = 30/100$ mm $Q/Q_u^{Th} = 0,955 \pm 0,074$. Die Resultate zeigten im weiteren, dass durch eine Steigerung der zulässigen Rissbreiten von 20 auf 30/100 mm im allgemeinen keine grosse Zunahme der Querkraft festzustellen war.

6.55 Vergleiche

Um die Einflüsse der verschiedenen Parameter auf die Rissbreiten eindeutig abklären zu können, muss eine systematische Parametervariation durchgeführt werden. Da bei den vorliegenden Trägern primär andere Aspekte untersucht wurden, kann es sich bei den im folgenden dargelegten Vergleichen nur um Abschätzungen handeln.

Anteil Q_C^* am Gesamtwiderstand

Der Schubwiderstand Q_C^* (SIA Norm 162, Richtlinie 17 [4]) tritt bereits am ungerissenen Querschnitt auf. Deshalb wurde untersucht, inwieweit eine Uebereinstimmung der bezogenen Rissquerkraft \bar{Q}_r/Q_u^{Th} mit dem Schubwiderstand Q_C^*/Q_u^{Th} vorhanden war. Im Bild 47 wurde dieser Vergleich dargestellt. Es zeigt sich dabei, dass \bar{Q}_r bei sämtlichen Balken bedeutend grösser war als der entsprechende Wert Q_C^* . Diese Abweichungen wurden vor allem durch das Verhältnis Q_u^{Th} (Schubbruch) / Q_u^{Th} (Biegebruch) beeinflusst (0,4 bis 0,6). Bei den Balken der Serie A und B [2], bei welchen dieser Wert höher lag, konnten keine Abweichungen in dieser Grössenordnung festgestellt werden.

Anteil Q_B^* am Gesamtwiderstand

Im Bild 48 wurde der Neigungswinkel ϕ der Rissgeraden in Funktion von Q_B^*/Q_u^{Th} aufgetragen. Der Einfluss der verschiedenen Parameter machte sich auch hier durch grosse Abweichungen der Einzelwerte bemerkbar. In die Schar der experimentell bestimmten Punkte wurde die aus den Resultaten der Serien A und B ([2], Bild 121) ermittelte Gerade eingezeichnet. Dabei kann festgestellt werden, dass eine Uebereinstimmung dieser Gerade mit den Werten der Serie C vorhanden ist. Die Gleichung dieser experimentell bestimmten Gerade lautet:

$$\phi = 0,04 \cdot (Q_B^*/Q_u^{Th} - 0,3) \quad (12)$$

Abstand vertikaler Bügel

Da der Rissbeginn (\bar{Q}_r) durch den Abstand der vertikalen Bügel kaum beeinflusst wird, beschränkt sich diese Darlegung nur auf die Untersuchung der Neigung der Rissgeraden ϕ . Im Bild 49 wurde der Neigungswinkel ϕ der Rissgeraden in Funktion des Bügelabstandes t_B aufgetragen. Dabei ist, trotz der grossen Streuung der Einzelwerte, eine eindeutige Abhängigkeit des Winkels ϕ vom Bügelabstand t_B festzustellen: Mit zunehmendem Bügelabstand t_B verkleinert sich der Neigungswinkel ϕ .

Gestaltung der Druckzone

Da die Gestaltung der Druckzone der einzelnen Balken keine grossen Unterschiede aufwies, kann auf Grund der vorhandenen Resultate keine systematische Abhängigkeit erwartet werden. Im Bild 50 wurden die drei Querschnittsformen sowohl für $t_B = 20$ cm als auch für $t_B = 30$ cm miteinander verglichen. Da neben der Druck-

zonengestaltung andere Parameter wie z.B. Q_C^*/Q_u^{Th} variiert wurden, kann kein eindeutiger Einfluss festgestellt werden.

6.6 Deformationen

6.61 Schiebungen

Die experimentelle Bestimmung der Schiebungen wurde wie folgt durchgeführt (Bild 51). In den Schubbereichen wurden Messnetze in Form von Rechtecken festgelegt, bei welchen jeweils die Seitenlängen und Diagonalen ausgemessen wurden. Die Messbolzen befanden sich dabei auf den Seitenflächen der Druckplatte resp. des Zuggurtes. Um mögliche Verdrehungseinflüsse des Querschnittes zu eliminieren, wurden die Messungen beidseitig, d.h. vorne und hinten durchgeführt. Das Mittel dieser beiden Messungen ergab die gesuchte Schiebung in der Symmetrieebene des Balkens. Die Messstrecken wurden so angeordnet, dass die Schiebungswinkel γ im Bereich $y = 0$ bis 150 cm an 7 Stellen gemessen werden konnten.

In den Bildern 53 bis 62 wurden für sämtliche Balken die Schiebungen der einzelnen Messnetze in Funktion der Querkraft Q aufgetragen. Diese Bilder zeigen, dass die grössten Schiebungswinkel in jenen Bereichen auftraten, welche 0,5 bis 2 h von der Lasteinleitung entfernt waren. Die Auflager- und Lasteinleitungs-Bereiche wiesen im allgemeinen einen bedeutend kleineren Schiebungswinkel γ auf. Auf Grund dieser Darstellungen wurden die Schiebungswinkel γ bei spezifischen Belastungen bestimmt und in den Bildern 63 bis 67 aufgetragen. Auch diese Bilder zeigen deutlich, dass die Schiebungen im mittleren Bereich (Messnetze 2, 3, 4, 5) bedeutend grösser waren als in den Randbereichen.

6.62 Dehnungen der Längsarmierung

Die Dehnungen der Längsarmierung wurden sowohl im Bereich des konstanten Biegemomentes als auch in den Schubbereichen gemessen. In den Bildern 68 bis 72 wurden die Dehnungen ϵ_e der Längsarmierung im Schubbereich in Funktion der Belastung P_E aufgetragen. Für diese Darstellungen wurde bewusst die Einzellast P_E verwendet, da die Momente $P_E \cdot y$ eine Funktion des Ortes sind. Bei der Laststellung II (L II) musste eine entsprechende Last P_E^* bestimmt werden, damit die ϵ_e -Kurven der beiden Laststellungen miteinander verbunden werden konnten (siehe Bild 1 und Tabelle 17).

$$L \text{ II: } P_E^* = Q_E + Q_g \text{ (L II)} - Q_g \text{ (L I)} \quad (13)$$

Mit Ausnahme von C_4 bildeten die Dehnungen ϵ_e bei L II eine kontinuierliche, geradlinige Fortsetzung der Kurven ϵ_e bei L I. Die bei C_4 auftretenden Abweichungen von L II entstanden aus den unterschiedlichen Lagerungen von L I und L II beim Auflager rechts. Bei allen übrigen Balken wurde zunächst die rechte Seite zerstört und anschliessend nach dem Umbau der Belastungseinrichtung die linke. Dadurch wurden die Lagerungsbedingungen des linken Schubbereichs nicht verändert (festes Auflager, bleibende Lasteinleitung). Bei C_4 wurde zunächst die linke Balkenseite zerstört. Dadurch musste für L II das rechte Rollenlager durch ein Kipplager ersetzt und damit die Lasteinleitung neu eingerichtet werden. Bei den hohen Belastungen waren die horizontalen Verschiebungen im rechten Schubbereich infolge der unterschiedlichen Lagerung von L I und L II sehr verschieden. Aus diesen Gründen bildeten die Dehnungen ϵ_e bei L II keine kontinuierliche Fortsetzung der ϵ_e -Kurve von L I. Die Mittelbildung für die Bestimmung von ϵ_e konnte im Schubbereich infolge des abnehmenden Momentes nur auf Grund zweier Messungen (eine pro Längsarm) durchgeführt werden. Daher wiesen die aufgetragenen Messwerte im Gegensatz zu jenen des Biegebereichs, bei welchen das Mittel aus 12 Messungen bestimmt wurde, manchmal grössere Abweichungen auf. In den Bildern 68 bis 72 wurden ebenfalls die mittleren Dehnungen des Biegebereichs aufgetragen. Es ist dabei ersichtlich, dass diese Dehnungen mit jenen in den Schnitten $y = 140$ cm und $y = 120$ cm oft recht gut übereinstimmten. Da die Längsarmierung nicht bis zur Fließspannung beansprucht wurde, konnte die infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen vorhandene Vordrückung der Stähle experimentell nicht bestimmt werden. Dadurch war es nicht möglich, die absoluten Stahlspannungen der Längsarmierung zu berechnen. Deshalb wurden in den Bildern 73 bis 77 nur die relativen Dehnungen ϵ_e als Funktion verschiedener Werte der Querkraft aufgetragen:

$$\text{Gebrauchslast der Schubarmierung} = 1/1,8 \cdot Q_{f1} = Q_{G1S}$$

$$\text{Fließlast der Schubarmierung} = Q_{f1} = Q_u^{\text{Th}}$$

$$\text{Maximale Last} = Q_{\text{max}}$$

Als Zwischenwerte wurden folgende Lasten verwendet: $0,75 Q_{f1}$, $1,25 Q_{f1}$, $1,50 Q_{f1}$ event. $1,75 Q_{f1}$.

Aus den Bildern 73 bis 77 ist ersichtlich, dass der Dehnungsverlauf der Längsarmierung bis zur Fließlast Q_{f1} ungefähr der verschobenen Momentenlinie gemäss SIA Norm 162, Art. 3.14 entsprach. Nach dem Erreichen der Fließlast der Schubarmierung fand bei zunehmender Belastung eine Kraftumlagerung statt, indem sich die Druckdiagonalen flacher einstellten. Dadurch nahmen die Dehnungen in jenen Bereichen stärker zu, welche von der Lasteinleitung weiter als h entfernt waren ($y = 100, 80, 60$ cm). In den Bildern 73 bis 77 ist diese Entwicklung recht deutlich zu erkennen.

6.63 Dehnungen der Schubarmierung

Die Dehnungen der Schubarmierung wurden über die Bügelhöhe an 2 bis 3 jeweils 10 cm langen Messstrecken bestimmt. Auf diese Weise konnte der Dehnungsverlauf längs der einzelnen Bügel ermittelt werden. Diese Dehnungen variierten infolge des zufälligen Auftretens von Schubrisen sehr stark. Generell konnte festgestellt werden, dass die maximalen Stahldehnungen stets im Schnittpunkt mit den Schubrisen auftraten. Für die weiteren Betrachtungen wurden die maximalen Deformationen der einzelnen Bügel verwendet, da nur diese für die Beurteilung der Beanspruchung und Tragfähigkeit massgebend waren. In den Bildern 78 bis 87 wurden deshalb die maximalen Dehnungen der einzelnen Bügel in Funktion der Querkraft aufgetragen. Dabei wurden die gemessenen Dehnungen ohne Berücksichtigung der durch das Schwinden verursachten Vordrückung verwendet. Als Querkraft wurde jene gewählt, welche im massgebenden Schnitt, d.h. $h/2$ vom Rand der Lasteinleitung entfernt, auftrat. Sämtliche Bilder zeigen recht anschaulich, dass in einer ersten Phase jene Bügel zur vollen Tragwirkung ($\epsilon \geq \epsilon_{f1}$) gelangten, welche ungefähr 0,5 h bis 1,5 h von der Lasteinleitung entfernt waren. Nach Fließbeginn dieser Bügel trat eine Kraftumlagerung ein, indem sich die Druckdiagonalen unter zunehmender Belastung flacher einstellten. Dadurch kamen auch die weiter entfernten Bügel zur vollen Tragwirkung. Die Dehnungszunahme dieser Bügel war oft grösser als jene der ersten Phase. Die Bügel im Bereich der Lasteinleitung und des Auflagers erreichten zum Teil sehr spät und zum Teil überhaupt nicht die Fließspannung.

Fließ-Last

Die theoretische Fließquerkraft Q_u^{Th} wurde nach der SIA Norm 162, Richtlinie 17 berechnet. Die experimentellen Fließquerkräfte wurden aus den Bildern 78 bis 87 ermittelt, indem Q_{f1}^{Ex} bei der Fließdehnung ϵ_{f1}^{Th} abgelesen wurde. Diese Fließquerkräfte Q_{f1}^{Ex} wurden für alle zwischen Lasteinleitung und Auflager befindlichen Bügel bestimmt und in den Bildern 88 bis 92 aufgetragen. Dabei konnte festgestellt werden, dass bei allen Bügeln Q_{f1}^{Ex} grösser als Q_u^{Th} ist. Die Bilder zeigen ausserdem sehr schön, dass in einer ersten Phase nur jene Bügel die Fließspannung erreichten, welche sich in einem Bereich befanden, der ca. 0,5 h bis 1,5 h vom Rand der Lasteinleitung entfernt war. Mit zunehmender Entfernung der Bügel von diesem Bereich erhöhte sich die experimentelle Fließquerkraft der einzelnen Bügel erheblich. Bei den meisten Balken hatten die Bügel, welche sich unmittelbar neben der Lasteinleitung und dem Auflager befanden (in den Bildern 88 bis 92 durch Pfeile angedeutet), die Fließspannung nicht erreicht. Die Dehnungen der Bügel bei der theoretischen Fließlast wurden in den Bildern 93 bis 97 aufgetragen. Aus diesen Bildern ist ersichtlich, dass die Dehnungen im massgebenden Bereich geringer waren als die theoreti-

sche FlieBssdehnung. Im weitem kann festgestellt werden, dass die Dehnungen des Auflager- und Lasteinleitungsbereichs bedeutend kleiner waren als die theoretischen FlieBssdehnungen.

Bruchlast

Die bei der letzten gemessenen Laststufe ermittelten, maximalen Bugeldehnungen wurden in den gleichen Bildern 93 bis 97 zusammengestellt, wobei zusätzlich das Verhältnis $Q_{\max}^{\text{Ex}}/Q_u^{\text{Th}}$ angegeben wurde. Aus den Darstellungen ist ersichtlich, dass die Bügel im massgebenden Bereich die FlieBssdehnung weit überschritten hatten. Hinsichtlich der maximalen Grösse dieser Dehnungen konnte keine verbindliche Aussage gemacht werden. Die Dehnungszunahme hing einerseits vom Verhältnis $Q_{\max}^{\text{Ex}}/Q_u^{\text{Th}}$ und andererseits von der Art des Stahles (naturhart oder kaltgereckt) ab. Im Auflagerbereich erreichten die Bugeldehnungen auch bei dieser erhöheten Last nur Werte zwischen 0 und $0,5 \epsilon_{f1}^{\text{Th}}$; bei den meisten Balken konnten überhaupt keine Bugeldehnungen festgestellt werden. Im Lasteinleitungsbereich variierten die Bugeldehnungen mit Ausnahme von C_2 links und C_4 links zwischen $0,5$ und $1,0 \epsilon_{f1}^{\text{Th}}$. Bei C_2 links betrug die maximale Dehnung $\epsilon_{\max} = 1,55 \epsilon_{f1}^{\text{Th}}$ und bei C_4 links $\epsilon_{\max} = 3,25 \epsilon_{f1}^{\text{Th}}$.

6.64 Betonstauchungen

Die Druckplatte wurde im Bereich der Lasteinleitung stark beansprucht. Deshalb wurden in diesem Bereich Messstellen an den Seitenflächen und auf der Oberfläche der Druckplatte angebracht. Im Bild 52 ist die Anordnung dieser Messstellen ersichtlich, wobei die Ablesungen pro Messquerschnitt in drei verschiedenen Höhenlagen der Seitenflächen durchgeführt wurden. Die Messquerschnitte a bis h der Seitenflächen wiesen jeweils einen Abstand von 10 cm auf. Die Stauchungen der Druckplattenoberfläche wurden pro Messquerschnitt bei zwei Messstrecken abgelesen. Diese Messquerschnitte wiesen einen Abstand von 20 cm auf.

Die bei Q_u^{Th} und Q_{\max}^{Ex} gemessenen Betonstauchungen der Seitenflächen wurden in den Bildern 98 bis 107 für die Schnitte a bis h aufgetragen. Aus diesen Darstellungen ergaben sich folgende Feststellungen. Die Stauchungen bei Q_u^{Th} sind bei allen Balken kleiner als $1,0 \cdot 10^{-3}$. Selbst im Bereich der Lasteinleitung wird dieser Wert nicht überschritten. Bei Q_{\max}^{Ex} kann im Bereich der Messquerschnitte a bis d einerseits eine starke Zunahme der Betonstauchungen des obern Druckplattenrandes und andererseits eine wesentliche Vergrösserung des Dehnungsgradienten festgestellt werden. In den Messquerschnitten e bis h verändert sich das Bild gegenüber Q_u^{Th} nicht sehr stark. Zum Teil

treten am oberen Druckplattenrand der von der Lasteinleitung entfernteren Messquerschnitte positive Dehnungen auf (C_3 und C_4). Auf Grund der in den Bildern 98 bis 107 dargestellten Betonstauchungen wurden die Deformationen für den oberen Druckplattenrand extrapoliert. Diese extrapolierten Randstauchungen wurden für die Beanspruchungen Q_u^{Th} und Q_{max}^{Ex} in den Bildern 108 bis 112 aufgetragen. In den gleichen Bildern wurden die auf der Druckplattenoberfläche gemessenen Betonstauchungen ebenfalls eingezeichnet. Im allgemeinen ist eine befriedigende Übereinstimmung der Resultate der beiden Messungen festzustellen. Folgende Beobachtungen sind erwähnenswert. Die bei Q_u^{Th} auftretenden Randstauchungen wiesen in der Nähe der Lasteinleitung eine Grösse von $\epsilon_b = 0,50$ bis $0,90 \cdot 10^{-3}$ auf, und verkleinerten sich über eine Strecke von 1,5 h bis 3 h auf den Wert null. Die Randstauchungen, welche bei Q_{max}^{Ex} vorhanden waren, betragen bei der Lasteinleitung 1,5 bis $6,3 \cdot 10^{-3}$ und verkleinerten sich über eine Strecke von 1,0 h bis 1,5 h auf null. In einer weiteren Entfernung von der Lasteinleitung traten positive Werte in der Grössenordnung von $\epsilon_b = + 0,10$ bis $1,90 \cdot 10^{-3}$ auf.

6.7 Vergleich Versuchsergebnisse - SIA Norm 162 (1968), Richtlinie 17

6.71 Vergleich theoretische-experimentelle Bruchquerkraft

Die für diesen Vergleich verwendete, rechnerische Bruchquerkraft Q_u^{Th} wurde gemäss der SIA Norm 162, Richtlinie 17 [4] bestimmt (Tab. 13). Diese Richtlinie basiert auf der Annahme, dass die Schubtragfähigkeit dann erreicht ist, wenn die vorhandene Querkraft die Summe der Querschnittswiderstände der Betondruckzone Q_C^* , der Bügelarmierung Q_B^* , der Diagonalarmierung Q_D^* und der Normalkraft Q_N^* überschreitet. Der Widerstand der Schubarmierung Q_B^* resp. Q_D^* wird auf Grund eines 45° Fachwerkmodelles bestimmt, wobei für die Bügelspannung die Fließ- resp. Streckgrenze einzusetzen ist. Sofern die Längsarmierung gleichzeitig mit der Schubarmierung die Fließspannung erreicht, werden Biege- oder Biegeschubbrüche auftreten, wobei die Bruchlast hauptsächlich durch die Längsarmierung festgelegt wird. Sofern die Längsarmierung bei Fließbeginn der Schubarmierung die Streckgrenze noch nicht erreicht hat, werden bei der weiteren Laststeigerung Kraftumlagerungen im Schubbereich auftreten, indem sich die Druckdiagonalen flacher als 45° einstellen. Die experimentelle Bruchlast wird in diesem Fall bedeutend grösser werden als die theoretische Bruchlast. Eine Übereinstimmung der experimentellen mit der theoretischen Schubbruchlast ist nur dann zu erwarten, wenn ein Biegeschubbruch auftritt.

In der Tabelle 26 wurden die theoretischen und experimentellen Bruchquerkräfte Q_u^{Th} , Q_u^{Ex} sowie die maximal erreichten Querkräfte Q_{max}^{Ex} zusammengestellt und miteinander verglichen. Infolge der nach dem Fließen der Bügel auftretenden Kraftumlagerung variierten die Verhältnismerte Q_u^{Ex}/Q_u^{Th} resp. Q_{max}^{Ex}/Q_u^{Th} zwischen 1,40 und 2,08. In Bild 113 ist dieser Vergleich graphisch dargestellt.

In einem zweiten Vergleich sollen die Schubbruchlasten, welche durch Versagen des Betons bestimmt sind, untersucht werden. Die theoretische Bruchlast Q_b^{Th} wurde auf Grund der in der SIA Norm 162, Richtlinie 17, aufgeführten obern Schubspannungsgrenze ($4 \tau_1$ resp. $5 \tau_1$) bestimmt. Der Vergleich der experimentellen Bruchquerkraft Q_b^{Ex} mit der rechnerischen Bruchquerkraft Q_b^{Th} ist nur bei jenen Versuchen aussagekräftig, welche durch ein Stauchen der Betondruckdiagonalen zerstört wurden. Bei den übrigen Brucharten liegt der Vergleichswert Q_b^{Ex}/Q_b^{Th} sicher höher als der erreichte Wert Q_{max}^{Ex}/Q_b^{Th} .

In der Tabelle 26 wurden die theoretischen und experimentellen Bruchquerkräfte (Q_b^{Th} , Q_b^{Ex}) sowie die maximal erreichten Querkräfte Q_{max}^{Ex} zusammengestellt und miteinander verglichen. Die graphische Darstellung erfolgte in Bild 114. Die Vergleichswerte Q_b^{Ex}/Q_b^{Th} der durch ein Stauchen der Betondruckdiagonalen ausgelösten Schubbrüche (SS) lagen zwischen 1,04 und 1,35, also auf der sichern Seite. Die bei den übrigen Brucharten aufgetretenen Vergleichswerte Q_{max}^{Ex}/Q_b^{Th} lagen zwischen 1,02 und 1,13. Sie sind aber nicht massgebend, da die Werte Q_b^{Ex}/Q_b^{Th} eines effektiv auftretenden Stauchungsbruches bei diesen Schubbereichen sicher höher liegen als die ermittelten Vergleichswerte Q_{max}^{Ex}/Q_b^{Th} . Immerhin kann festgestellt werden, dass auch diese Vergleichswerte auf der sichern Seite lagen.

6.72 Vergleich der maximalen nominellen Schubspannungen

Die in Abschnitt 6.24 beschriebenen maximalen nominellen Schubspannungen werden mit den in der SIA Norm 162, Richtlinie 17 festgelegten theoretischen Werten verglichen. Als Vergleichsbasis dient die von der Betonfestigkeit abhängige Grösse:

$$\tau_1 = 4 + \frac{f_{w28}}{50} \text{ kg/cm}^2 \quad (14)$$

Die maximalen experimentellen Schubspannungen τ wurden auf die Grösse τ_1 bezogen. Die Vergleichswerte τ/τ_1 wurden in der Tabelle 27 aufgetragen und in Bild 115 dargestellt. Mit Ausnahme von C_3' (Biegebruch) und C_4 links entstanden in allen übrigen Schubbereichen Stauchungsbrüche. Somit können diese 7 Werte für die Beurteilung der Widerstandsfestigkeit gegen einen Stauchungsbruch verwendet werden. Der Vergleich mit den zulässigen Bruchwerten τ/τ_1

zeigt, dass die oben erwähnte Norm hinsichtlich dieser Resultate auf der sicheren Seite liegt. Die Darstellung der extrapolierten Werte τ/τ_1 in Funktion der Bügelabstände t_B wurde in Bild 116 vorgenommen. Diese 7 Versuchsergebnisse zeigen einen eindeutigen Zusammenhang zwischen den Bruchwerten τ_{Br}/τ_1 und dem Bügelabstand t_B , indem τ_{Br}/τ_1 mit zunehmendem Bügelabstand t_B erheblich absinkt. Die übrigen maximal erreichten Werte τ_{max}/τ_1 lagen sowohl für $M/Q \cdot h = 2,0$ als auch für $M/Q \cdot h = 3,0$ auf der sicheren Seite.

Zusammen mit den Resultaten der Serien A und B kann abschliessend festgestellt werden, dass die maximalen nominellen Schubspannungen nach SIA Norm 162, Richtlinie 17 auf der sicheren Seite liegen, dass sie aber trotzdem zu keinen unnötig hohen Sicherheiten gegen einen Stauchungsbruch führen.

6.73 Vergleich theoretische - experimentelle Fließsquerkräfte

Die theoretische Fließsquerkraft Q_{f1}^{Th} wurde gemäss der SIA Norm 162, Richtlinie 17 [4] bestimmt, welche von der Annahme ausgeht, dass die nominelle Schubtragfähigkeit dann erreicht ist, wenn in der Schubarmierung die Fließ- resp. die Streckgrenze auftritt. Für die theoretischen Werte wurde daher σ_{f1} resp. σ'_{f1} eingesetzt, welche bei den Probestäben ermittelt wurden. Der nachstehende Vergleich wurde aus folgenden Gründen etwas beeinträchtigt:

- Wie bereits erwähnt, war zwischen Rissbeginn und Fließen der Schubarmierung nur eine kleine Belastungssteigerung möglich. Daher erreichten die Stähle nach einem ersten Riss sofort Spannungen von $\sigma_e = 3000$ bis 4000 kg/cm^2 , zum Teil sogar Werte über σ_{f1}^{Th} . Durch dieses äusserst rasche Ansteigen der Spannungen war die Ermittlung von Q_{f1}^{Ex} etwas problematisch.
- Die in der SIA Norm 162, Richtlinie 17, verankerte Vorschrift basiert auf einem Modell, bei welchem die Längs- und die Schubarmierung gleichzeitig die Fließspannung erreichen sollte. Da bei der Serie C Q_{f1} der Schubarmierung zu 0,4 bis 0,6 von Q_{f1} der Längsarmierung angenommen wurde, konnte sich die notwendige Deformation der Längsarmierung nicht einstellen. Somit trat das Fließen der Schubarmierung bedeutend später auf, als nach der Theorie zu erwarten war.

In der Tabelle 25 wurden neben den absoluten Werten die Vergleichszahlen Q_{f1}^{Ex}/Q_{f1}^{Th} für Fließbeginn und Mittelwert des Fließens der massgebenden Bügel aufgetragen. Dies wurde sowohl für ϵ_{f1}^{Th} als auch für $\epsilon_{f1}^{Th} + 2 \cdot 10^{-4}$ durchgeführt. Das Mittel aus 10 Beobachtungen variierte bei ϵ_{f1}^{Th} zwischen 1,10 und 1,11 (Fließbeginn resp. Mittelwert) und bei $\epsilon_{f1}^{Th} + 2 \cdot 10^{-4}$ zwischen 1,12 und 1,13. Einerseits kann die Feststellung gemacht werden, dass trotz gewissen Unzulänglichkeiten die experimentellen Werte nur etwa $0,1 \cdot Q_{f1}^{Th}$ über den theoretischen

Werten lagen und sich somit auf der sichern Seite befanden. Andererseits ist ersichtlich, dass ein Einfluss des Schwindens von $2 \cdot 10^{-4}$ eine Zunahme der Fliessquerkraft von nur 0,02 verursachte und somit vernachlässigt werden kann. Die Unterscheidung Fliessbeginn - Mittelwert ergab einen Unterschied von nur 0,01. In den Bildern 117 und 118 wurden die Vergleichswerte der bei ϵ_{fl}^{Th} aufgetretenen Fliessquerkraft für den Fliessbeginn resp. den Mittelwert der massgebenden Bügel aufgetragen.

Als Schlussfolgerung aus den Resultaten der Serien A, B und C kann festgehalten werden, dass die experimentelle Fliessquerkraft dann mit den theoretischen Werten gut übereinstimmt, wenn die Längsarmierung ungefähr gleichzeitig mit der Schubarmierung die Fliessspannung erreicht. Erreicht die Längsarmierung bedeutend später die Fliessspannung, so wird die experimentelle Fliessquerkraft der Schubarmierung höher als die theoretische liegen. Der umgekehrte Fall, bei welchem die Längsarmierung vorzeitig die Fliessspannung erreicht, ist für die Bemessung der Schubarmierung nicht massgebend, da vor dem Fliessen der Schubarmierung ein Biegebruch eintreten wird.

6.74 Vergleich Gebrauchslasten - experimentelle Fliess- und Bruchlasten

Für diesen Vergleich wurden die zulässigen Querkräfte verwendet, welche im Abschnitt 6.4 definiert wurden.

Gebrauchslasten nach SIA Norm 162, Art. 5.13 (Q_{G2})

Schubarmierung

Die Vergleichswerte Q_{fl}^{Ex}/Q_{G2S} resp. Q_{max}^{Ex}/Q_{G2S} wurden im Bild 119 dargestellt. Die Sicherheit gegen Fliessen lag bei allen Balken weit über 1,8. Sie variierte zwischen 2,45 und 3,34 und wies einen Mittelwert von 2,89 auf. Es kann daher festgestellt werden, dass nach dieser Normvorschrift für teilweise vorgespannten Beton zuviel Schubarmierung eingelegt werden musste. Dadurch entstanden unnötig grosse Sicherheiten gegen Fliessen der Schubarmierung. Diese Feststellung wurde bereits im Versuchsbericht 6504-2 [2] gemacht. Die Sicherheiten gegen Bruch, d.h. Q_u^{Ex}/Q_{G2S} für Schubbrüche und Q_{max}^{Ex}/Q_{G2S} für Brüche ausserhalb des interessierenden Schubbereichs wurden ebenfalls in Bild 119 aufgetragen. Die Vergleichswerte Q_{max}^{Ex}/Q_{G2S} für Brüche ausserhalb des interessierenden Schubbereichs liegen auf der sichern Seite, da die entsprechenden Werte Q_u^{Ex}/Q_{G2S} für einen Schubbruch sicher höher liegen. Bei den 10 Balkenseiten variierte s zwischen 3,58 und 5,82 mit einem Mittelwert von 4,49. Diese Bruchsicherheiten zeigen noch deutlicher, dass die Bemessungs-

vorschrift der SIA Norm 162, Art. 5.13, für teilweise vorgespannte Träger ungeeignet ist.

Betonabmessung

Der Vergleich der Gebrauchsquerkraft Q_{G2B} konnte sinngemäss nur mit den Bruchquerkraften durchgeführt werden, nicht aber mit den Fliessquerkraften, da zwischen Q_{G2B} und Q_{f1}^{Ex} keine Relation besteht. Die so ermittelten Bruchsicherheiten $s = Q_b^{Ex}/Q_{G2B}$ für Stauchungsbrüche und Q_{max}^{Ex}/Q_{G2B} für andere Brucharten wurden im Bild 120 dargestellt. Dabei waren nur jene Träger interessant, bei welchen der Bruch durch ein Versagen des Betons in der Stegzone verursacht wurde (C_1, C_2, C_3, C_4 rechts). Die Vergleichswerte der übrigen Balken (C_3', C_4 links) liegen unter den entsprechenden Werten bei einem möglichen Stauchungsbruch Q_b^{Ex}/Q_{G2B} und stellen daher nur untere Grenzwerte gegen diese Bruchart dar. Die Bruchsicherheit s der 7 massgebenden Balkenseiten variierte zwischen 1,89 und 2,14, wobei der Mittelwert 2,09 betrug. Damit kann festgestellt werden, dass die Normvorschrift betreffend den Betonabmessungen bei diesen 7 Balkenseiten auf der sicheren Seite liegt und dass die minimal geforderte Bruchsicherheit von 1,8 gut ausgenützt wird.

Gebrauchslasten nach SIA Norm 162, Richtlinie 17 (Q_{G1})

Schubarmierung

Die experimentell ermittelten Sicherheiten gegen Fliessen Q_{f1}^{Ex}/Q_{G1S} wurden in Bild 121 aufgetragen. Die Verhältnisswerte variierten dabei zwischen 1,85 und 2,11 mit einem Mittelwert von 1,96. Diese Werte zeigen, dass die Normvorschrift trotz den in Abschnitt 6.73 aufgeführten Einschränkungen hinsichtlich des Fliessens der Schubarmierung recht gute Resultate liefert. Einerseits erreichten alle Balken die minimal geforderte Sicherheit von 1,80 und andererseits traten keine unnötig grosse Sicherheiten auf. Der Vergleich der Schubbruchquerkraft Q_u^{Ex} resp. der maximal erreichten Querkraft Q_{max}^{Ex} mit der Gebrauchsquerkraft Q_{G1S} wurde ebenfalls in Bild 121 aufgetragen. Die Werte Q_{max}^{Ex}/Q_{G2S} stellen wie bereits oben erwähnt einen untern Grenzwert dar.

Betonabmessungen

Der Vergleich der durch die Betonabmessungen festgelegten Gebrauchsquerkraft Q_{G1B} wurde nur mit den Bruchquerkraften Q_b^{Ex} resp. Q_{max}^{Ex} durchgeführt, da zwischen der experimentellen Fliessquerkraft und Q_{G1B} kein Zusammenhang besteht.

Die festgestellten Bruchsicherheiten, welche zwischen 1,84 und 2,44 variierten (Mittelwert 2,09), wurden in Bild 120 aufgetragen. Dabei wurden die Werte getrennt nach Brüchen der Betondruckdiagonalen Q_b^{Ex} und andern Brucharten Q_{max}^{Ex} aufgetragen. Die Bemerkungen hinsichtlich des untern Grenzwertes gelten auch für diesen Vergleich. Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, dass auch diese Normvorschrift bei den 10 Balkenseiten hinsichtlich Betonabmessungen auf der sichern Seite liegt und ausserdem keine unnötig grosse Sicherheiten erzeugt.

6.75 Bemessungsquerkraft SIA Norm 162 (1968), Richtlinie 17

Gemäss SIA Norm 162, Richtlinie 17 setzt sich der Schubwiderstand aus folgenden nominellen Anteilen zusammen:

- Q_C^* = Widerstand Biegedruckzone
- Q_B^* = Widerstand vertikaler Bügel
- Q_D^* = Widerstand schräger Bügel
- Q_N^* = Widerstand infolge Normalkraft
- Q_V = Querkräfte infolge geneigtem Spannkabel

Der Widerstand Q_V trat infolge des horizontalen Kabelverlaufs nicht auf. Q_N^* ist in jenen Bereichen zu berücksichtigen, welche im Bruchzustand eine Betonrandspannung kleiner als $\beta_w/20$ aufweisen. Dies traf nur für die Auflagerzonen zu, nicht aber für die zu untersuchenden Schubbereiche. Deshalb ist Q_N^* nicht einzusetzen.

Die Aufteilung des Gesamtwiderstandes auf die nominellen Anteile gilt streng genommen nur für die Schubbruchlast Q_u^{Th} . Um diese Aufteilung auch bei kleineren Belastungen vornehmen zu können, wurde der experimentell bestimmbare Anteil einzeln ermittelt (Q_B^{Ex}). Dabei wurde Q_B^{Ex} auf Grund eines 45° -Fachwerkmodelles bestimmt. Für die verwendeten Stahlspannungen wurde das Mittel der experimentellen Werte längs eines 45° Risses eingesetzt. Für diesen Zweck wurden jeweils jene Bügel verwendet, welche die maximalen Dehnungen aufwiesen. Der Ort der maximalen Bügeldehnungen wanderte dabei mit steigender Belastung von der Lasteinleitung gegen das Auflager (Abschnitt 6.63). Die so bestimmten Werte Q_B^{Ex} wurden in den Bildern 122 bis 126 für sämtliche Balkenseiten dargestellt. Gleichzeitig wurden die nominellen Werte Q_C^* und Q_B^* für Vergleichszwecke aufgetragen. Es ergaben sich zum Teil beträchtliche Abweichungen, die sich qualitativ erklären lassen. Da die Längsarmierung viel stärker als die Schubarmierung ausgebildet war, waren die Deformationen im Längssinn bedeutend kleiner als in der Schubarmierung. Dadurch konnten in der Zugzone trotz grossen Deformationen des Stegbereichs noch Querkräfte

übertragen werden. Als weitere Folge dieser Deformationsunterschiede stellte sich die Fachwerkdiagonale flacher als 45° ein. Dadurch konnten die Querschnitte erheblich grössere Querkräfte aufnehmen als nach dem theoretischen 45° -Fachwerkmodell zu erwarten wäre. Die Zunahme der Tragfähigkeit betrug bei den einzelnen Balken 0,5 bis 1,5 Q_N^* .

7. ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen eines Forschungsprojektes des Institutes für Baustatik, Abt. Massivbau, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, wurde als Fortsetzung der Serien A und B (Versuchsberichte 6504-1 und 6504-2) eine Versuchsserie C zu 5 Trägern über das Biege- und Schubverhalten von teilweise vorgespannten Betonbalken durchgeführt. Die Hauptparameter des Biegebereichs waren Querschnittsform, Durchmesser der schlaffen Längsarmierung, Bügelabstand und Betonüberdeckung der Längsarmierung. Die Hauptparameter des Schubbereichs waren Querschnittsform, Bügelabstand und Form der Bügel (geschlossen und offen). Eine Zusammenstellung der Parameter gibt Tabelle 1 und 2. Materialkennwerte, Querschnittshöhe, Bruchmoment und Neigung des Vorspannkabels wurden konstant gehalten. Folgende Grössen wurden gemessen: Belastung, Durchbiegungen, Schiebungen, Krümmungen, Rissbreiten, Dehnungen der Schub- und Längsarmierung und Betonstauchungen.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse lassen sich unter Berücksichtigung der Resultate der Serien A und B wie folgt zusammenfassen:

Biegebereich:

- Das Fließ- und Bruchverhalten der Biegebereiche konnte experimentell nicht beobachtet werden. Bei Lasten, die zwischen 75 % und 90 % des Biegebruchmomentes lagen, traten jeweils Schubbrüche auf.
- Beim Gebrauchsmoment M_{G1} (1,8 fache Sicherheit gegen Biegebruch) hatten die grössten Biegerisse mehrheitlich den Wert von 20/100 mm überschritten und im Maximum 25/100 mm erreicht.
- Eine Erhöhung der Betonüberdeckung von 2 cm (Serien A und B) auf 4 cm (Serie C) der Längsarmierung zieht eine Erhöhung der maximalen Rissbreite nach sich. Beim Gebrauchsmoment und einem Vorspannverhältnis $\kappa = 0,55$ beträgt diese Erhöhung rund 5/100 mm.
- Vergrösserte Krümmungen und Durchbiegungen können ebenfalls auf die erhöhte Betonüberdeckung zurückgeführt werden.
- Bei einer Beschränkung der theoretischen Stahlspannung auf 1500 kg/cm^2 nach der SIA Norm 162 (1968) [4] liegen die maximalen Rissbreiten mit einer Ausnahme (22/100 mm) alle unter dem Wert von 20/100 mm.

Folgende zusätzliche Beobachtungen sind erwähnenswert:

- Die grosse Variation des Durchmessers der schlaffen Armierung ($\emptyset 14$, $\emptyset 20$, $\emptyset 28$) hatte, wie schon in [1] festgestellt, auch bei den Balken C_1 , C_2 , C_3

keinen merklichen Einfluss auf die maximalen Rissbreiten.

- Die Variation des Bügelabstandes $t_B = 10$ und $t_B = 30$ cm liess im Biegebereich keinen systematischen Einfluss auf die Rissbreiten erkennen.

Schubbereich:

- Die nach der SIA Norm 162 (1968), Richtlinie 17 berechneten theoretischen Fliessquerkräfte (Fliessbeginn der Schubarmierung) wiesen dann eine gute Uebereinstimmung mit den experimentellen Werten auf, wenn die Querkraft bei Fliessbeginn der Schubarmierung ca. 0,6 bis 1,0 der Querkraft bei Fliessbeginn der Längsarmierung betrug. Sofern das Verhältnis kleiner als 0,5 war, stieg die experimentelle Fliessquerkraft der Schubarmierung auf das 1,1 bis 1,2 fache der theoretischen Fliessquerkraft.
- Die Schubbruchquerkräfte resp. die maximal auftretenden Querkräfte können infolge Kraftumlagerungen bedeutend grösser als die theoretischen Fliessquerkräfte werden. Dies ist nur dann möglich, wenn infolge Ueberarmierung kein Fliessen der Längsarmierung und damit kein vorzeitiger Biege- oder Biegeschubbruch auftritt oder wenn die Stegstärke so bemessen ist, dass kein vorzeitiger Stauchungsbruch der Betondruckdiagonalen entsteht.
- Die maximalen, experimentellen Schubspannungen hatten bei den 14 Schubbereichen stets die in der SIA Norm 162, Richtlinie 17 festgelegte obere Schubspannungsgrenze von $4 \tau_1$ resp. $5 \tau_1$ überschritten. Die bei den 7 Stauchungsbrüchen der Betondruckdiagonalen auftretenden Schubspannungen waren 4 bis 34 % grösser als die für den Bruchzustand zulässigen Werte. Die bei den Stauchungsbrüchen gemessenen maximalen Schubspannungen zeigten eine deutliche Abhängigkeit vom Bügelabstand, indem die maximal auftretenden Schubspannungen mit zunehmendem Bügelabstand t_B kleiner wurden.
- Die Hauptzugspannungen, bei welchen der erste Biegeschubriss auftrat, variierten zwischen 15 und 25 kg/cm^2 .
- Im Gebrauchszustand traten keine Risse auf, da die Rissquerkraft im Verhältnis zur Fliessquerkraft der Schubarmierung sehr hoch lag.
- Die Querkräfte, bei welchen die maximalen Rissbreiten 20/100 resp. 30/100 mm betrugen, stiegen im Mittel auf 0,87 resp. 0,95 der theoretischen Bruchquerkraft.

RÉSUMÉ

Dans le cadre d'un projet de recherche de l'Institut de statique et de construction, section béton, Ecole Polytechnique Fédérale Zurich (EPFZ), on a procédé à la suite des séries A et B (Rapports 6504-1 et 6504-2) à une série d'essais C de 5 porteurs sur le comportement à la flexion et à l'effort tranchant de poutres en béton à précontrainte partielle. Les paramètres principaux dans le domaine de la flexion étaient la forme de la section, le diamètre de l'armature ordinaire longitudinale, la distance des étriers et l'enrobage de l'armature longitudinale. Les paramètres principaux dans le domaine de l'effort tranchant étaient la forme de la section, la distance des étriers et leur forme (étrier ouvert et fermé). Les paramètres sont rassemblés dans les tabelles 1 et 2. Les caractéristiques des matériaux, la hauteur de la section, le moment de rupture et la disposition des câbles de précontrainte ont été maintenus constants. Les grandeurs suivantes ont été mesurées: la charge, les déformations verticales, les déplacements, les courbures, les ouvertures des fissures, les extensions de l'armature longitudinale et de l'armature résistant à l'effort tranchant et les déformations spécifiques du béton.

Considérant les résultats des séries A et B, on peut résumer les résultats essentiels des essais de la façon suivante:

Domaine de la flexion:

- Dans le domaine de la flexion l'écoulement et le comportement à la rupture n'ont pas pu être observés expérimentalement. Pour des charges comprises entre 75 et 90 % du moment de rupture par flexion, intervenaient chaque fois les ruptures par effort tranchant.
- Pour le moment à l'état de service (avec une sécurité à la rupture par flexion de 1.8), les plus grandes fissures de flexion avaient dépassé plusieurs fois la valeur de 20/100 mm et atteint au maximum 25/100 mm.
- Une augmentation de l'enrobage des armatures de 2 cm (séries A et B) à 4 cm (série C) pour l'armature longitudinale entraîne une augmentation de l'ouverture maximale des fissures. Pour le moment à l'état de service et un rapport de précontrainte de 0.55, cette augmentation s'élève à environ 5/100 mm.
- Des courbures et déformations verticales plus grandes peuvent de même être ramenées à une augmentation de l'enrobage des armatures.

- Dans le cas d'une limitation de la contrainte théorique de l'acier à 1500 kg/cm^2 , selon la Norme SIA 162 (1968) [4], les ouvertures maximales des fissures, à part une exception (22/100 mm), demeurent toutes au-dessous de la valeur de 20/100 mm.

Les observations supplémentaires suivantes valent la peine d'être mentionnées:

- Comme il a été établi dans [1], la grande variation du diamètre de l'armature ordinaire ($\emptyset 14$, $\emptyset 20$, $\emptyset 28$) n'a pas eu non plus, pour les poutres C_1 , C_2 , C_3 d'influence notable sur les ouvertures maximales des fissures.
- La variation de la distance des étriers $t_B = 10 \text{ cm}$ et $t_B = 30 \text{ cm}$ n'a fait apparaître aucune influence systématique sur les ouvertures des fissures dans le domaine de la flexion.

Domaine de l'effort tranchant:

- Les efforts tranchants théoriques d'écoulement (commencement de l'écoulement de l'armature résistant à l'effort tranchant), calculés selon la Norme SIA 162 (1968), directive 17, s'accordaient bien avec les valeurs expérimentales, si l'effort tranchant au commencement de l'écoulement de l'armature résistant à l'effort tranchant s'élevait à 0.6 jusqu'à 1.0 fois l'effort tranchant au commencement de l'écoulement de l'armature longitudinale. Tant que le rapport était inférieur à 0.5, l'effort tranchant expérimental de l'écoulement de l'armature résistant à l'effort tranchant se montait à 1.1 jusqu'à 1.2 fois l'effort tranchant théorique d'écoulement.
- Les efforts tranchants de rupture, resp. les efforts tranchants maximaux intervenant, pouvaient, à la suite d'une redistribution de force, devenir considérablement plus grands que les efforts tranchants théoriques d'écoulement. Cela n'est possible que si, à la suite d'une armature surdimensionnée n'intervient aucun écoulement de l'armature longitudinale et de ce fait, aucune rupture prématurée, soit par flexion, soit par flexion et effort tranchant, ou si l'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle manière qu'il ne résulte aucune rupture prématurée par déformation spécifique des diagonales comprimées de béton.
- Pour les 14 domaines d'effort tranchant, les contraintes tangentielles expérimentales maximales avaient toujours dépassé la limite supérieure de contrainte tangentielle de $4 \tau_1$, resp. $5 \tau_1$, fixée dans la Norme SIA 162, directive 17. Les contraintes tangentielles intervenant dans les 7 cas de rupture des diagonales comprimées de béton étaient de 4 jusqu'à 34 % plus grandes que les valeurs admises pour l'état ultime. Les contraintes tangentielles maximales mesurées dépendaient clairement de la distance des étriers, par le fait que les contraintes tangentielles maximales intervenant

diminuaient pour une distance des étriers t_B croissante.

- Les contraintes principales de traction, pour lesquelles apparaissait la première fissure de flexion et d'effort tranchant variaient entre 15 et 25 kg/cm².
- A l'état de service n'apparaissait aucune fissure, puisque l'effort tranchant de fissuration par rapport à l'effort tranchant d'écoulement de l'armature résistant à l'effort tranchant était élevé.
- Les effort tranchants, pour lesquels les ouvertures maximales des fissures s'élevaient à 20/100 resp. 30/100 mm, atteignaient en moyenne 0.87 jusqu'à 0.95 fois l'effort tranchant théorique de rupture.

SUMMARY

In the course of a research program on partial prestressing at the Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, a new Series C of tests on 5 beams has been carried out into the flexural and shear behavior of partially prestressed concrete beams. This series is a continuation of the tests series A and B (see reports 6504-1 and 6504-2).

The principal parameters in the region of pure bending were the cross-sectional shape, the diameter of the ordinary steel reinforcement, the stirrup spacing, and the concrete cover of the longitudinal reinforcement. In the shear zones the principal parameters were the cross-sectional shape, the stirrup spacing, and the type of stirrup (open and closed). The parameters are summarised in Tables 1 and 2. The material properties, the depth of cross-section, the ultimate moment, and the inclination of the prestressing cables were kept constant. Measurements were made of: Loading, deflexions, shearing, curvatures, crack widths, strains of the shear and longitudinal reinforcement and compressive strains of the concrete.

The essential test results can be summarised, with consideration to the results of the test series A and B, as follows:

Flexural zone:

- The yield and collapse behavior of the span in pure bending was not experimentally observed. Shear failure occurred in each case at loadings between 75 % and 90 % of the ultimate bending moment.
- Under working moment M_{G1} (factor of safety of 1.8 against flexural failure), the majority of the largest flexural cracks were wider than 20/100 mm and the most had reached 25/100 mm.
- An increase of the concrete cover to the longitudinal reinforcement from 2 cm (Series A and B) to 4 cm (Series C) involves an increase of the maximum crack width. Under working loads and for a prestressing ratio of 0.55 this increase amounted to about 5/100 mm.
- Increased curvatures and deflexions can likewise be traced back to the larger concrete cover.
- With a limitation of the theoretical steel stresses to 1500 kg/cm^2 as in the SIA Norm (Code of Practice) 162 (1968) [4], all the largest cracks, with one exception (22/100 mm), were less than 20/100 mm wide.

The following additional observations are of interest:

- The large variation of the diameter of the ordinary reinforcement (\emptyset 14, \emptyset 20, \emptyset 28 mm) had no noticeable influence on the maximum crack widths in the beams C_1 , C_2 , and C_3 , as has already been established in [1].
- No systematic influence of the stirrup spacing ($t_B = 10$ cm and $t_B = 30$ cm) on the maximum crack widths could be discerned in the region of pure bending.

Shear zone:

- The theoretical yield shear forces (onset of yielding of the shear reinforcement), calculated after SIA Norm 162 (1968), Appendix 17, agreed well with the experimental values, so long as the shear force at the onset of yielding of the shear reinforcement was about 0.6 to 1.0 of the shear force corresponding to yielding of the longitudinal reinforcement. When the ratio was smaller than 0.5, the experimental yield shear forces of the shear reinforcement climbed to between 1.1 and 1.2 times the theoretical values.
- Due to a redistribution of forces, the collapse shear forces and the maximum occurring shear forces can be considerably larger than the theoretical yield shear forces. This is only possible where, because of over-reinforcing, no yielding of the longitudinal reinforcement (and thus no premature flexural or flexure-shear failure) occurs; or where the web thickness is so proportioned that no premature crushing of the concrete compression diagonals arises.
- The maximum experimental shear stresses in all 14 shear zones had without exception exceeded the upper shear stress limits of $4 \tau_1$ and $5 \tau_1$ as laid down in the SIA Norm 162, Appendix 17. The shear stresses found at the 7 failures which were due to crushing of the concrete compression diagonals, were 4 % to 34 % larger than the permissible ultimate values. The maximum shear stresses measured by diagonal compression failures showed a definite dependence on the stirrup spacing, in that the maximum occurring shear stress decreased with an increased spacing of the stirrups.
- The principal tensile stresses at the first flexure-shear cracks lay between 15 and 25 kg/cm².
- Under working loads no cracks were found, since the shear force for cracking was large in comparison with the yield shear force of the shear reinforcement.
- The shear forces which correspond to the maximum crack widths of 20/100 and 30/100 mm reached on average 0.87 and 0.95 of the theoretical collapse shear force respectively.

VERDANKUNGEN

Der vorliegende Bericht wurde im Rahmen eines Forschungsprogrammes "Teilweise vorgespannter Beton" des Institutes für Baustatik, Abt. Massivbau, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, ausgearbeitet und stellt eine Fortsetzung der bereits früher erschienenen Berichte [1], [2] dar. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung des Programmes möchten die Verfasser den Firmen Losinger & Co., Bern und Stahlton AG, Zürich aufrichtig danken.

Die Versuchsträger wurden in verdankenswerter Weise von der Stahlton AG, Zürich zur Verfügung gestellt. Die Armierungsstähle sind uns in zuvorkommender Weise durch die Firma Monteforno, Stahl- und Walzwerke AG, Bodio, geliefert worden. Der experimentelle Teil der Untersuchungen wurde an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt. Für dieses Entgegenkommen möchten die Verfasser Herrn Prof. Dr. Th. Erismann, Direktionspräsident der EMPA und Herrn R. Steiner, dipl. Ing. ETH, Vorsteher der Abteilung für Metalle, ihren besten Dank aussprechen.

Bei der Bearbeitung des Projektes hat Herr E. Heimgartner, dipl. Ing. ETH, mitgewirkt. Im weitern waren an der Versuchsdurchführung und Gestaltung dieses Berichtes mitbeteiligt: Frl. Ch. Schuler, die Herren K. Bucher, G. Göseli, P. Leuzinger. Für Ihre Mitwirkung sei den Genannten, wie auch den übrigen an der Versuchsdurchführung Beteiligten, bestens gedankt.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] R. Caflisch, B. Thürlimann:
"Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken"
Bericht 6504-1, März 1970, Institut für Baustatik, ETH, Zürich
- [2] R. Caflisch, B. Thürlimann:
"Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken"
Bericht 6504-2, Oktober 1970, Institut für Baustatik, ETH, Zürich
- [3] B. Thürlimann, R. Caflisch:
"Teilweise vorgespannter Beton"
Deutscher Betontag 1969, Düsseldorf
- [4] SIA Norm 162, Ausgabe 1968:
"Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus
Beton, Stahlbeton und Spannbeton"
Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich

BEZEICHNUNGEN

Längen, Flächen, Querschnittswerte

b	Querschnittsbreite
b_o	Stegstärke
d	Plattendicke
v	Voutenstärke
H	Balkenhöhe
h_e	statische Höhe der schlaffen Armierung
h_s	statische Höhe der Spannarmerung
h	statische Höhe der Gesamtarmierung
h'_e	statische Höhe der schlaffen Druckarmierung
$x_{o,b}$	Neutralachsenabstand vom obern Rand (homogen)
y	Axe längs des Trägers
t_B	Abstand Vertikalbügel
t_D	Abstand Schrägbügel resp. Diagonaleisen
w	Durchbiegung
r	Rissbreite
ü	Ueberdeckung
Ø	Durchmesser
F_e	Querschnittsfläche schlaffe Längsarmierung
F_s	Querschnittsfläche Spannarmerung
F'_e	Querschnittsfläche Druckarmierung
F_B	Querschnittsfläche Bügelarmierung
F_D	Querschnittsfläche Diagonalarmierung
F_b	Betonfläche
F_i	ideelle Querschnittsfläche
I_b	Trägheitsmoment Betonquerschnitt
I_i	ideelles Trägheitsmoment
I_r	nominelles Trägheitsmoment des gerissenen Betonquerschnittes
μ_e	Armierungsgehalt Stahl
μ_s	Armierungsgehalt Spannstahl

μ_{tot}	Armierungsgehalt Gesamtarmierung
ρ_B	Schubarmierungsgehalt vertikale Bügel
ρ_D	Schubarmierungsgehalt schräge Bügel bzw. Diagonaleisen

Kräfte, Momente

P	Einzellast
P_A	Anfangslast einer Laststufe
P_E	Endlast einer Laststufe
P_G	Gebrauchslast
P_{fl}	Fliesslast
P_u	Bruchlast
Z_A	Anfangszugkraft einer Laststufe
Z_E	Endzugkraft einer Laststufe
Z_S	Zugkraft der Stahleinlagen bei Fliessbeginn
V_0	Vorspannkraft unmittelbar nach dem Spannen
V_{37}	Vorspannkraft unmittelbar vor dem Versuch (Zeit in Tagen)
V_∞	Vorspannkraft zum Zeitpunkt ∞
Q	Querkraft
Q_V	Querkraft infolge Vorspannung
Q_C^*	Nomineller Schubwiderstand der Betondruckzone
Q_B^*	Nomineller Schubwiderstand der Bügel
Q_D^*	Nomineller Schubwiderstand der Diagonaleisen
Q_N^*	Nomineller Schubwiderstand infolge Normalkraft
Q_A	Anfangsquerkraft einer Laststufe
Q_E	Endquerkraft einer Laststufe
$Q_{E,l}$	Endquerkraft einer Laststufe, linker Schubbereich
$Q_{E,m}$	Endquerkraft einer Laststufe, mittlerer Schubbereich, nur L II
$Q_{E,r}$	Endquerkraft einer Laststufe, rechter Schubbereich
Q_g	Querkraft infolge Eigengewicht
Q_p	Querkraft infolge Nutzlast
Q_u	Bruchquerkraft (Stahl massgebend)
Q_b	Bruchquerkraft (Beton massgebend)
Q_{max}	Maximale Querkraft

Q_{f1}	Querkraft beim Fliessen der Schubarmierung
Q_G	Gebrauchsquerkraft
Q_{G1}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Richtlinie 17
Q_{G1S}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Richtlinie 17, Armierung massgebend
Q_{G1B}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Richtlinie 17, Beton massgebend
Q_{G2}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Art. 5.13
Q_{G2S}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Art. 5.13, Armierung massgebend
Q_{G2B}	Gebrauchsquerkraft nach SIA Norm 162, Art. 5.13, Beton massgebend
Q_r	Rissquerkraft
\bar{Q}_r	extrapolierte Rissquerkraft ($r = 0$)
M	Moment
M_A	Anfangsmoment einer Laststufe
M_E	Endmoment einer Laststufe
M_g	Eigengewichtsmoment
M_o	zulässiges Moment für volle Vorspannung
M_r	Rissmoment
\bar{M}_r	extrapoliertes Rissmoment ($r = 0$)
M_{G1}	zulässiges Moment für teilweise Vorspannung (Bruchsicherheit)
M_{G2}	zulässiges Moment für teilweise Vorspannung (Stahlspannung)
M_{G3}	zulässiges Moment für teilweise Vorspannung (Betonspannung)
M_{max}	maximal erreichtes Moment
M_{f1}	Fliessmoment
M_u	Bruchmoment

Festigkeitswerte, Spannungen

β_w	Würfeldruckfestigkeit
β_{w28}	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
β_p	Prismendruckfestigkeit
β_{bz}	Biegezugfestigkeit
E_0	Elastizitätsmodul Beton (Tangente bei $\sigma = 0 \text{ kg/cm}^2$)

$E_{b(5-25)}$	Elastizitätsmodul Beton für $\sigma = 5$ bis 25 kg/cm^2
$E_{b(5-100)}$	Elastizitätsmodul Beton für $\sigma = 5$ bis 100 kg/cm^2
$\sigma_{e;0,2}$	Streckgrenze schlaffer Stahl
σ_{ef}	Fliessgrenze
$\sigma_{s;0,2}$	Streckgrenze Spannstahl
$\sigma_{0,2}$	Streckgrenze
σ_{fl}	Fliessspannung des naturharten Stahls
σ'_{fl}	"Fliessspannung" des kalt gereckten Stahls
β_z	Bruchspannung Stahl
E_e	Elastizitätsmodul Stahl
σ_b	Betonspannung
σ_r	Theoret. Betonrandspannung beim experimentell festgestellten Rissbeginn
σ_{hz}	Hauptzugspannung
σ_e	Stahlspannung
σ_s	Spannung des Spannstahls
σ_B	Bügelspannung
σ_D	Spannung der Diagonaleisen bzw. schrägen Bügel
τ	Schubspannung
τ_1	Schubspannung ohne Armierung

Dehnungen, Krümmungen

ϵ_b	Betonstauchung
ϵ_L	Dehnung der Längsarmierung
ϵ_S	Dehnung der Schubarmierung
ϵ_e	Dehnung schlaffer Stahl
ϵ_s	Dehnung Spannstahl
ϵ_{s0}	Vordehnung des Spannstahls beim Belastungsbeginn
ϵ_B	Dehnung vertikaler Bügel
ϵ_D	Dehnung schräger Bügel
ϵ_p	Betonstauchung bei Prismendruckfestigkeit
ϵ_{max}	maximale Stauchung bzw. Dehnung
ϵ_{fl}	Fliessdehnung

ϵ_u	Dehnung resp. Stauchung beim Bruchmoment
λ_{G1}	Gleichmassdehnung
λ_{10}	Stahldehnung über eine Länge von 10 d
λ_5	Stahldehnung über eine Länge von 5 d
k	Krümmung
γ	Schiebungswinkel

Dimensionslose Parameter

λ	Vorspanngrad = $\frac{F_s \cdot \sigma_{s;0,2}}{F_s \cdot \sigma_{s;0,2} + F_e \cdot \sigma_{e;0,2}}$
κ	Vorspannverhältnis = M_o/M_{G1}
n	Wertigkeit = E_e/E_b
ϕ	Kontraktion eines Armierungsstahls
ϑ	Neigungswinkel der Rissgeraden
m_q	mittlere quadratische Abweichung
s	Sicherheit
L I	Laststellung I
L II	Laststellung II
A,B,C,D	Prüfbereiche
S	Stauchungsbruch
SS	Stauchungs-Schiebungs-Bruch
V	Verankerungsbruch
BS	Biegeschubbruch
Lst	Laststufe

Indices

Th	Theoretisch
Ex	Experimentell
A	Anfangs ...
E	End ...
B	Bügel
D	schräge Bügel bzw. Diagonaleisen
b	Beton
e	schlaffer Stahl
s	Spannstahl
f1	Fliessen
u	Bruch ...
max	maximal
St	Steg
F1	Flansch
i	ideell

Bezeichnungen	C ₁	C ₂	C ₃ , C ₃ '	C ₄
Querschnitt				
Armierungsanordnung				
Vorspanngrad	0,50			
Vorspannarmierung	14 Ø 6			
schlaaffe Armierung	2 Ø 28	8 Ø 14	4 Ø 20	8 Ø 14
Stegstärke cm	10			
Plattenbreite cm	58			30
Plattenstärke cm	8		8/15	12 / 15
Höhe cm	55			
Betonüberdeckung der Zugarmierung cm	4			

Tabelle 1 Haupt-Parameter im Biegebereich

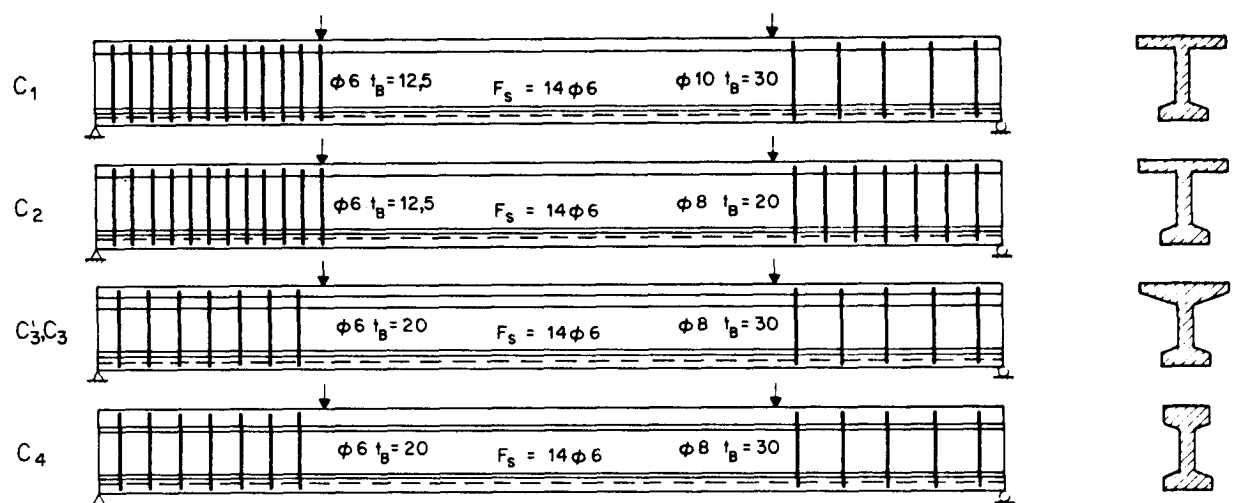


Tabelle 2 Haupt-Parameter im Schubbereich

		C ₁	C ₂	C ₃ ⁱ	C ₃	C ₄	
b	cm	58	58	58	58	30	
b ₀	cm	10	10	10	10	10	
H	cm	55	55	55	55	55	
d	cm	8	8	8	8	12	
v	cm	—	—	7	7	3	
h _e	cm	49,6	49,6	50,0	50,0	49,6	
h _s	cm	48,4	48,4	48,4	48,4	48,4	
h	cm	49,3	49,3	49,5	49,6	49,3	
h _e ⁱ	cm	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
F _e	cm ²	12,11	11,91	12,62	12,58	11,91	
F _s	cm ²	4,00	4,00	4,06	4,00	4,00	
F _e ⁱ	cm ²	5,05	5,05	5,05	5,05	4,01	
Beton	X _{0,b}	cm	24,16	24,16	22,42	22,42	27,06
	F _b	cm ²	1165	1165	1333	1333	1051
	I _b	dm ⁴	45,60	45,60	48,45	48,45	37,48
n=5	X _{0,i}	cm	25,11	25,09	23,41	23,40	27,96
	F _i	cm ²	1250	1249	1420	1419	1131
	I _i	dm ⁴	50,51	50,46	54,05	54,02	41,50
n=10	X _{0,i}	cm	26,12	26,09	24,49	24,48	28,93
	F _i	cm ²	1355	1354	1529	1528	1230
	I _i	dm ⁴	56,38	56,28	60,70	60,64	46,31
μ _e	%	0,424	0,417	0,440	0,437	0,805	
μ _s	%	0,140	0,140	0,141	0,139	0,270	
μ _{tot}	%	0,564	0,557	0,581	0,576	1,075	

Tabelle 3 Querschnittswerte

Balken	Nenn ϕ [mm]	Anzahl Probestäbe	F_{eff} [mm ²]	kraftgesteuert		dehnungsgesteuert				λ_5 [%]	λ_{10} [%]	λ_{GI} [%]			Φ [%]	E [10^6 kg/cm ²]
				$\sigma_{0,2}$ [kg/cm ²]	β_z [kg/cm ²]	$\sigma_{0,2}$ [kg/cm ²]		β_z [kg/cm ²]	λ_{GI} gerech- net			λ_{GI} gemes- sen	Dia- gramm			
						statisch	dynamisch							statisch		
C _{1,2} C _{3,4}	6	6	30,0	5060	8100	4950	5250	7320	7720	23,3	18,5	13,7	12,2	12,9	38	1,80
		6	31,1							*4800	23,7	19,8	15,8	9,6	10,6	
	8	8	51,6	5720	8080	5350	5630	7240	7700	25,8	20,2	14,6	13,4	14,5	41	2,14
		12	51,9							—	—	—	11,7	12,6	—	
	10	6	75,1	5800	7830	5480	5780	7240	7620	25,2	20,8	14,7	13,3	14,6	44	2,20
		6	75,1							—	—	—	12,6	13,6	47	
14	6	148,9	5780	7810	5390	5650	7210	7560	24,5	19,8	15,0	15,1	16,1	37	2,14	
	6	148,8							24,0	20,2	16,4	13,1	15,5	40		
20	6	315,7	5150	7110	4800	5060	6590	6940	27,4	21,8	16,0	15,5	17,3	44	2,09	
	6	315,3							27,1	22,2	17,4	16,4	14,5	45		
28	6	604,9	5760	7690	5490	5720	7460	7790	24,9	19,9	14,9	14,9	15,6	45	2,20	
	9	606,2							22,9	18,3	13,7	13,5	—	45		
C ₃	6	3	29,8	5510	8460	5280	5660	7940	8380	24,2	19,5	14,5	10,5	12,7	39	—
		3	29,3							*5120	22,5	18,3	14,1	13,1	13,0	
	8	3	48,6	5620	8140	5370	5640	7600	8100	25,5	20,5	15,5	12,2	12,4	48	2,12
3		48,9	18,2							15,0	11,7	10,8	11,5	28		
20	3	314,8	5360	7400	5160	5400	7120	7450	25,5	19,9	14,4	15,5	15,2	44	2,05	
3	314,6	25,1							21,2	17,4	15,5	13,7	42			

* $\sigma_{0,2}$ nach [2], Abschn. 3.31

Tabelle 4 Physikalische Eigenschaften der schlaffen Armierung (Box-Ultra)

Balken	Nenn ϕ [mm]	Anzahl Probestäbe	F_{eff} [mm ²]	kraftgesteuert		dehnungsgesteuert				λ_5 [%]	λ_{10} [%]	λ_{GI} [%]			Φ [%]	E [10^6 kg/cm ²]
				$\sigma_{0,2}$ [kg/mm ²]	β_z [kg/mm ²]	$\sigma_{0,2}$ [kg/mm ²]		β_z [kg/mm ²]	λ_{GI} gerech- net			λ_{GI} gemes- sen	Dia- gramm			
						statisch	dynamisch							statisch		
C ₃	6	10	29,0	170,0	182,0	161,5	168,0	172,5	180,0	10,0	6,5	3,0	2,0	4,6	34	1,96
		10	29,0							—	—	—	—	—		
C ₁ ÷C ₄	6	10	28,5	166,0	184,0	153,0	158,5	166,5	174,0	11,8	8,0	4,2	3,2	4,3	46	2,08
		10	28,5							11,7	8,1	4,6	3,5	4,4	58	

Tabelle 5 Physikalische Eigenschaften der Vorspannstähle

Balken	β_{bz} [kg/cm ²]	β_w [kg/cm ²]	Anzahl	Alter [Tage]	β_{bz} [kg/cm ²]	β_w [kg/cm ²]	Anzahl	Alter [Tage]	β_p [kg/cm ²]	Anzahl	Alter [Tage]
C ₁	45	339	1	7	79	508	2	37	356	2	37
C ₂	58	367	1	7	74	474	2	37	368	2	37
C ₃	44	374	1	7	60	516	2	37	434	2	37
C ₃	50	340	1	7	52	444	2	37	315	2	37
C ₄	52	361	1	7	60	495	2	37	387	2	37

Tabelle 6 Festigkeitswerte des Betons (Probekörper)

Balken	Alter [Tage]	β_p [kg/cm ²]	ϵ_p [‰]	ϵ_{max} [‰]	$E_{b,(5-25)}$ [kg/cm ²]	$E_{b,(5-100)}$ [kg/cm ²]	E_o (tangential) [kg/cm ²]
C ₁	38	355	2,05	4,40	267 000	269 000	282 000
C ₂	37	328	2,65	4,45	270 000	270 000	304 000
C ₃	38	311	1,74	2,24	278 000	288 000	302 000
C ₃	38	258	3,01	4,71	225 000	231 000	271 000
C ₄	38	324	1,71	2,11	286 000	304 000	323 000

Tabelle 7 Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons (1 Betonprisma)

Balken	β_w [kg/cm ²]	β_p [kg/cm ²]	β_{bz} [kg/cm ²]	ϵ_p [‰]	E_o [kg/cm ²]	n
C ₁	485	375	79	2,05	282 000	7,4
C ₂	465	365	74	2,65	312 000	6,7
C ₃	510	405	60	1,75	332 000	6,3
C ₃	415	315	52	3,00	290 000	7,2
C ₄	480	380	60	1,70	338 000	6,2

Tabelle 8 Rechenwerte der Festigkeitseigenschaften des Betons (Mittelwerte)

		C ₁	C ₂	C' ₃	C ₃	C ₄
Vorspannkraft V ₀	[t]	49,0	49,0	49,0	49,0	49,0
Schwinden und Kriechen	[%]	3,66	3,96	3,94	6,29	3,44
ΔV (Schw. u. Kr.)	[t]	1,79	1,94	1,93	3,08	1,68
Relaxation	[%]	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
ΔV (Relax.)	[t]	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
V ₃₇ (Versuch)	[t]	45,49	45,34	45,35	44,20	45,60

Tabelle 9 Vorspannkräfte

		C ₁	C ₂	C' ₃	C ₃	C ₄
ρ _B	links	0,489	0,489	0,306	0,296	0,306
	rechts	0,500	0,518	0,345	0,325	0,345

Tabelle 10 Schubarmierungsgehalt

$$\rho_B = \frac{F_B}{d_o \cdot t_B}$$

		C ₁	C ₂	C' ₃	C ₃	C ₄
M _y Th	Feldmitte [mt]	60,40	59,02	59,56	59,05	55,32

Tabelle 11 Theoretische Biegebruchmomente

		C ₁	C ₂	C' ₃	C ₃	C ₄
M _{fl} Th	n = 5 [mt]	57,94	56,88	56,35	56,86	55,08
	n = 10 [mt]	57,37	56,31	55,50	55,92	54,10
n		7,4	6,7	6,3	7,2	6,2
M _{fl,n} Th	[mt]	57,67	56,69	56,13	56,46	54,84

Tabelle 12 Theoretische Fließmomente

		C ₁		C ₂		C ₃ '		C ₃		C ₄	
		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Q _C [*]	[t]	9,16		8,93		9,42		8,24		9,14	
Q _B [*] (G _{fl} resp. G _{0,2})	[t]	11,93	13,51	11,93	13,66	7,50	9,14	7,67	8,68	7,47	9,10
Q _B [*] (G' _{fl})	[t]	11,59		11,59		7,27		7,44		7,25	
Q _C [*] + Q _B [*]	[t]	21,09	22,67	20,86	22,59	16,92	18,56	15,91	16,92	16,61	18,24
Q _C [*] + Q _B [*] (G' _{fl})	[t]	20,75		20,52		16,69		15,68		16,39	

Tabelle 13 Theoretische Schubbruchquerkräfte

		C ₁	C ₂	C ₃ '	C ₃	C ₄
M _{G1}	[mf]	33,50	32,79	33,09	32,81	30,73
M _{G2}	[mf]	30,54	30,34	30,40	29,86	28,54
M _{G3}	[mf]	39,72	38,05	45,81	38,27	29,99
M ₀	[mf]	18,98	18,88	19,12	19,46	17,53
κ = M ₀ / M _{G1}		0,566	0,576	0,578	0,563	0,570
λ = F _s G _{s,0,2} / (F _s G _{s,0,2} + F _e G _{e,fl})		0,479	0,488	0,520	0,486	0,488

Tabelle 14 Biegemomente im Gebrauchszustand

		C ₁		C ₂		C ₃ '		C ₃		C ₄	
		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Q _{G2} (SIA, Art. 5.13)	Massgeb. Beton [t]	16,80		16,44		15,83		14,41		15,35	
	" Stahl [t]	8,78	8,89	8,77	9,04	5,83	6,34	5,68	6,10	6,42	6,86
Q _{G1} (SIA, Richtl. 17)	Massgeb. Beton [t]	18,76	15,01	18,21	14,57	15,40		13,53		14,90	
	" Stahl [t]	11,72	12,59	11,59	12,55	9,40	10,31	8,84	9,40	9,23	10,13

Tabelle 15 Querkräfte im Gebrauchszustand

		C ₁	C ₂	C ₃ '	C ₃	C ₄
M _r	[mf]	20,0	18,5	16,1	17,9	19,0
G _r	[kg/cm ²]	-18,1	-10,3	+ 3,8	-8,5	-22,0

Tabelle 16 Experimentelle Rissmomente

Laststufe	C ₁												C ₂												C ₃		
	L I			L II						L I			L II						L I								
	P A [t]	P E [t]	M E [mt]	P A [t]	Z A [t]	P E [t]	Z E [t]	Q _{E,I} [t]	Q _{E,m} [t]	P A [t]	M E [mt]	P A [t]	Z A [t]	P E [t]	Z E [t]	Q _{E,I} [t]	Q _{E,m} [t]	P A [t]	P E [t]	M E [mt]							
1	0,55	0,50	0,75	0,55	0,50	0,55	0,50	0,99	0,11	0,55	0,60	0,55	0,50	0,50	0,95	0,05	0,50	0,50	0,40	0,60							
2	13,10	12,55	18,82	31,50	5,27	30,60	5,00	30,81	30,39	12,55	18,75	33,60	4,75	32,65	32,26	33,05	10,00	9,20	13,80								
3	16,15	15,55	23,32	32,55	5,00	31,95	5,00	31,92	31,99	15,85	23,02	36,60	5,00	35,80	35,14	36,46	14,65	14,05	21,08								
4	19,25	18,75	28,12	34,05	5,00	33,55	5,00	33,30	33,87	18,25	26,70	38,65	5,00	37,65	36,68	38,62	16,15	15,70	23,55								
5	21,30	20,80	31,20	36,60	5,00	35,20	5,00	34,66	35,79	21,30	31,12	40,70	5,00	Bruch	Bruch	Bruch	18,25	17,75	26,62								
6	24,40	23,65	35,48	38,65	5,00	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	24,40	35,62	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	20,30	19,65	29,48								
7	27,45	26,65	39,98	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	27,45	40,12	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	22,35	21,70	32,55								
8	30,50	29,50	44,25	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	30,50	44,48	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	24,40	24,00	36,00								
9	32,05	31,00	46,50	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	33,55	48,98	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	26,40	25,90	38,85								
10	31,50	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	35,60	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch	28,45	27,75	41,62								
11																	30,50	Bruch	Bruch								

Tabelle 17 Lasten und Momente (C₁, C₂, C₃)

Laststufe	C ₃										C ₄					
	L I			L II				L I			L II			Q _{E,m} [t]		
	P _A [t]	P _E [t]	M _E [mt]	P _A [t]	Z _A [t]	P _E [t]	Z _E [t]	Q _{E,I} [t]	Q _{E,m} [t]	P _A [t]	P _E [t]	Z _A [t]	P _E [t]		Z _E [t]	Q _{E,r} [t]
1	0,55	0,55	0,82	0,55	0,59	0,55	0,59	1,05	0,05	0,55	0,75	0,50	0,55	0,50	0,50	0,14
2	12,05	11,45	17,18	30,50	4,48	28,85	4,48	28,52	29,18	10,00	14,25	3,00	32,55	3,00	29,06	33,54
3	14,65	14,10	21,15	33,55	4,48	32,25	4,48	31,36	33,15	14,10	20,40	3,00	34,05	3,00	30,73	35,87
4	17,20	16,70	25,05	35,60	5,01		<u>Bruch</u>			15,15	21,75	3,00	36,10	3,00	31,98	37,62
5	20,30	19,75	29,62							17,20	24,90	3,00	37,05		<u>Bruch</u>	
6	23,35	22,45	33,68							20,30	29,35					
7	25,40	24,50	36,75							23,35	33,85					
8	27,45	26,40	39,60							26,40	38,25					
9	29,20	<u>Bruch</u>								28,45	40,90					
10										30,50	43,45					
11										31,50	<u>Bruch</u>					

Tabelle 18 Lasten und Momente (C₃,C₄)

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_3^{*}
	mt	mt	mt	mt	mt
② $M_E + M_g$ (vor Schubbruch)	47,25	50,20	41,01	44,56	43,04
④ $M_{\max} + M_g$ (Schubbruch)	48,07	53,22	43,41	45,91	43,04
$M_{fl,n}^{Th}$	57,67	56,69	56,46	54,84	56,13
M_u^{Th}	60,40	59,02	59,05	55,32	59,56
④ $(M_{\max} + M_g) / M_{fl,n}^{Th}$	0,834	0,939	0,769	0,837	0,767
④ $(M_{\max} + M_g) / M_u^{Th}$	0,796	0,902	0,735	0,830	0,723

② Werte bei letzter Laststufe vor Schubbruch

④ Extrapolierte Werte bei Schubbruch

* vgl. Abschn. 5.12

Tabelle 19 Maximale experimentelle Momente

Balken	Maximale Last [t]	Flie遥eginn [t]				Bruch [t]				
		Schubarmierung		Biegearmierung		Schub		Biegung		
		Versuch	Theoretisch	Versuch	Theoretisch	Versuch	Theoretisch	Versuch	Theoretisch	Versuch
C ₁	links	35,2	20,8	23,8	38,45	—	21,1	35,2	40,25	—
	mitte	38,3	49,75	—	57,7	—	49,75	—	60,4	—
	rechts	31,8	22,7	24,85	38,45	—	22,7	31,8	40,25	—
C ₂	links	37,1	20,5	21,9	37,8	—	20,85	37,1	39,35	—
	mitte	41,05	49,5	—	56,7	—	49,5	—	59,0	—
	rechts	35,2	22,6	24,7	37,8	—	22,6	35,2	39,35	—
C' ₃	links	28,35	16,7	18,8	37,45	—	16,9	—	39,7	28,35
	mitte	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	rechts	28,35	18,55	22,3	37,45	—	18,55	—	39,7	28,35
C ₃	links	33,05	15,7	18,75	37,65	—	15,9	33,05	39,35	—
	mitte	36,25	49,05	—	56,5	—	49,05	—	59,0	—
	rechts	28,6	16,9	17,95	37,65	—	16,9	28,6	39,35	—
C ₄	links	30,35	16,4	17,8	36,55	—	16,6	30,35	36,9	—
	mitte	38,9	22,65	*	54,85	—	22,65	—	55,35	—
	rechts	31,85	18,25	18,8	36,55	—	18,25	31,85	36,9	—

— Nicht aufgetreten, * nicht gemessen

Tabelle 20 Experimentelle und theoretische Querkräfte bei Flie遥eginn und Bruch

Q (t)	C ₁			C ₂			C' ₃			C ₃			C ₄		
	links	mitte	rechts	links	mitte	rechts	links	mitte	rechts	links	mitte	rechts	links	mitte	rechts
① $Q_E + Q_Q$ vor Biegebr.							28,35		28,35						
② $Q_E + Q_Q$ vor Schubbr.	34,1	36,7	31,55	36,1	39,55	33,2				30,7	34,2	27,0	29,45	38,45	31,45
③ Q_{max}^{Ex} (Biegebruch)							—		—						
④ Q_u^{Ex} (Schubbruch)	35,2	38,3	31,8	37,1	41,05	35,2				33,05	36,25	28,6	30,35	38,9	31,85
Q_u^{Th}	21,12	49,77	22,70	20,86	49,51	22,59	16,92		18,56	15,91	49,07	16,92	16,61	22,67	18,24

① Werte bei letzter Laststufe vor Biegebruch ③ extrapolierte Werte bei Biegebruch — massgebender Schubbruch
 ② " " " " " Schubbruch ④ " " " " Schubbruch

Tabelle 21 Experimentelle Werte des Schubbruchverhaltens

Balken	τ (letzte Laststufe) (kg/cm ²)	τ (Bruch) (kg/cm ²)	t_B (cm)	Bruchart	
C ₁	links	69,15	71,4	12,5	SS 1
	mitte*	74,45	77,7	10	
	rechts	64,0	64,5	30	
C ₂	links	73,25	75,25	12,5	SS 1
	mitte*	80,25	83,25	10	SS 1
	rechts	67,35	71,4	20	
C ₃ '	links	57,25	–	20	Biegebruch
	rechts	57,25	–	30	
C ₃	links	61,9	66,65	20	SS 1
	mitte*	69,0	73,1	10	SS 3
	rechts	54,45	57,7	30	
C ₄	links	59,75	63,8	20	VZ
	mitte*	78,0	78,9	30	SS 1
	rechts	61,55	64,6	30	

* M/Q·h = 2,0

– keine Extrapolation

Tabelle 22 Maximale nominelle Schubspannungen

Balken	Rissquerkraft		Querkraft bei Hauptzugspannungen		Fließquerkraft		
	Q _r Experimentell (t)	\bar{Q}_r (Rissgerade) (t)	Q($\sigma_{hz}=1,2\sqrt{\beta_w}$) (t)	Q($\sigma_{hz}=1,5\sqrt{\beta_w}$) (t)	Experimentell (t)	Theoretisch (t)	
C ₁	links	16,7	12,8	15,45	17,15	23,8	20,8
	rechts	16,2	13,2				
C ₂	links	16,4	14,35	15,3	17,0	21,9	20,5
	rechts	16,5	12,5				
C ₃ '	links	15,25	14,15	14,65	16,4	18,8	16,7
	rechts	13,7	13,4				
C ₃	links	15,25	13,55	13,8	15,45	18,75	15,7
	rechts	14,2	12,05				
C ₄	links	15,25	13,6	14,3	15,95	17,8	16,4
	rechts	14,5	11,9				

Tabelle 23 Rissquerkräfte

	links		rechts	
	σ_{hz} (1. Wert) [kg/cm ²]	σ_{hz} (2. Wert) [kg/cm ²]	σ_{hz} (1. Wert) [kg/cm ²]	σ_{hz} (2. Wert) [kg/cm ²]
C ₁	18,7	23,8	18,7	22,85
C ₂	18,6	28,6	18,6	23,35
C ₃ '	12,4	23,4	12,4	23,45
C ₃	17,55	21,25	17,55	22,55
C ₄	23,95	20,2	11,75	18,4

Tabelle 24 Hauptzugspannungen bei Rissbeginn

Serie C		$\epsilon_{fl}^{Ex} = \epsilon_{fl}^{Th}$					$\epsilon_{fl}^{Ex} = \epsilon_{fl}^{Th} + 2 \cdot 10^{-4}$						
		Q_{fl} (t)			$Q_{fl}^{Ex} / Q_{fl}^{Th}$		Q_{fl} (t)			$Q_{fl}^{Ex} / Q_{fl}^{Th}$			
		Fließbeginn	Mittelwert	theoretisch	Fließbeginn	Mittelwert	Fließbeginn	Mittelwert	theoretisch	Fließbeginn	Mittelwert		
C ₁	links	23,4	23,8	20,78	1,13	1,15	23,6	24,1	20,78	1,14	1,16		
	rechts	24,85	24,85	22,70	1,09	1,09	25,3	25,3	22,70	1,11	1,11		
C ₂	links	21,45	21,9	20,52	1,05	1,07	21,95	22,35	20,52	1,07	1,09		
	rechts	24,65	24,7	22,59	1,09	1,09	24,8	24,85	22,59	1,10	1,10		
C ₃ '	links	18,7	18,8	16,69	1,12	1,12	18,9	19,05	16,69	1,13	1,14		
	rechts	21,2	22,3	18,56	1,14	1,20	22,4	23,1	18,56	1,21	1,24		
C ₃	links	18,65	18,75	15,68	1,19	1,20	18,95	19,2	15,68	1,21	1,22		
	rechts	17,95	17,95	16,92	1,06	1,06	18,15	18,15	16,92	1,07	1,07		
C ₄	links	17,55	17,8	16,39	1,07	1,09	17,95	18,2	16,39	1,10	1,11		
	rechts	18,8	18,8	18,24	1,03	1,03	19,4	19,4	18,24	1,06	1,06		
Mittel:					1,10	1,11							
							Mittel:					1,12	1,13

Tabelle 25 Experimentelle Werte des Fließverhaltens

Balken	Schubarmierung			obere Schubspannungsgrenze			Brucharten	
	Q_u^{Ex} [t]	Q_u^{Th} [t]	Q_u^{Ex} / Q_u^{Th}	Q_b^{Ex} [t]	Q_b^{Th} [t]	Q_b^{Ex} / Q_b^{Th}		
C ₁	links	35,2	21,13	1,66	35,2	33,77	1,04	SS 1
	rechts	31,8	22,70	1,40	31,8	27,02	1,18	SS 2
C ₂	links	37,1	20,86	1,78	37,1	32,78	1,13	SS 1
	rechts	35,2	22,59	1,56	35,2	26,22	1,34	SS 1
C ₃ '	links	28,35	16,92	1,67	28,35	27,72	1,02	} Biegebruch
	rechts	28,35	18,56	1,53	28,35	27,72	1,02	
C ₃	links	33,05	15,91	2,08	33,05	24,40	1,35	SS 1
	rechts	28,6	16,92	1,69	28,6	24,40	1,17	SS 3
C ₄	links	30,35	16,61	1,83	30,35	26,82	1,13	VZ
	rechts	31,85	18,24	1,74	31,85	26,82	1,19	SS 1

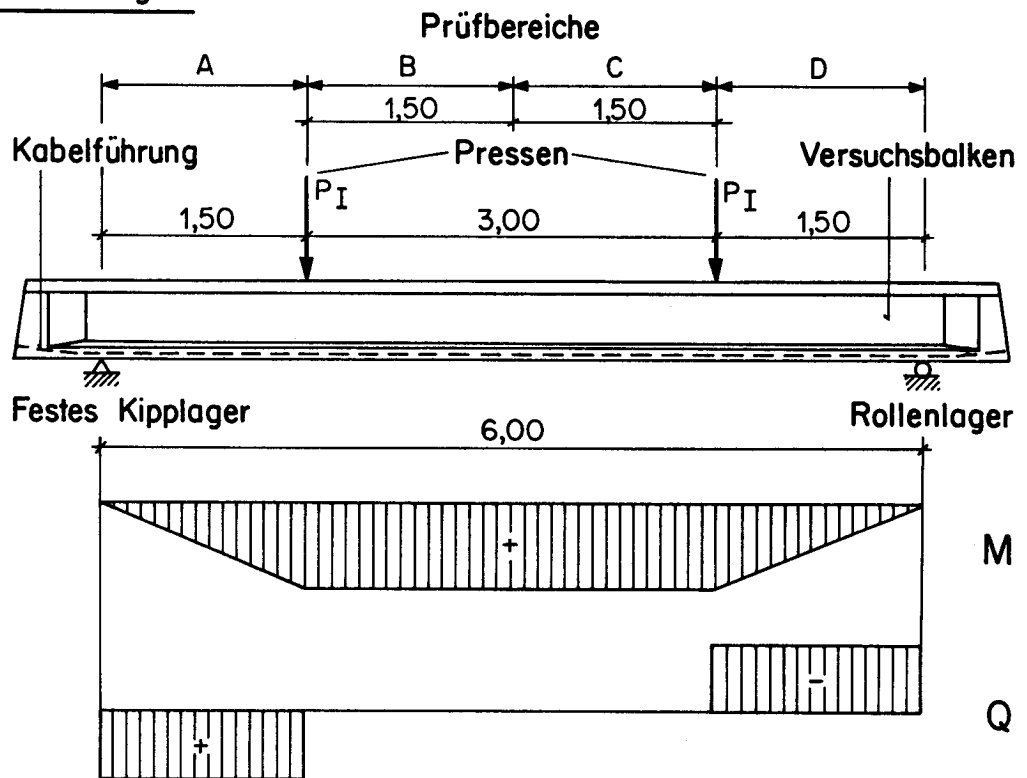
Tabelle 26 Vergleich experimentelle - theoretische Bruchquerkräfte

Balken	τ_1 [kg/cm ²]	τ / τ_1 (letzte Lastst.)	τ / τ_1 (Bruch)	τ / τ_1 (zulässig)	t_B [cm]	Brucharten	
C ₁	} 13,7	links	5,05	5,21	5	12,5	SS 1
		mitte *	5,43	5,66	5	10	
		rechts	4,66	4,71	4	30	SS 2
C ₂	} 13,3	links	5,50	5,65	5	12,5	SS 1
		mitte *	6,02	6,26	5	10	
		rechts	5,06	5,36	4	20	SS 1
C ₃ '	} 14,0	links	4,09	—	4	20	} Biegebruch
		rechts	4,09	—	4	30	
C ₃	} 12,3	links	5,03	5,42	4	20	SS 1
		mitte *	5,61	5,95	5	10	
		rechts	4,43	4,69	4	30	SS 3
C ₄	} 13,6	links	4,39	4,52	4	20	VZ
		mitte *	5,74	5,80	4	30	
		rechts	4,69	4,75	4	30	SS 1

* $M/Q \cdot h = 2,0$

Tabelle 27 Vergleich der maximalen nominellen Schubspannungen

Laststellung I



Laststellung II

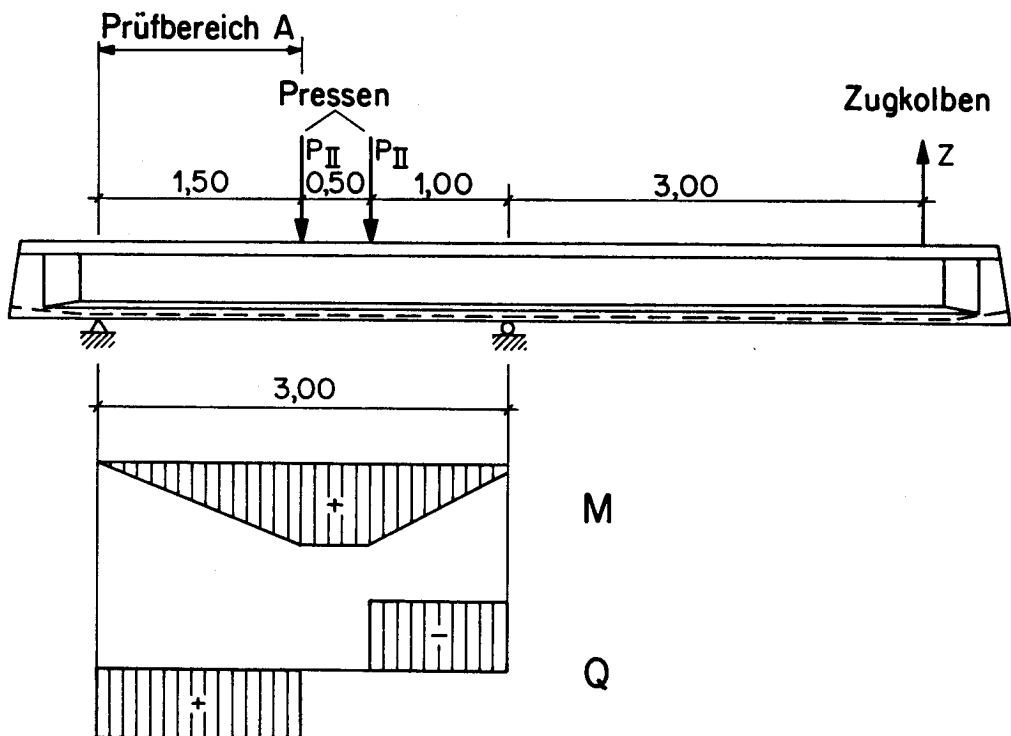


Bild 1 : Belastungsschema Serie C

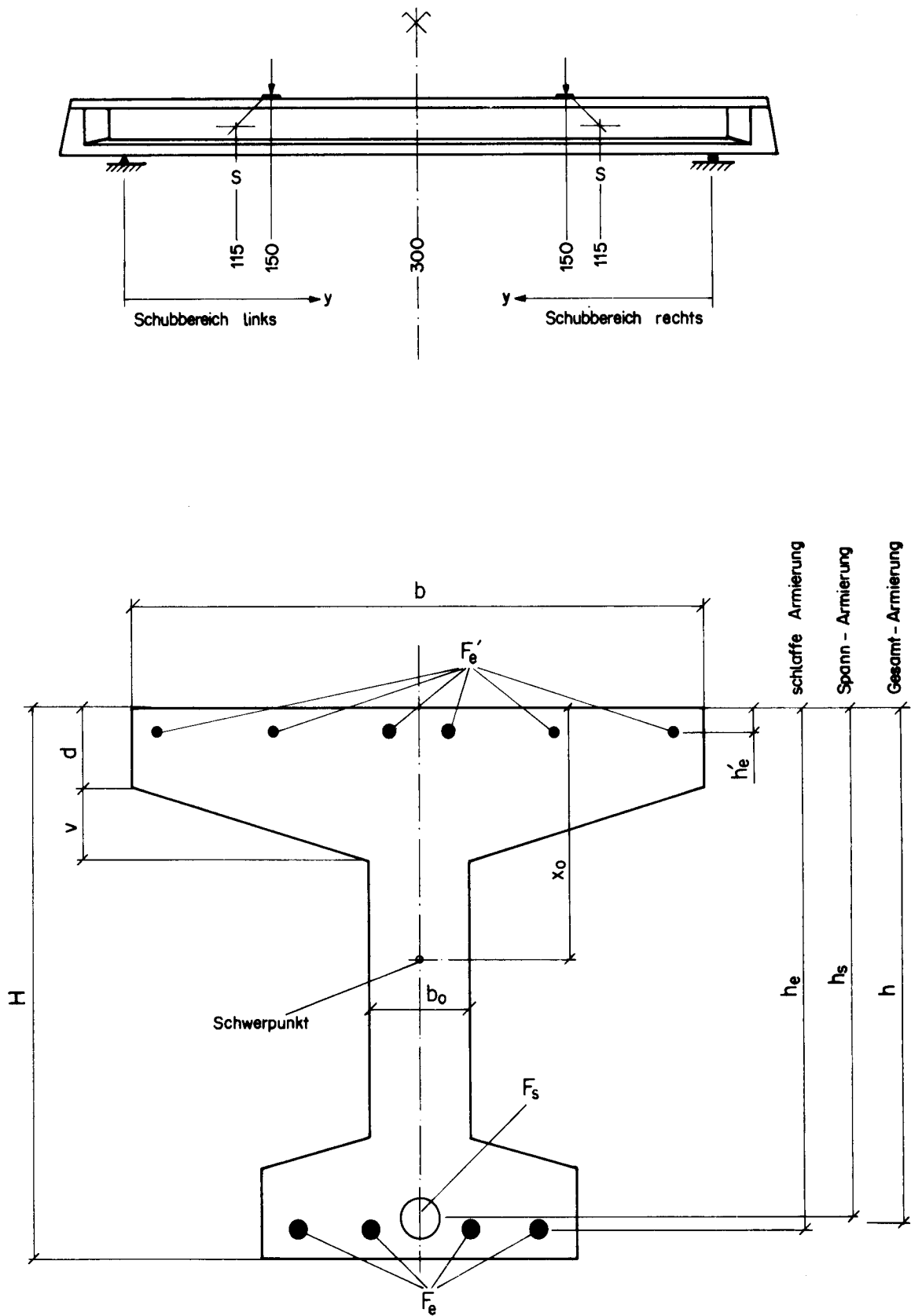


Bild 2 : Querschnittsbezeichnungen

Biegebereich :

Grundquerschnitt  , $\lambda \cong 0,50$

	$\ddot{u} = 4 \text{ cm}$			$\ddot{u} = 2 \text{ cm}$		
	$\phi 14$	$\phi 20$	$\phi 28$	$\phi 14$	$\phi 20$	$\phi 28$
$t_B = 10 \text{ cm}$	$C_2 (C_4)$	C_3	C_1	B_2		B_1/B_3
$t_B = 20 \text{ cm}$				A_2		
$t_B = 30 \text{ cm}$	$C_2 (C_4)$	C_3	C_1	B_2		B_1/B_3

Schubbereich :

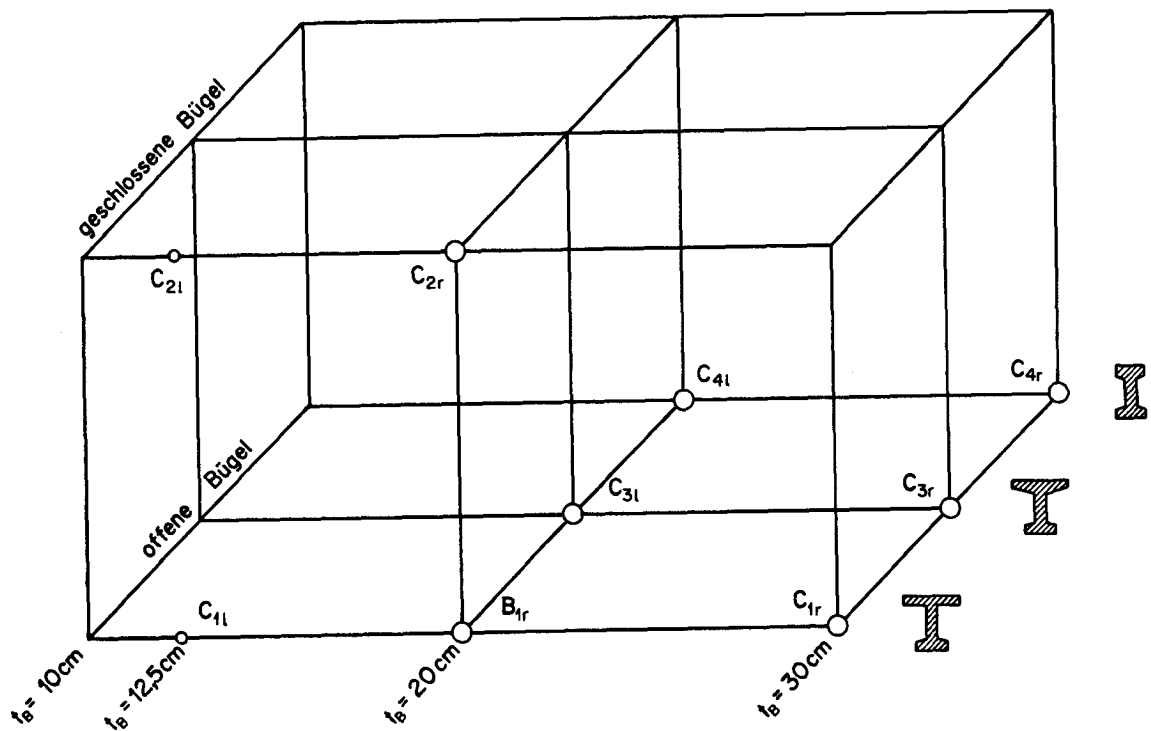


Bild 3: Parametervariation

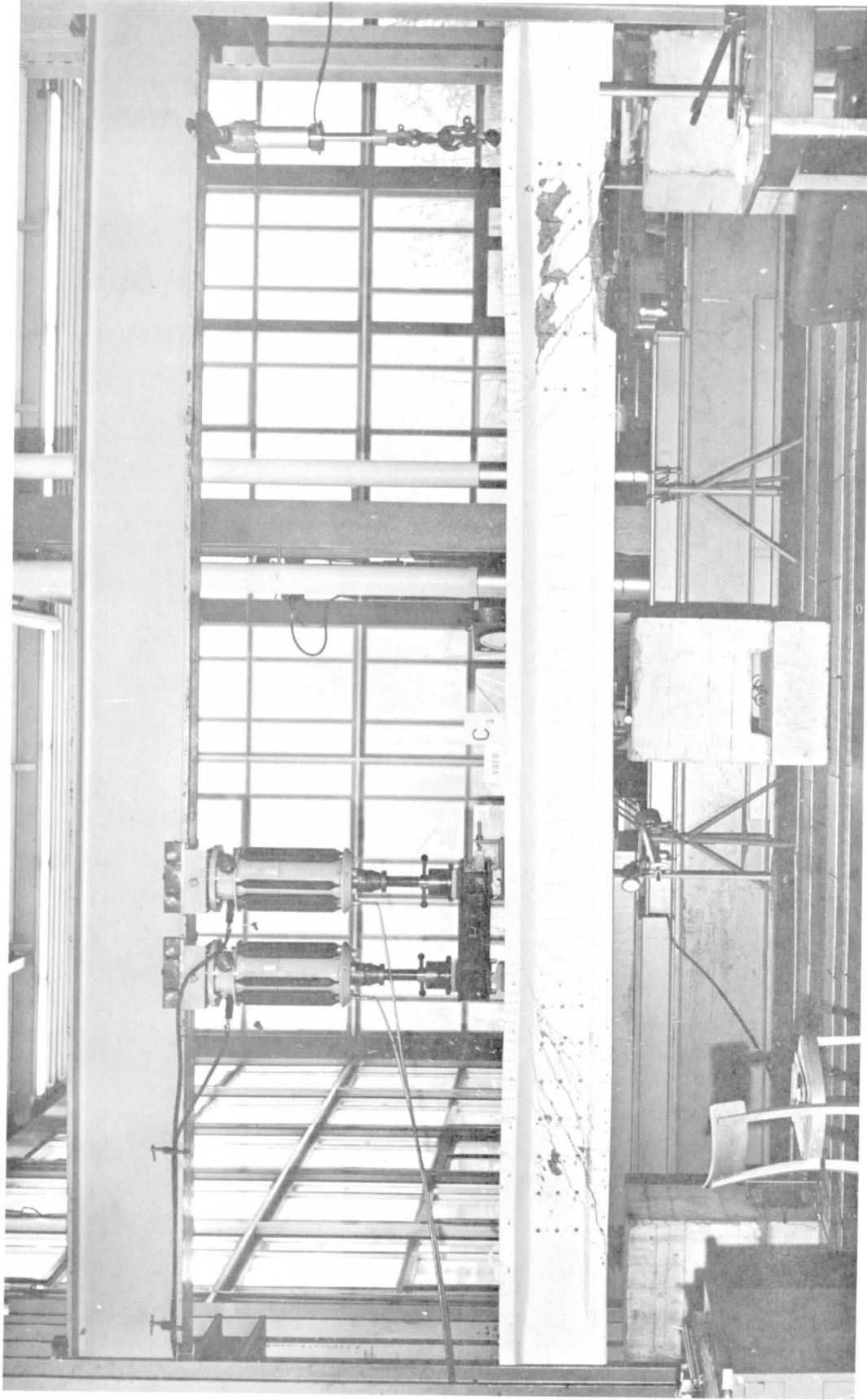


Bild 4 : Versuchseinrichtung Serie C (Laststellung II)

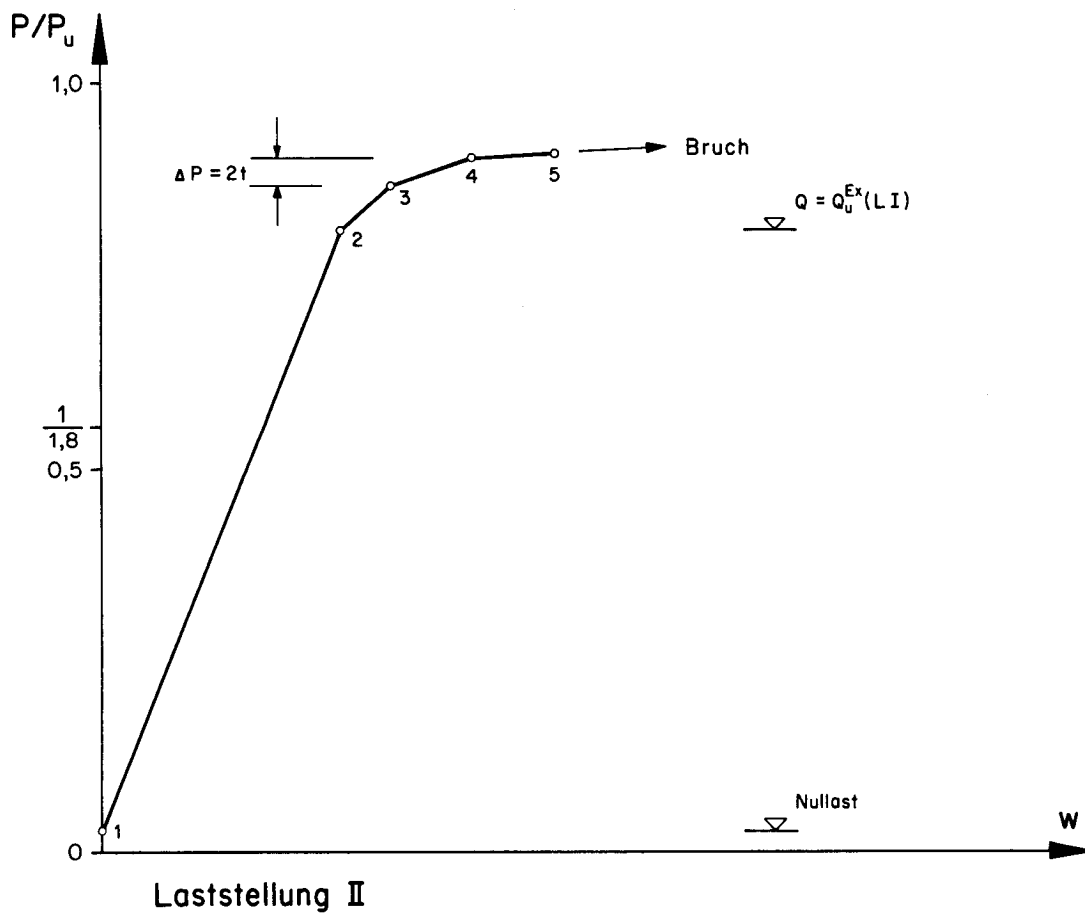
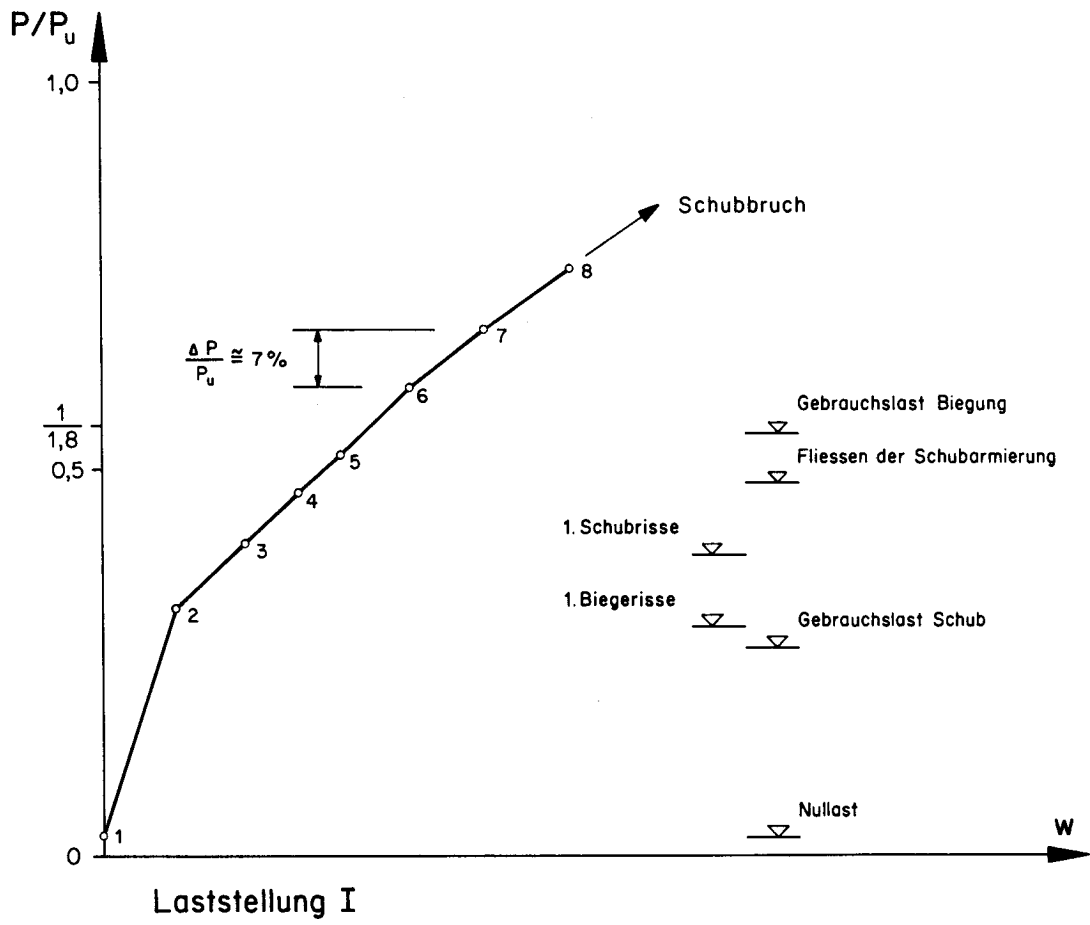
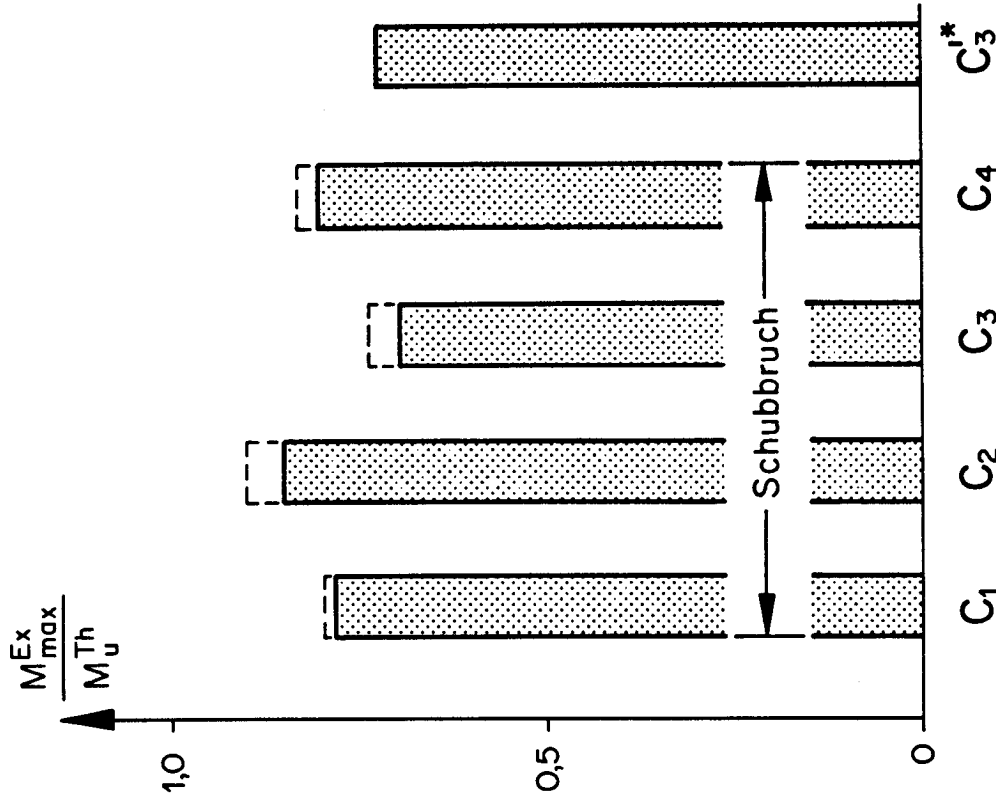
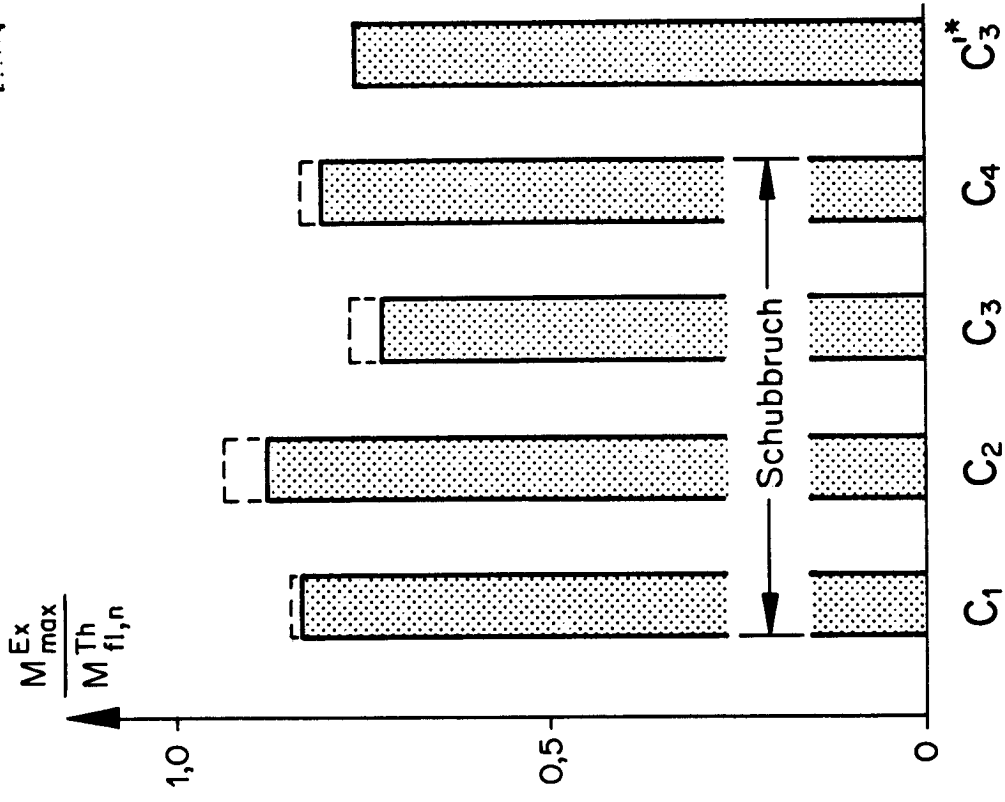


Bild 5: Schematisches Belastungsprogramm

extrapoliert
letzte Laststufe



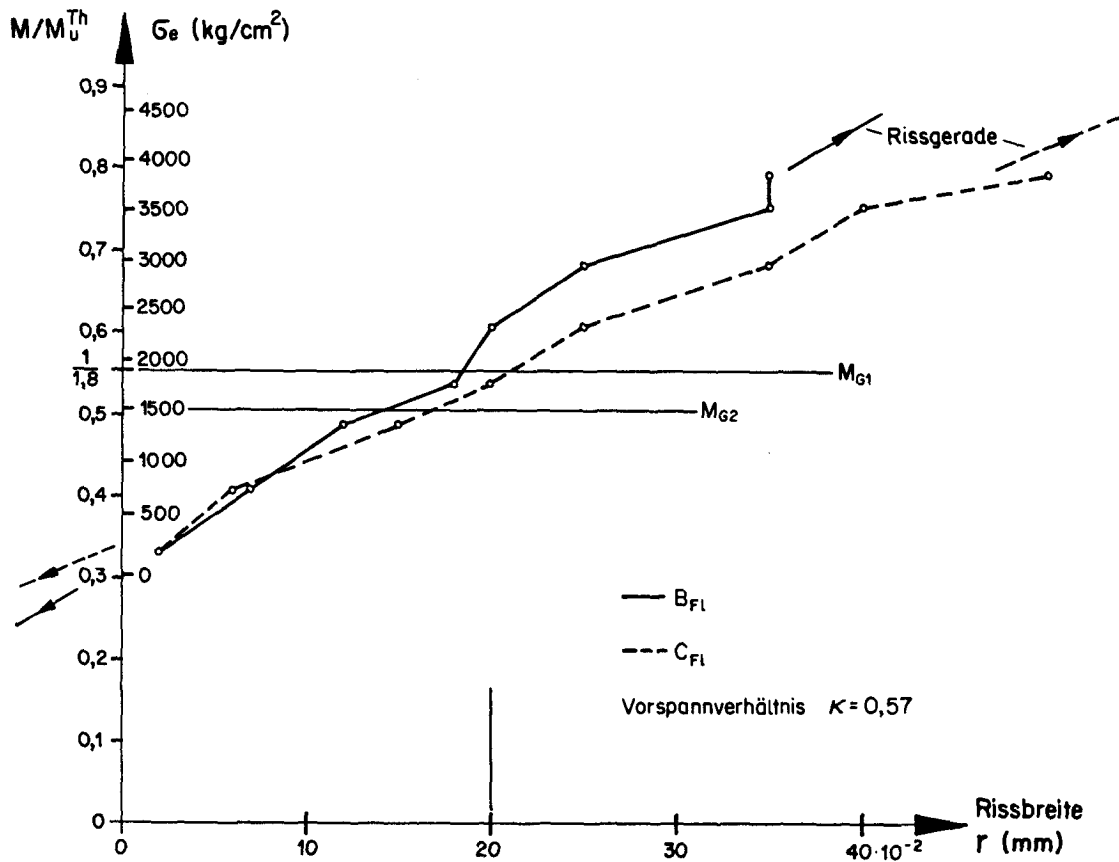
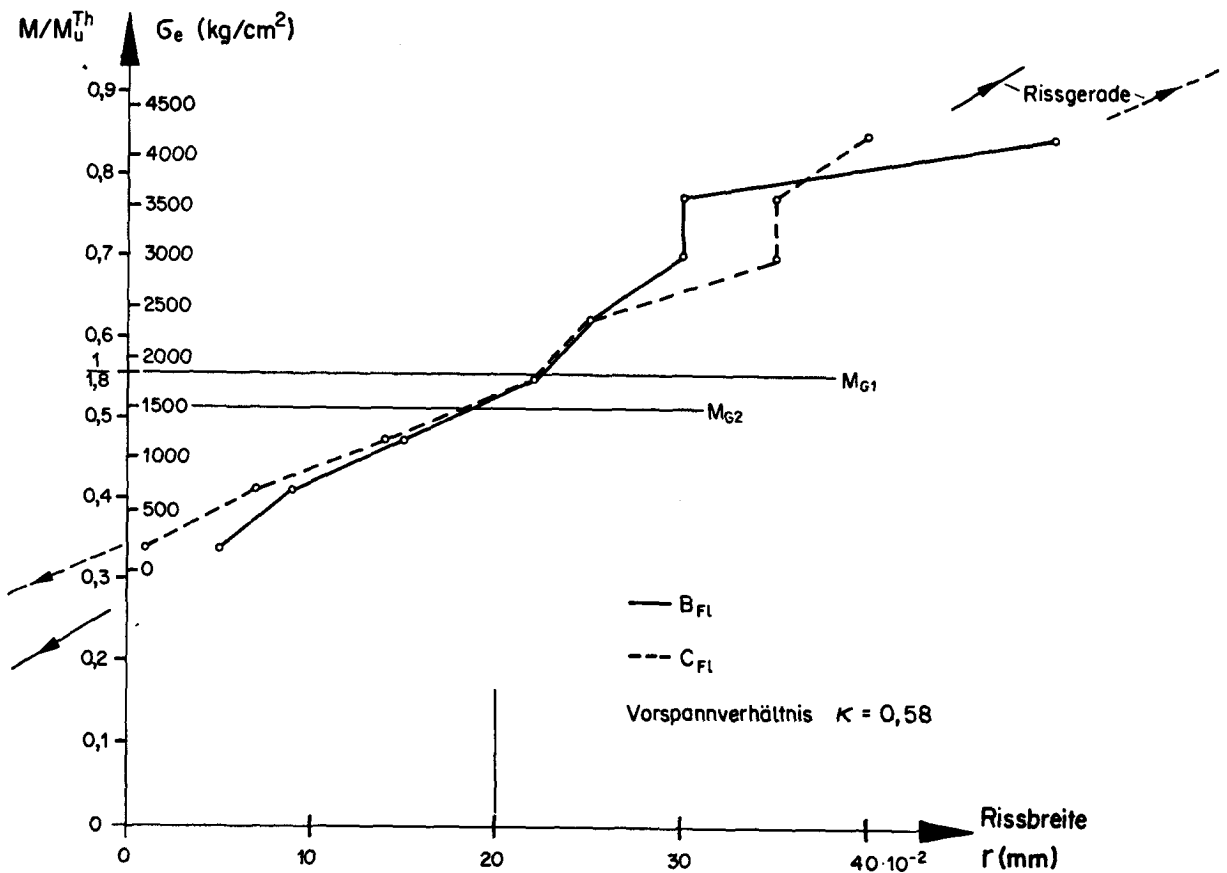
* vgl. Abschn. 5.12

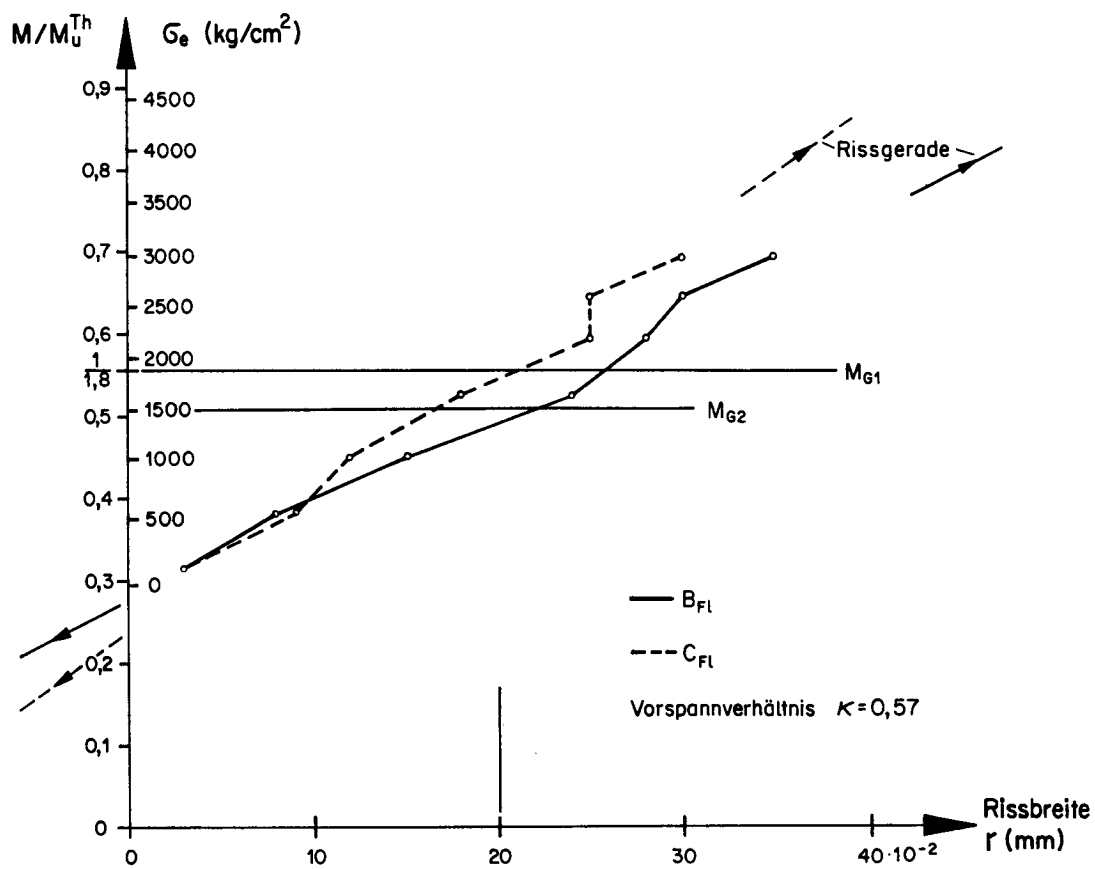
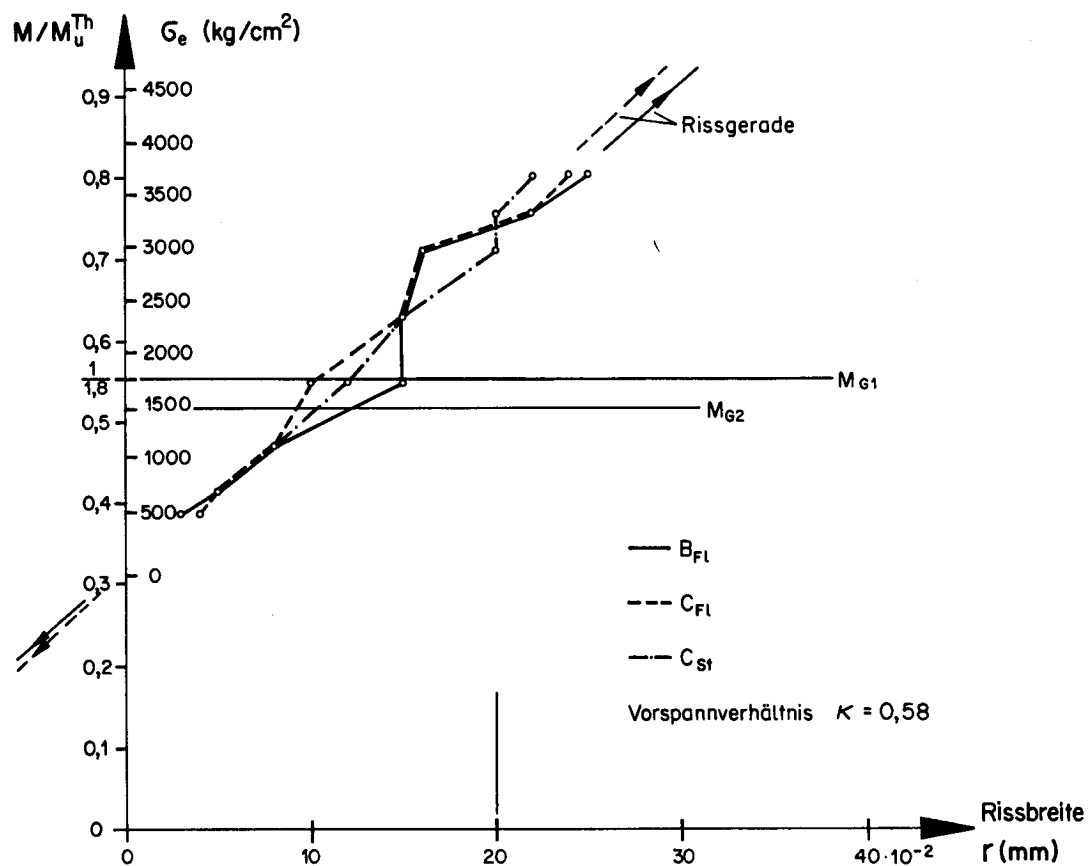
Bild 7 : Maximale Momente

Vergleich $M_{\max}^{\text{Ex}} / M_{\text{fl},n}^{\text{Th}}$

Bild 6 : Maximale Momente

Vergleich $M_{\max}^{\text{Ex}} / M_u^{\text{Th}}$

Bild 8: Balken C₁: Rissbreiten r Bild 9: Balken C₂: Rissbreiten r

Bild 10: Balken C_3 : Rissbreiten r Bild 11: Balken C_4 : Rissbreiten r

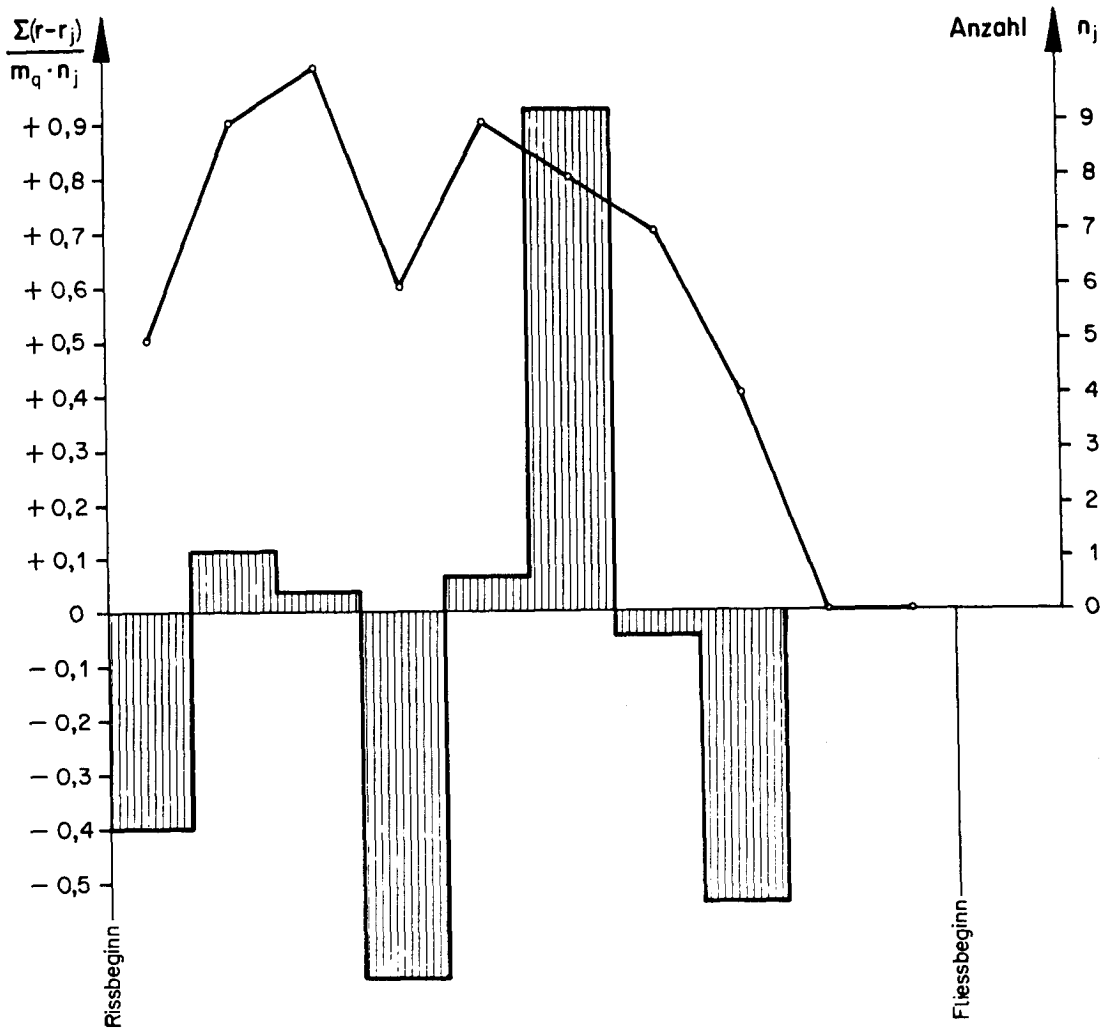
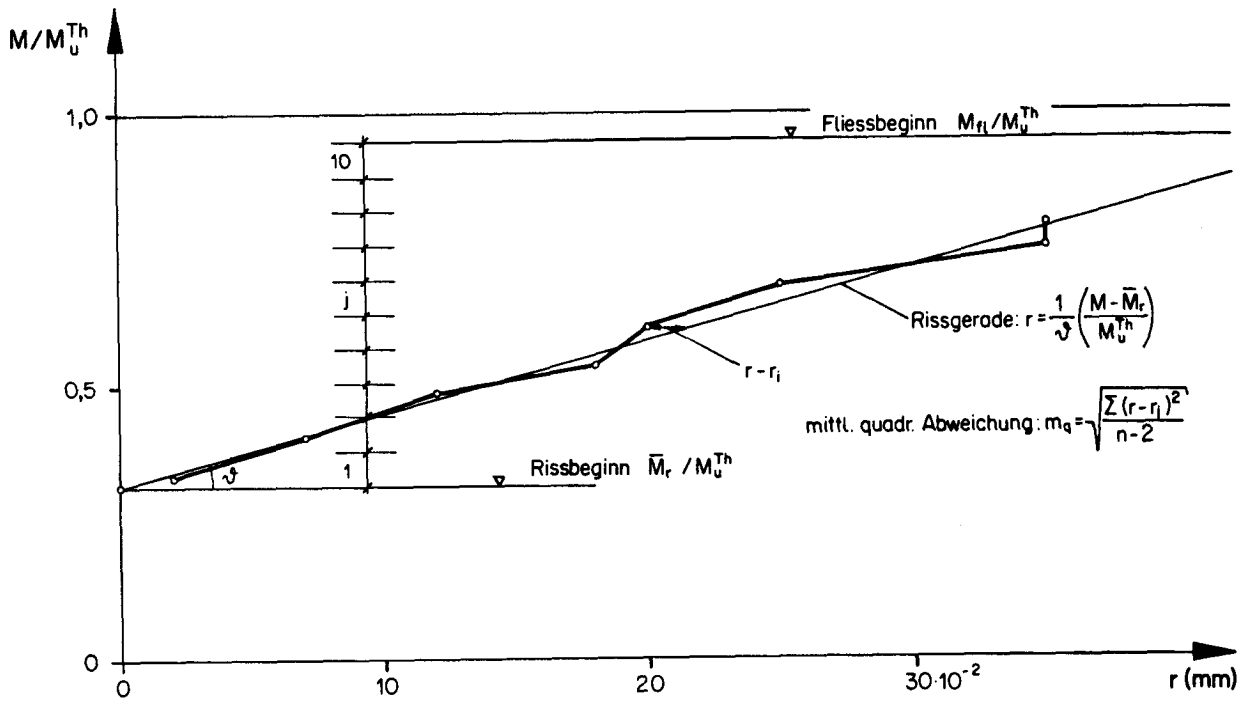


Bild 12 : Abweichungen der Rissbreiten

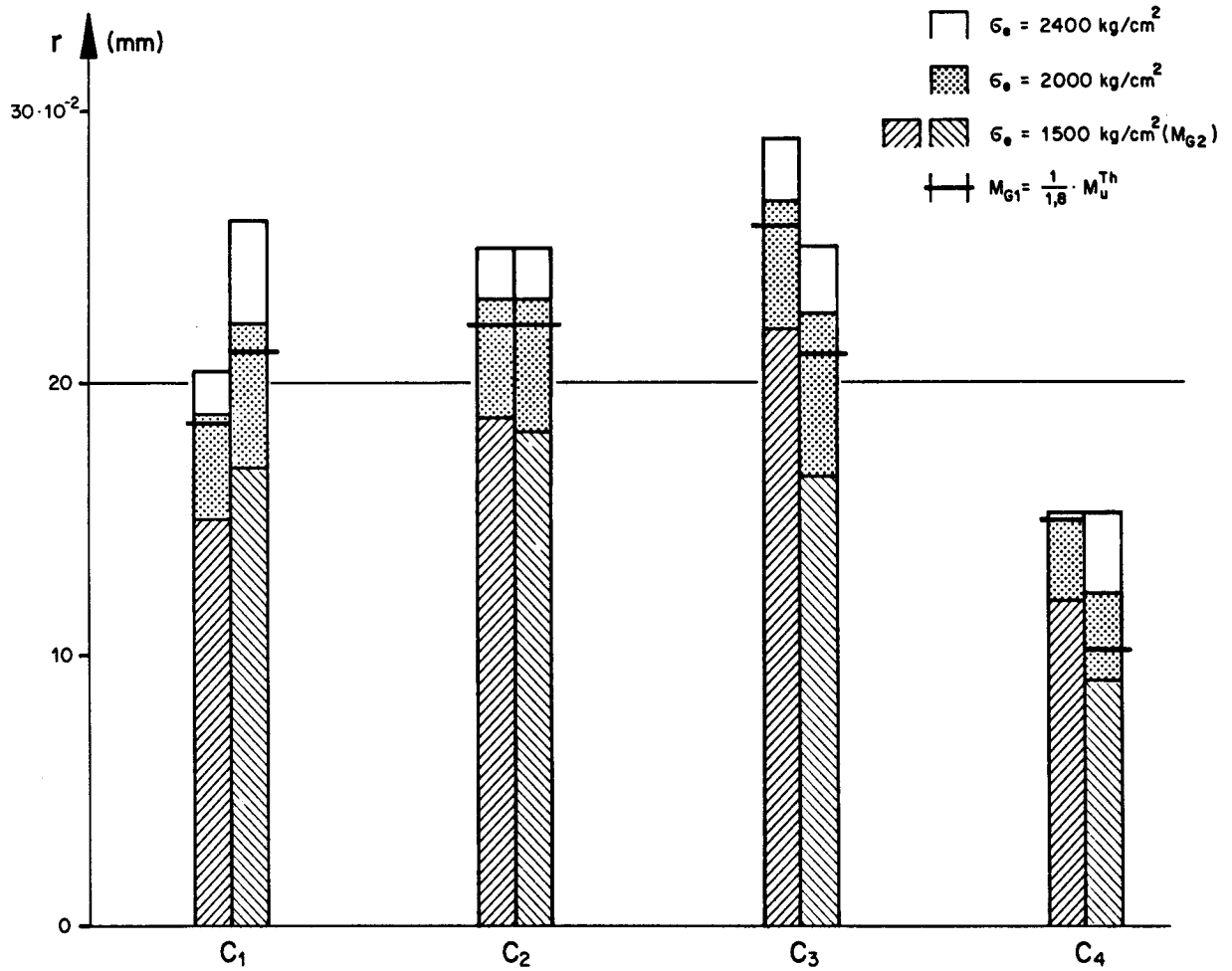


Bild 13 : Rissbreiten bei $M_{G1}, M_{G2}, \sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2, \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

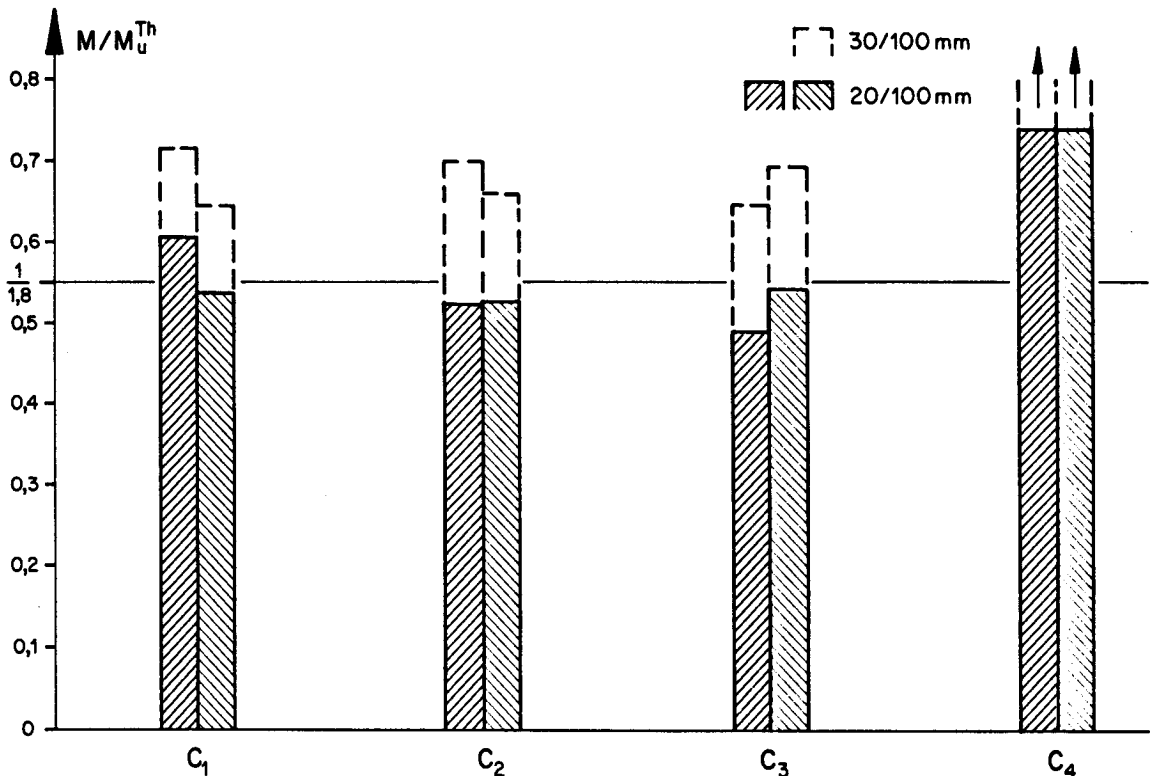


Bild 14 : Momente bei $r = 20/100 \text{ mm}$ resp. $30/100 \text{ mm}$

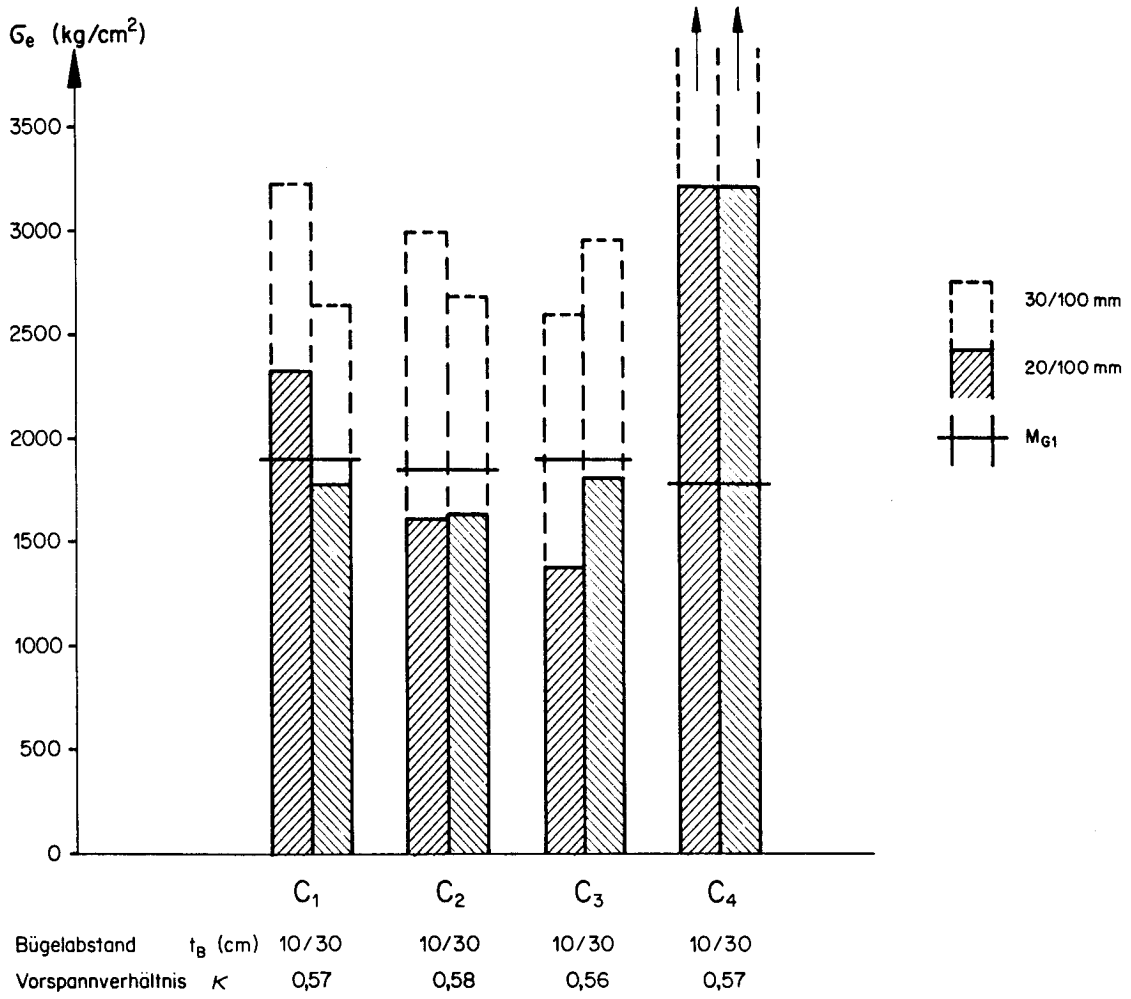


Bild 15: Stahlspannungen bei $r=20/100$ bzw. $30/100$ mm

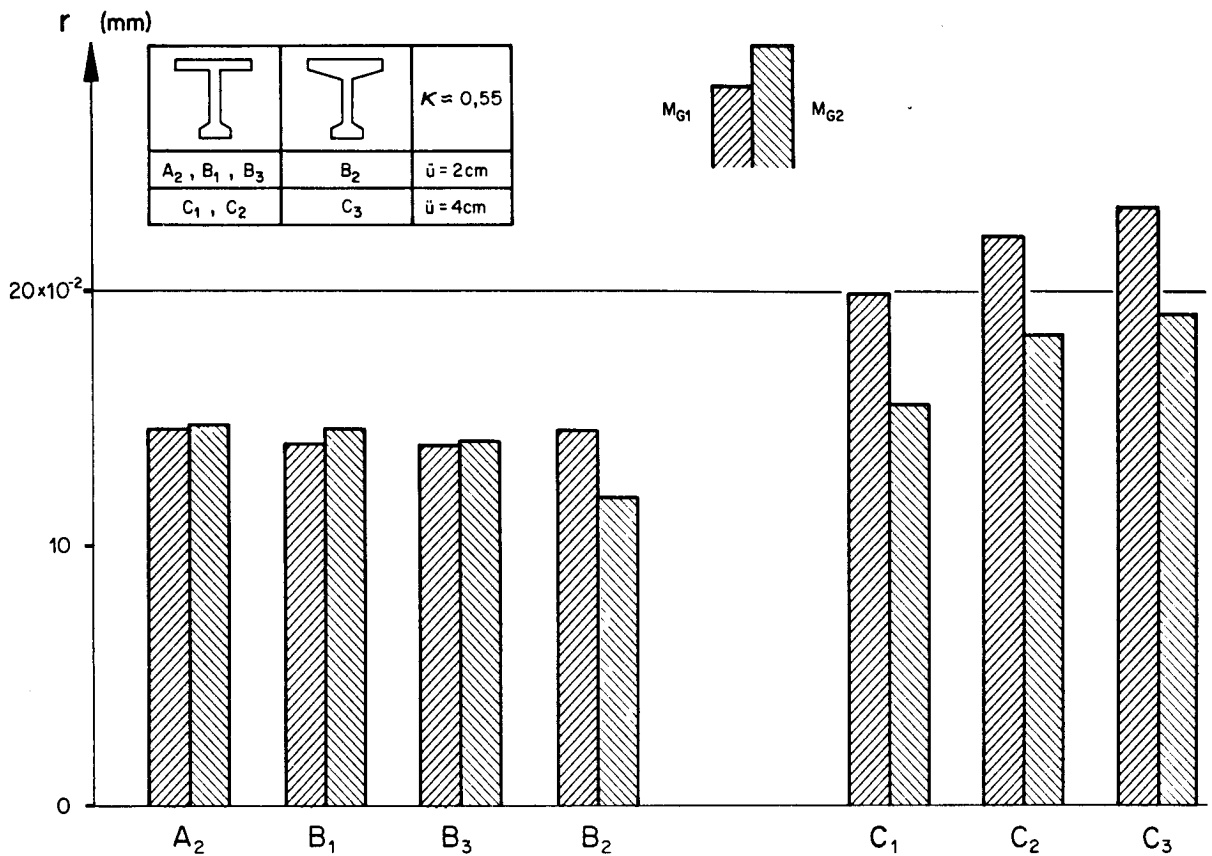


Bild 16: Vergleich der Rissbreiten im Gebrauchszustand

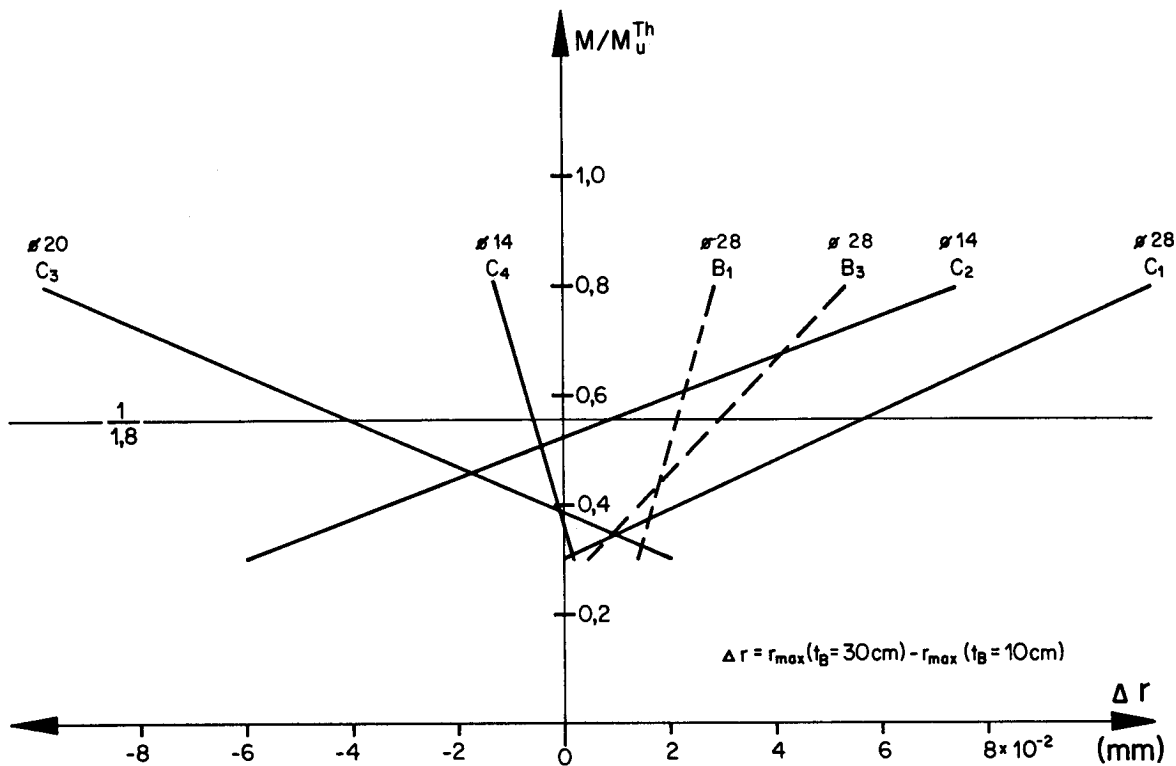


Bild 17: Einfluss des Bügelabstandes auf die maximale Rissbreite

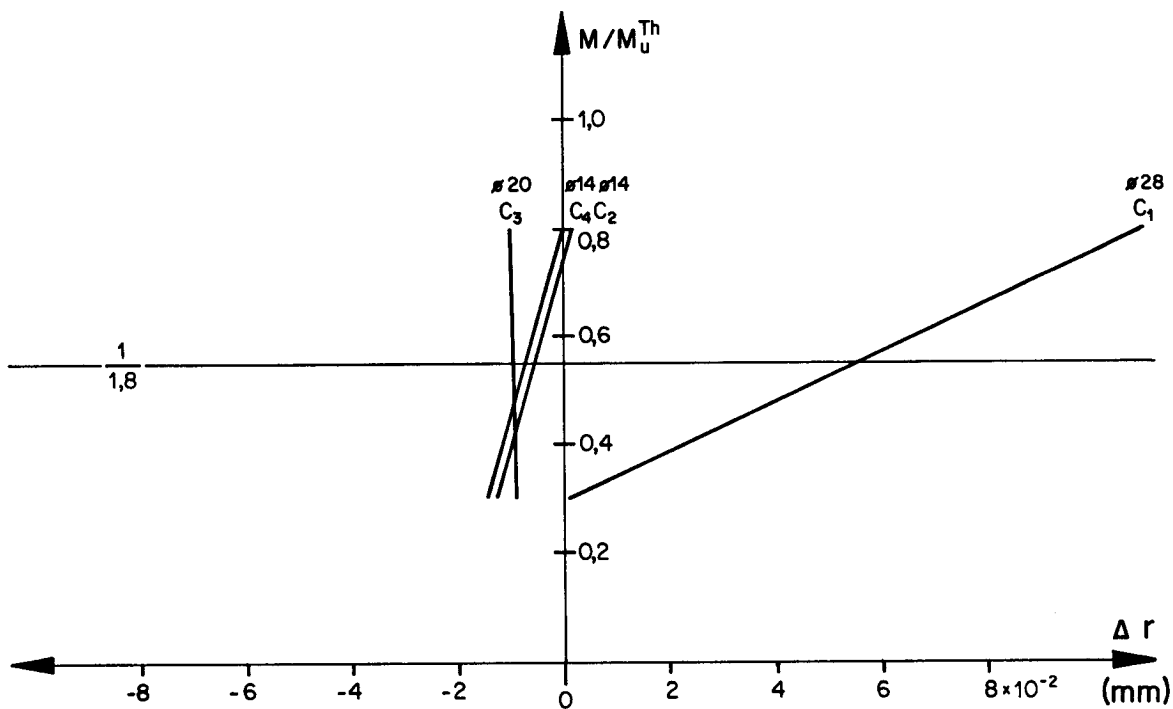


Bild 18 Einfluss des Bügelabstandes auf das Mittel der 3 grössten Risse

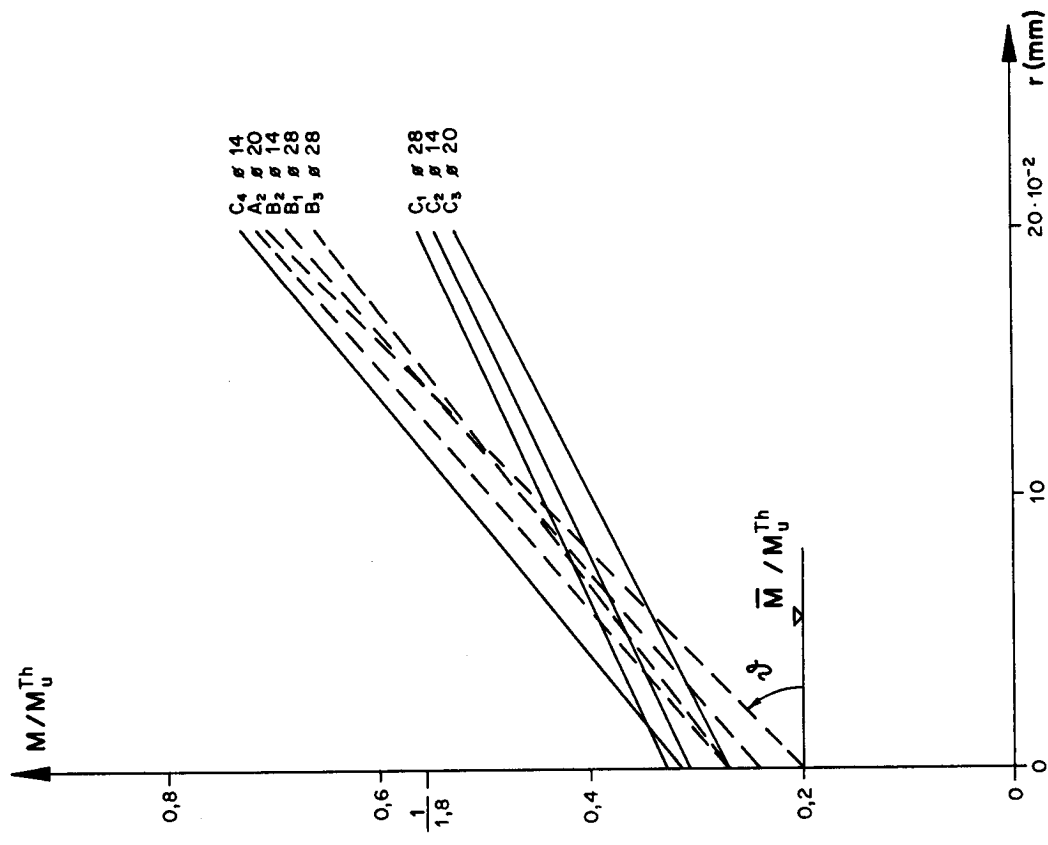


Bild 19 : Rissgeraden in Funktion von M/M_u^{Th}

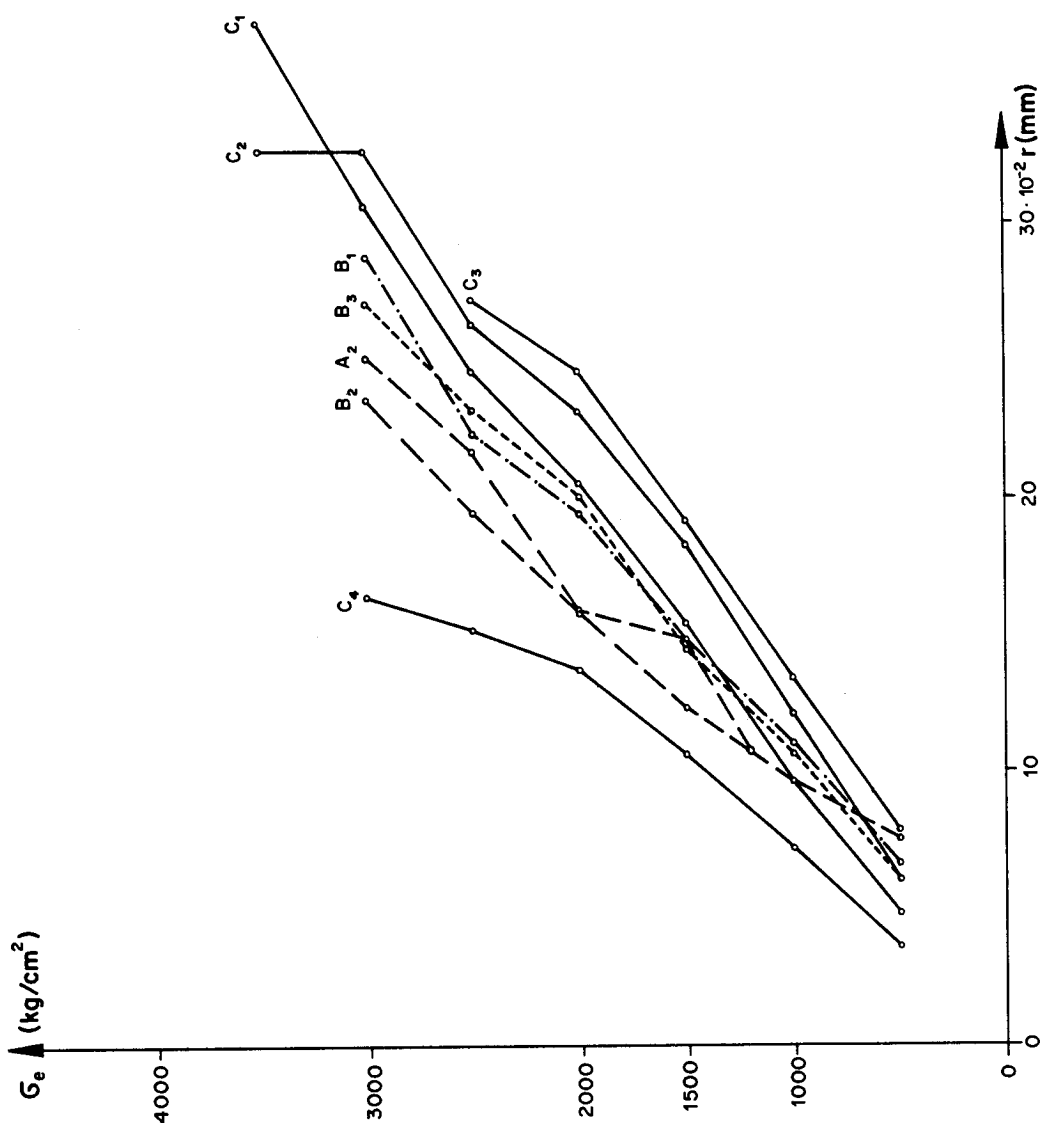


Bild 20 : Rissbreiten in Funktion von G_e

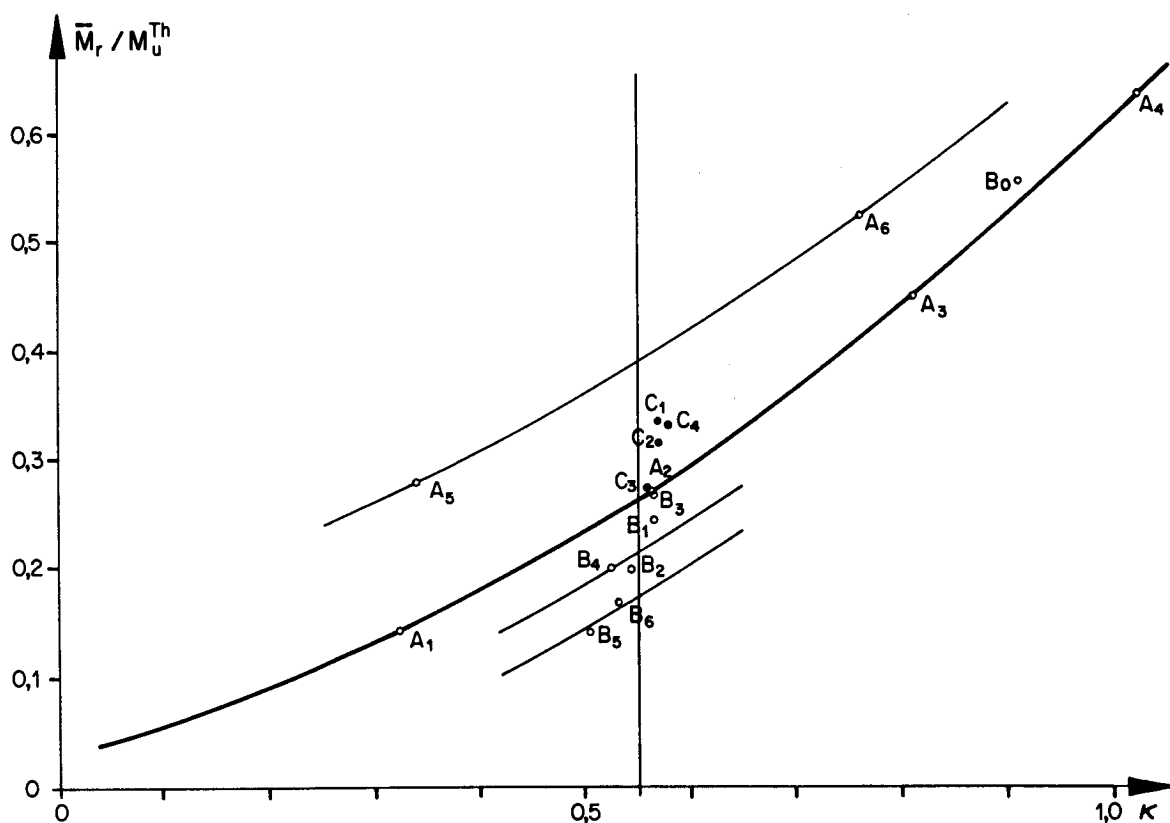


Bild 21: Rissmoment \bar{M}_r in Funktion vom Vorspannverhältnis κ

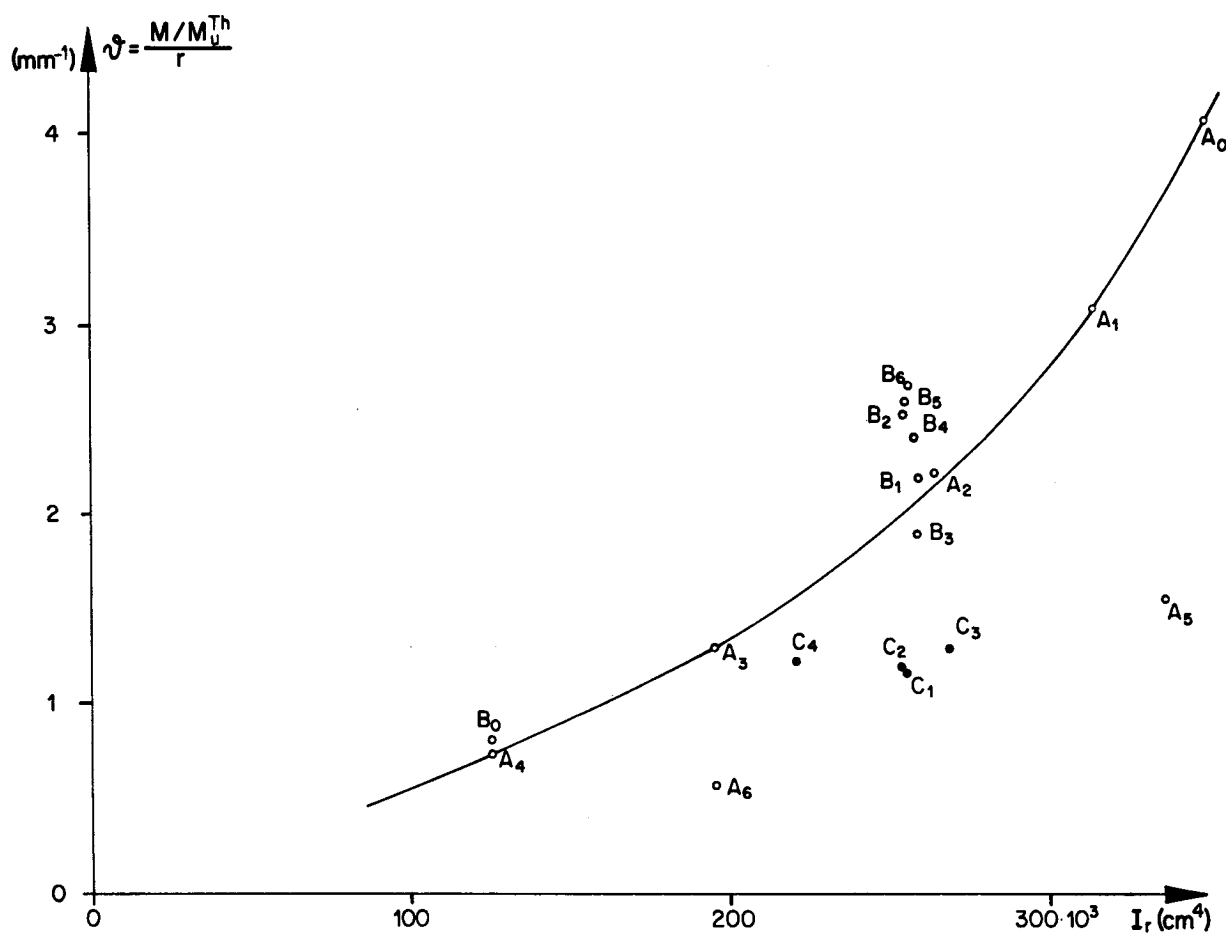


Bild 22: Neigungswinkel ϑ der Rissgerade in Funktion von I_r

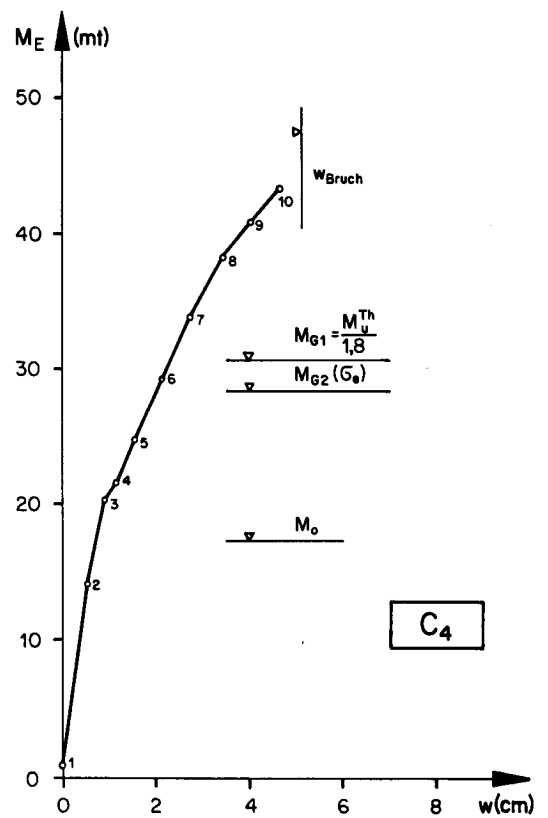
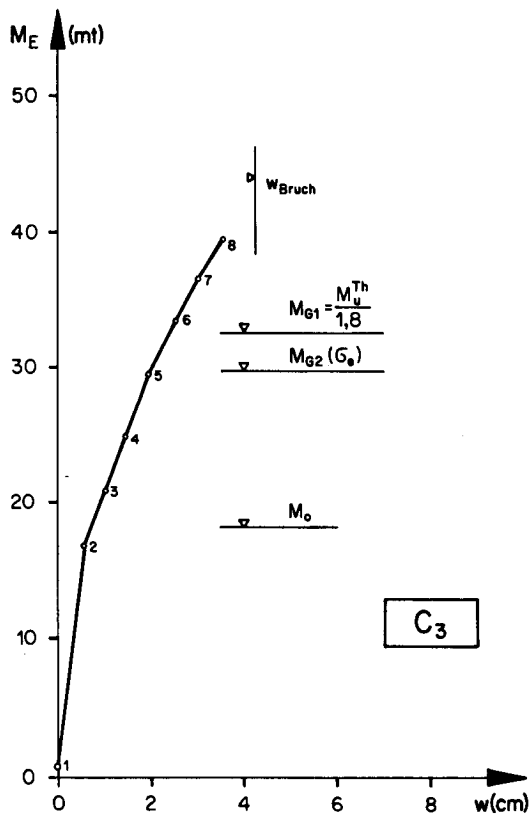
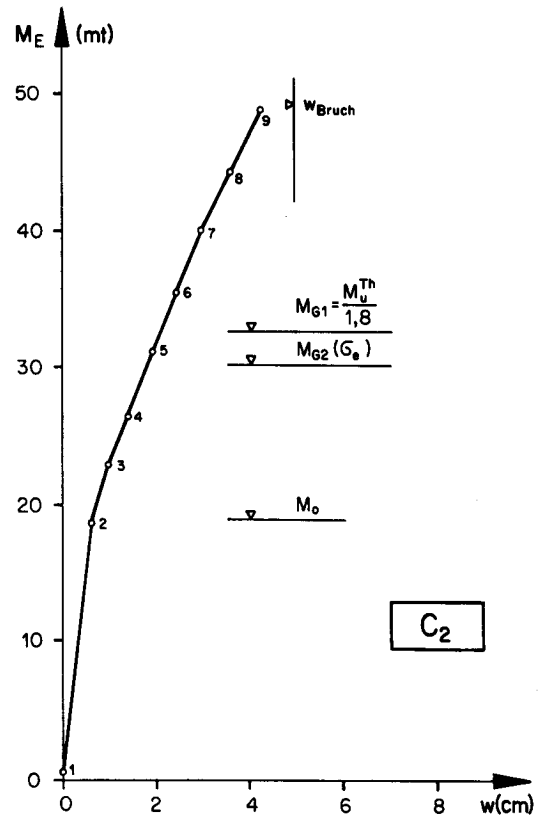
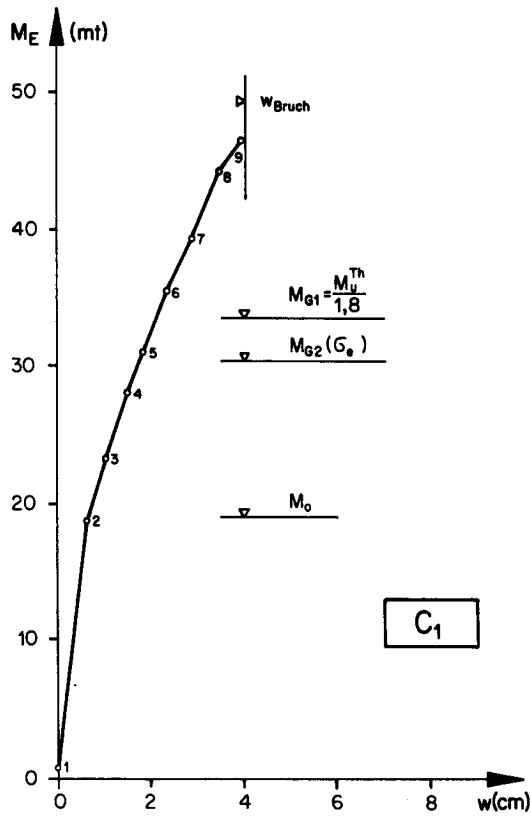


Bild 23: Durchbiegungen Balken C₁ bis C₄

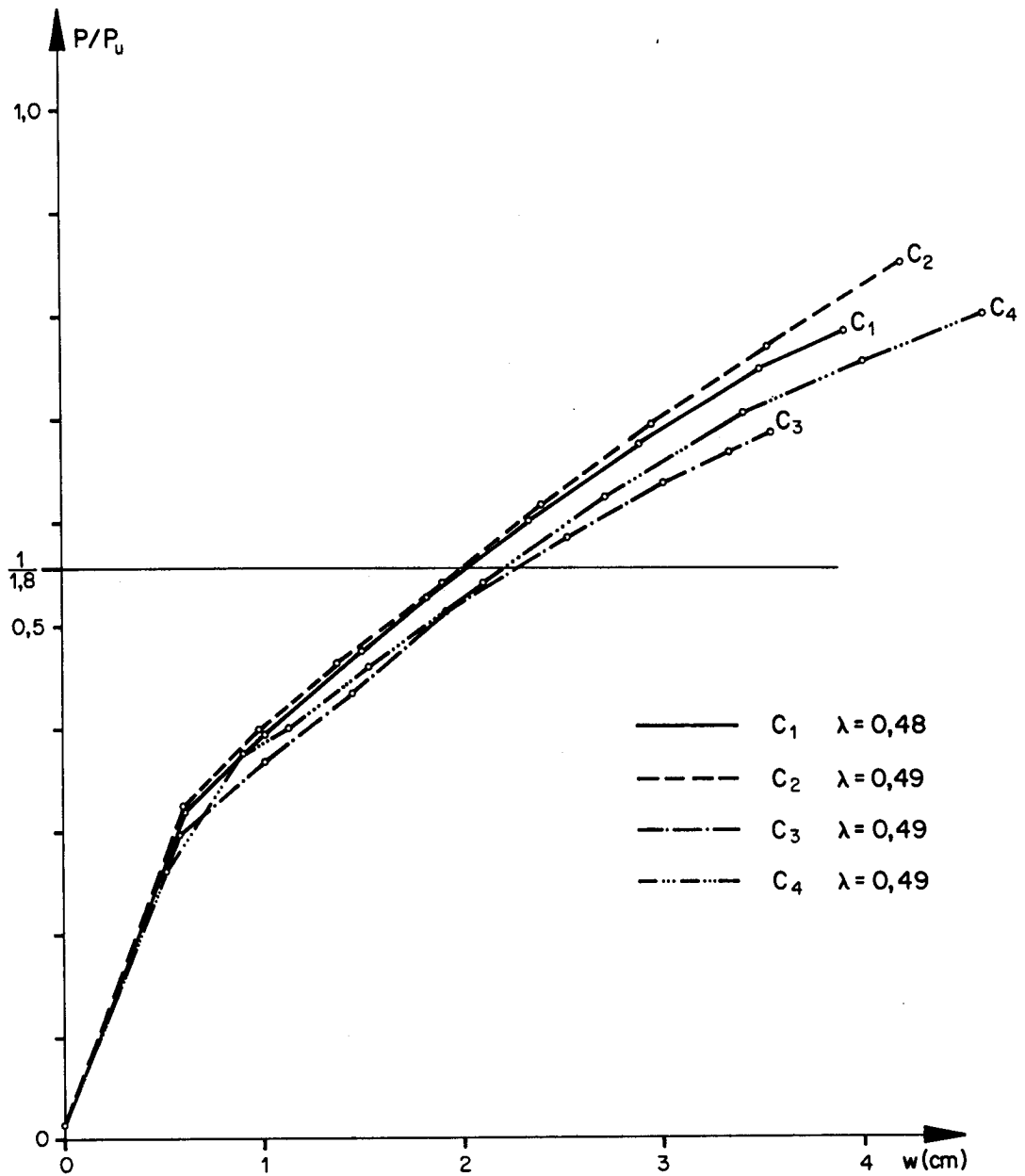


Bild 24: Balken C_1 bis C_4 : Durchbiegung in Feldmitte

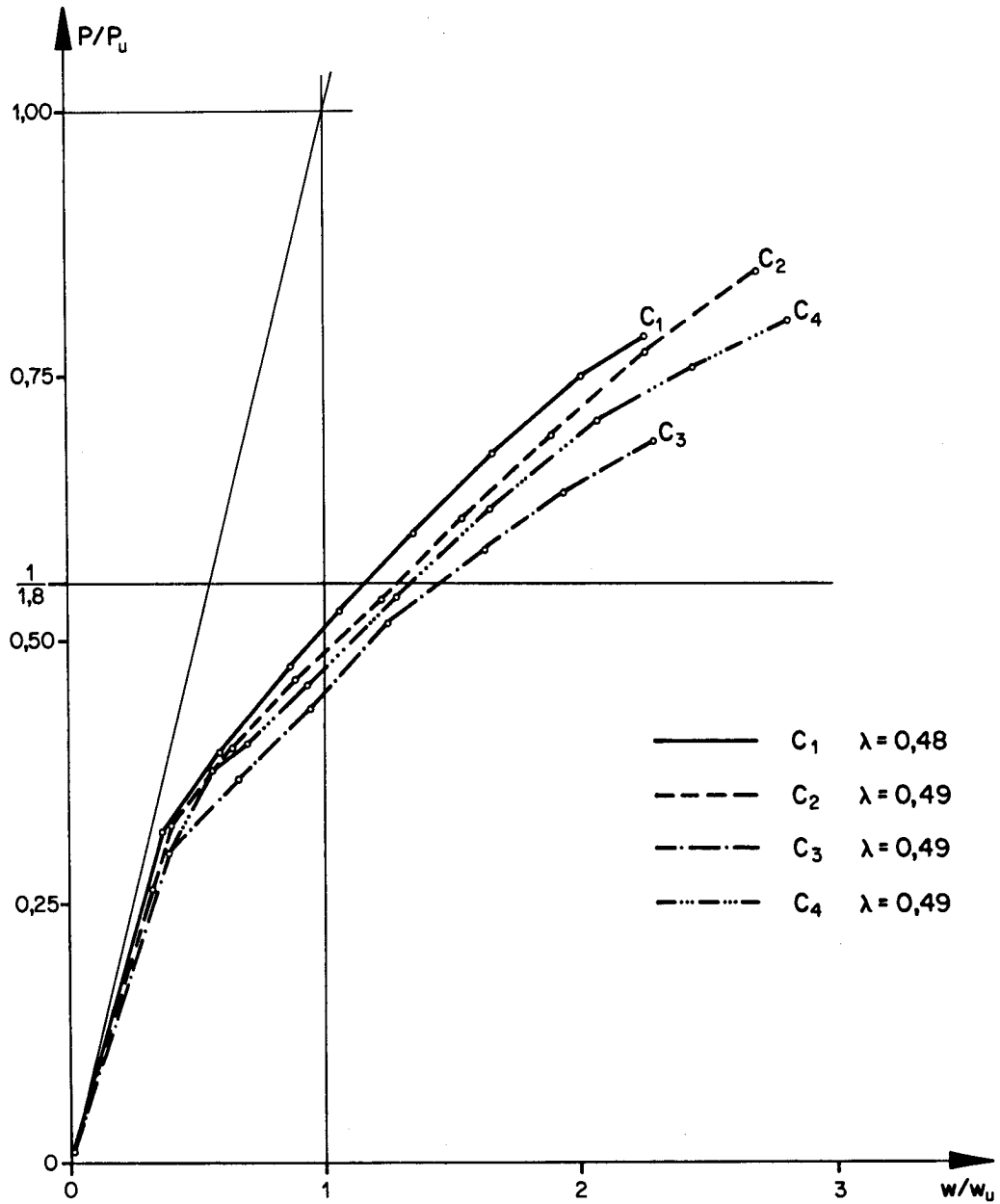


Bild 25 : Balken C_1 bis C_4 : Bezogene Durchbiegungen in Feldmitte

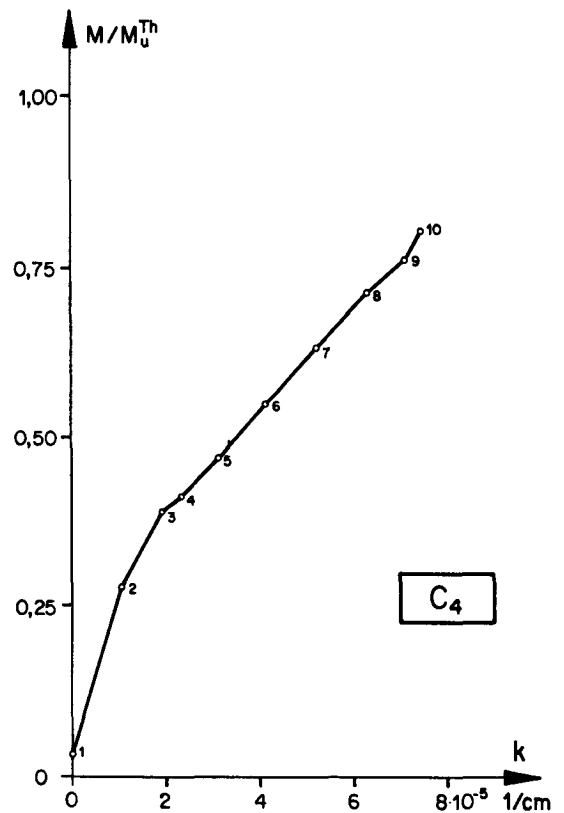
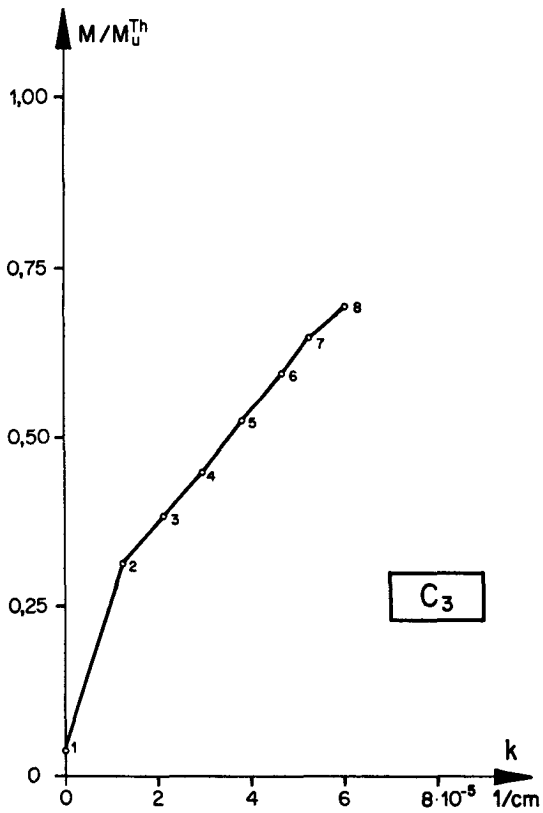
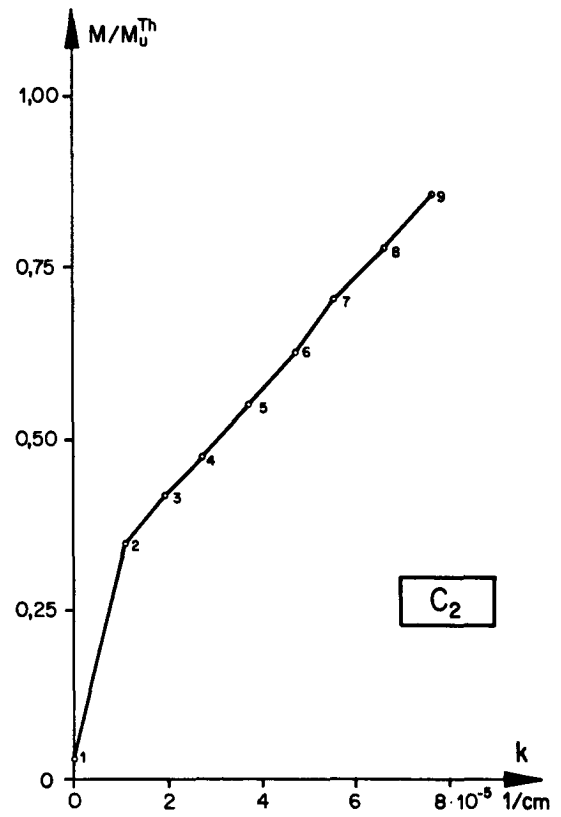
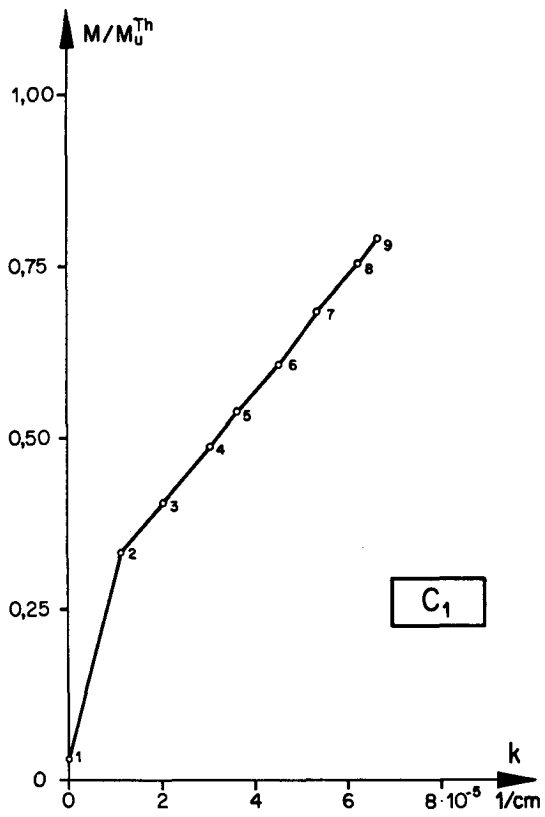


Bild 26: Krümmungen Balken C₁ bis C₄

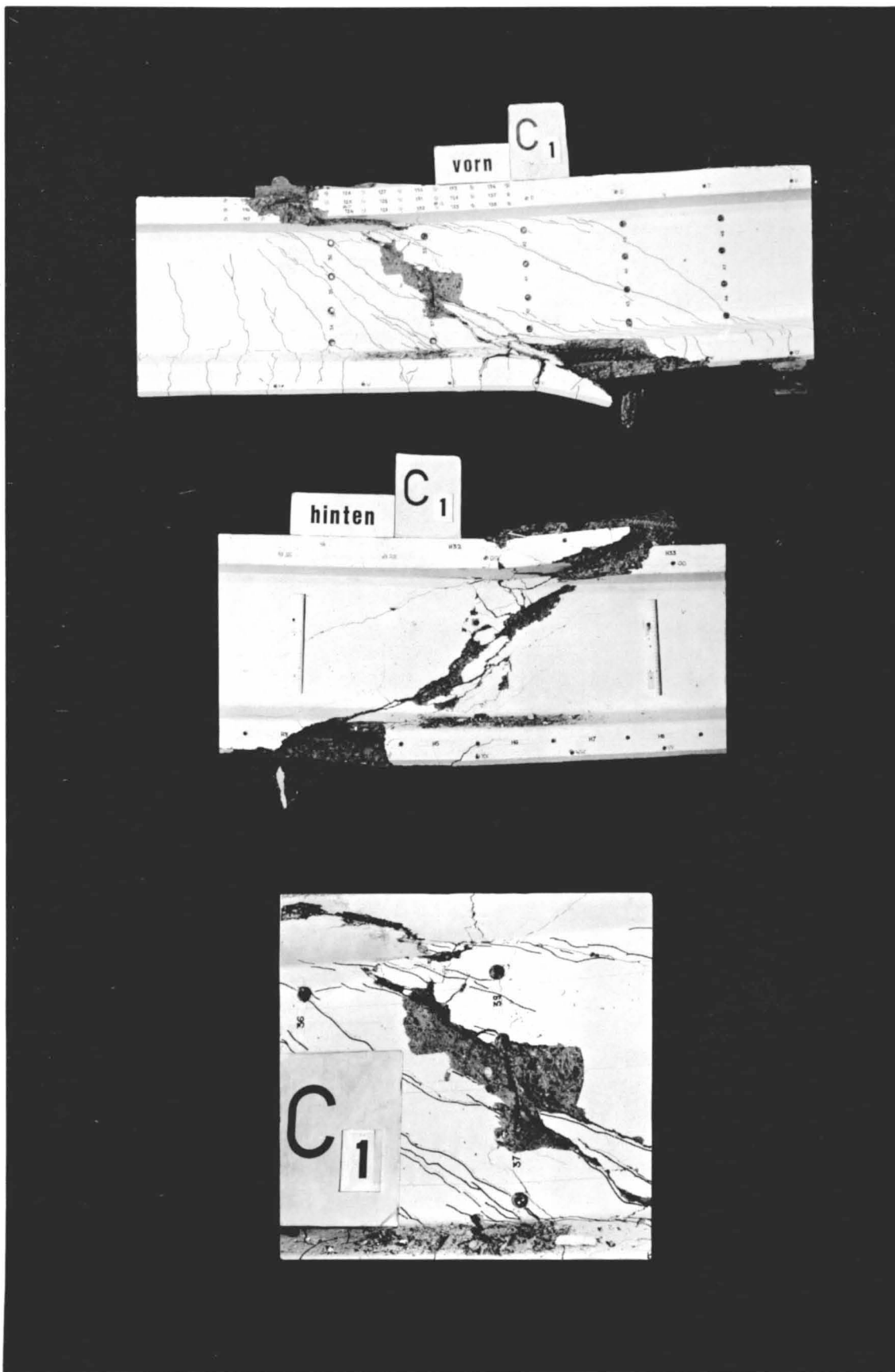


Bild 27: Balken C₁, rechts: Schubbruch SS 2

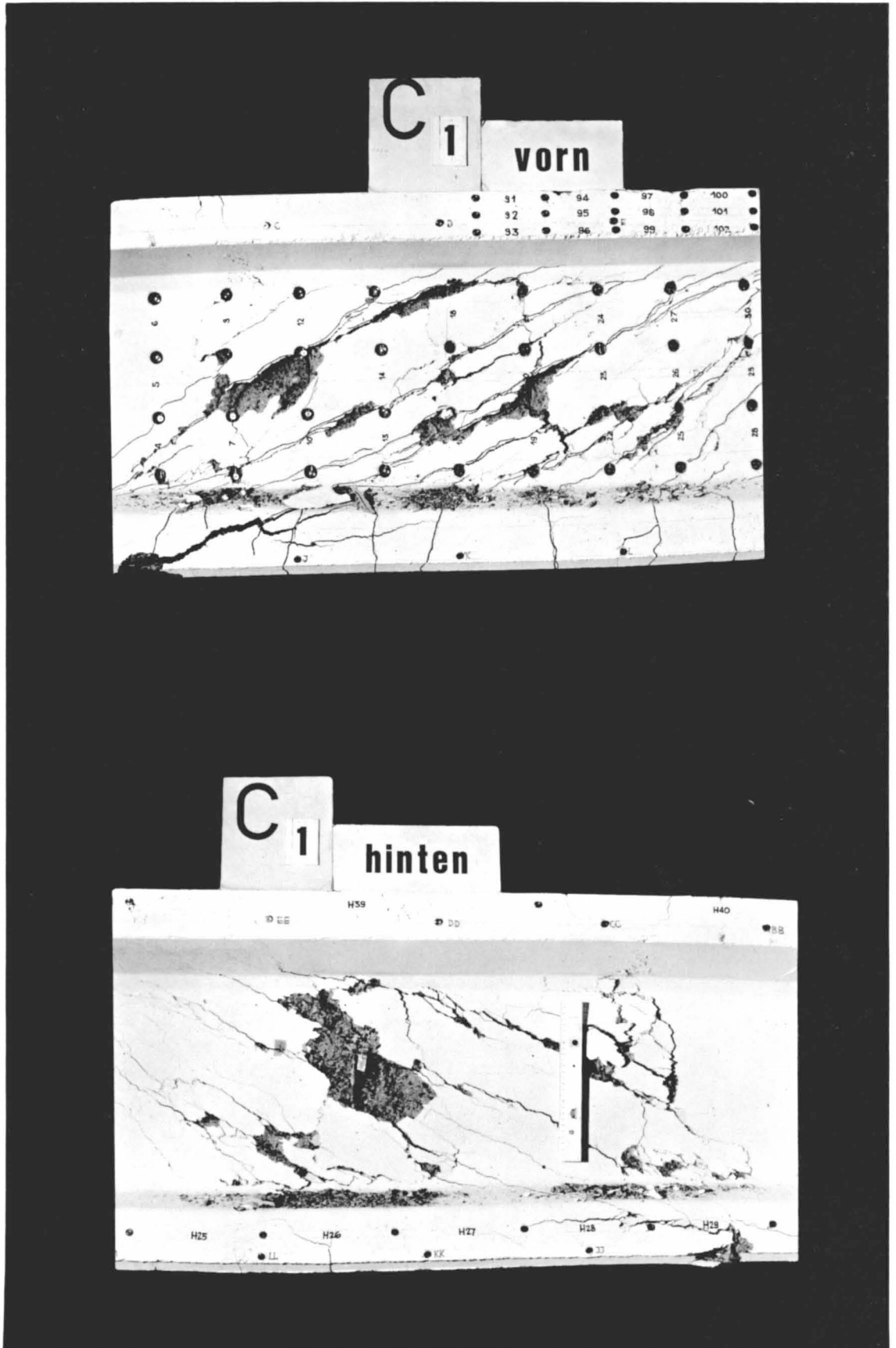


Bild 28: Balken C₁, links: Schubbruch SS 1

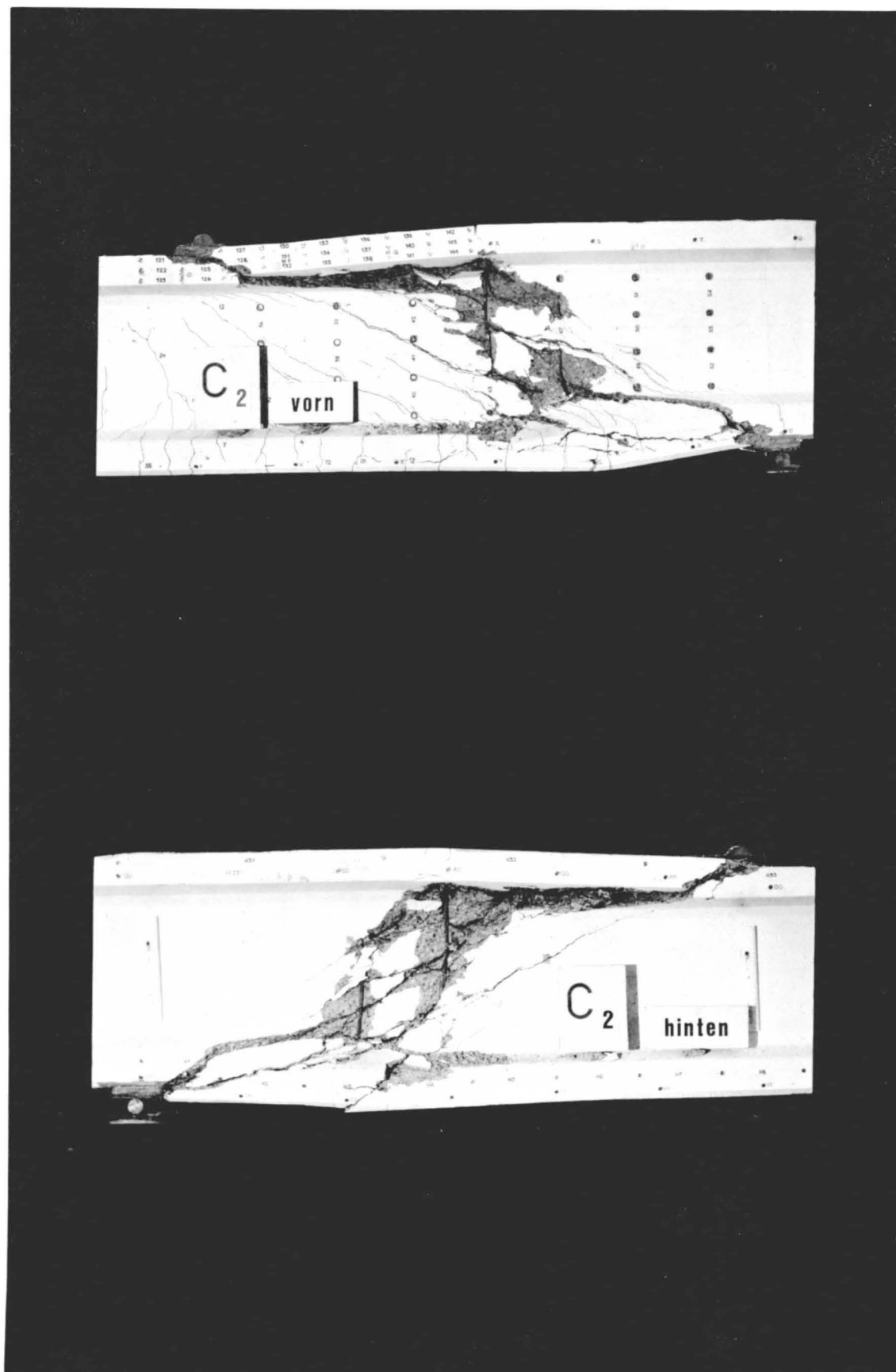


Bild 29: Balken C_2 , rechts: Schubbruch SS1

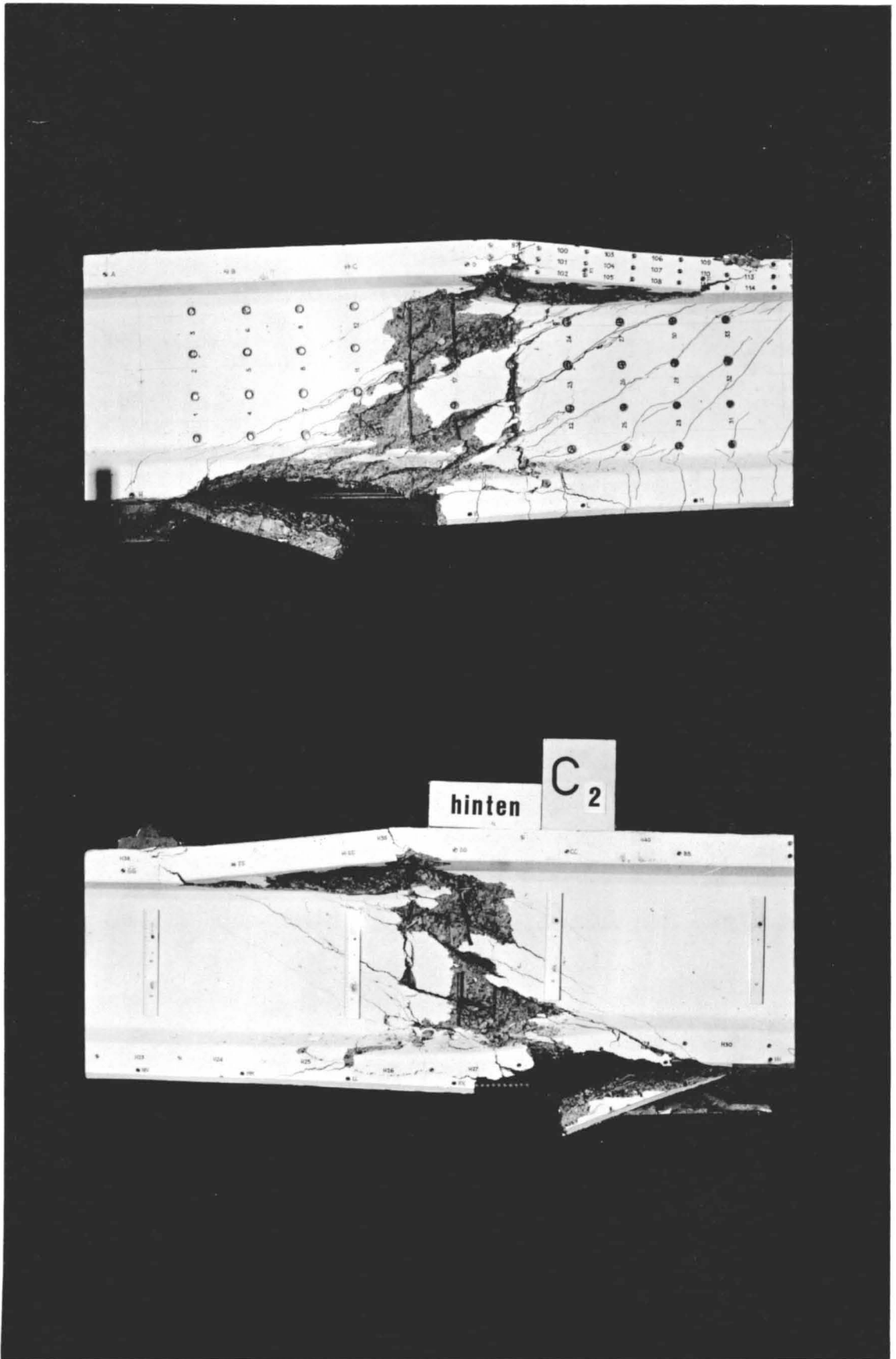


Bild 30: Balken C₂,links: Schubbruch SS 1

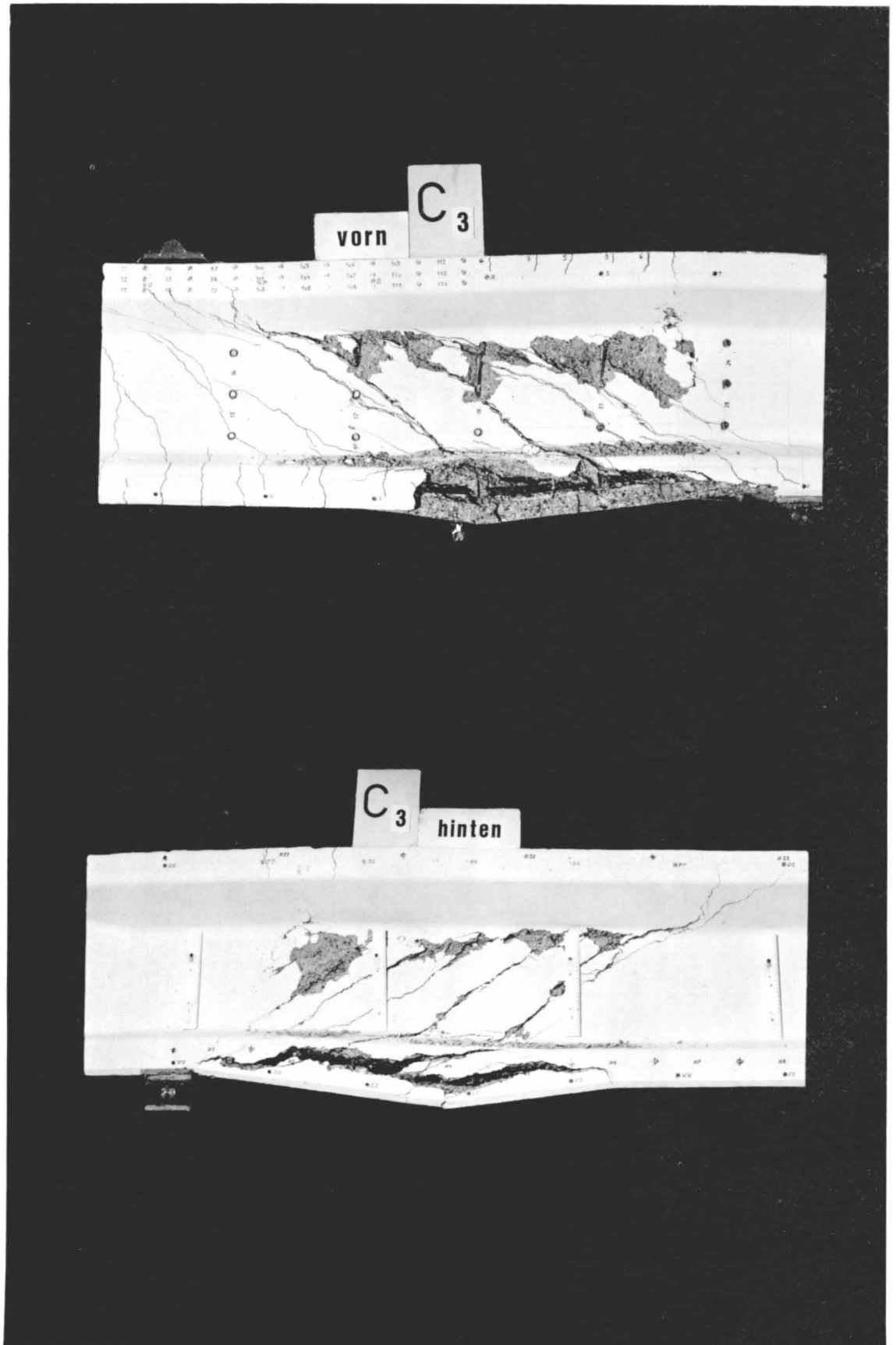


Bild 31: Balken C₃,rechts: Schubbruch SS 3

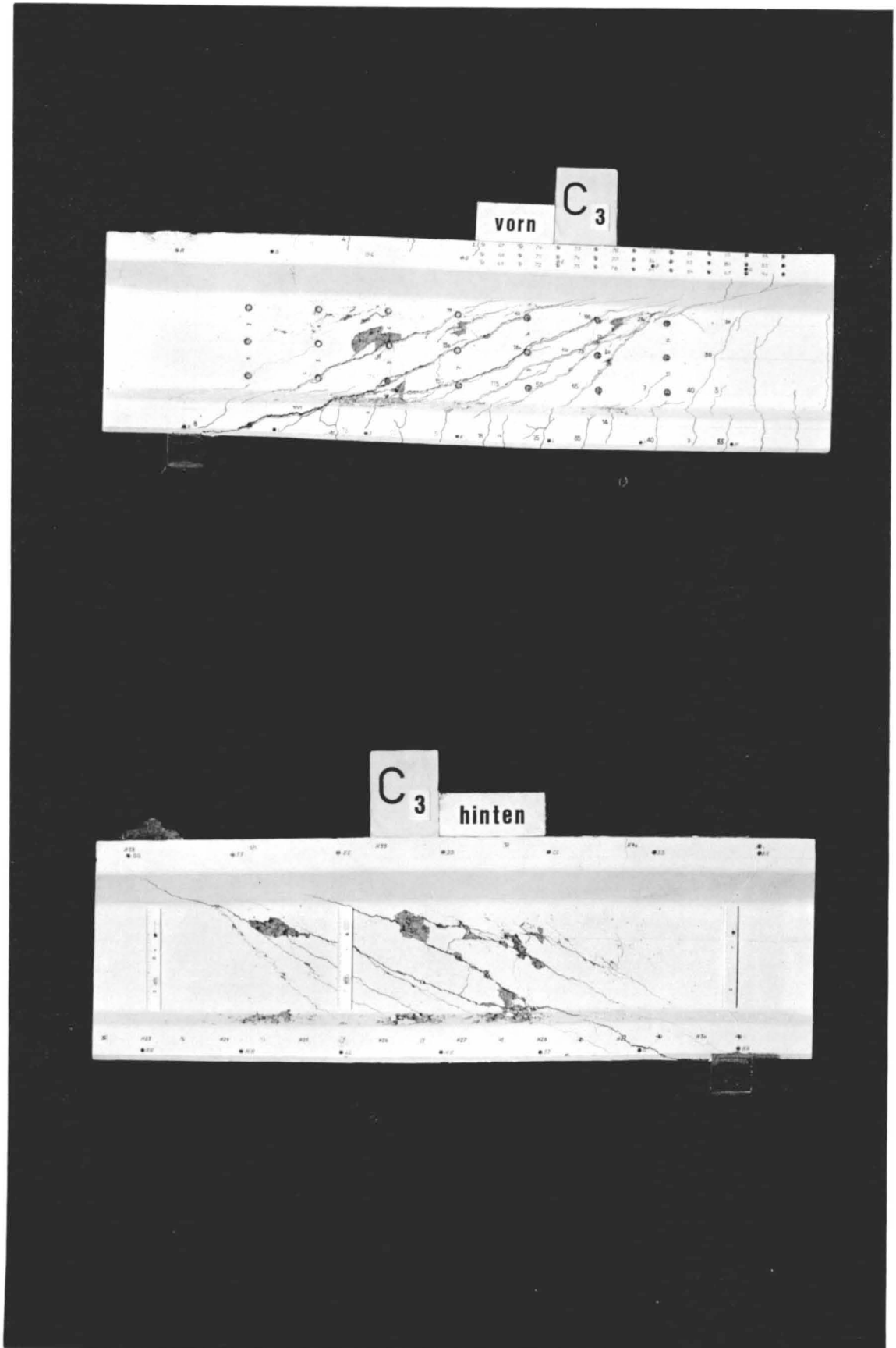


Bild 32: Balken C₃,links: Schubbruch SS1

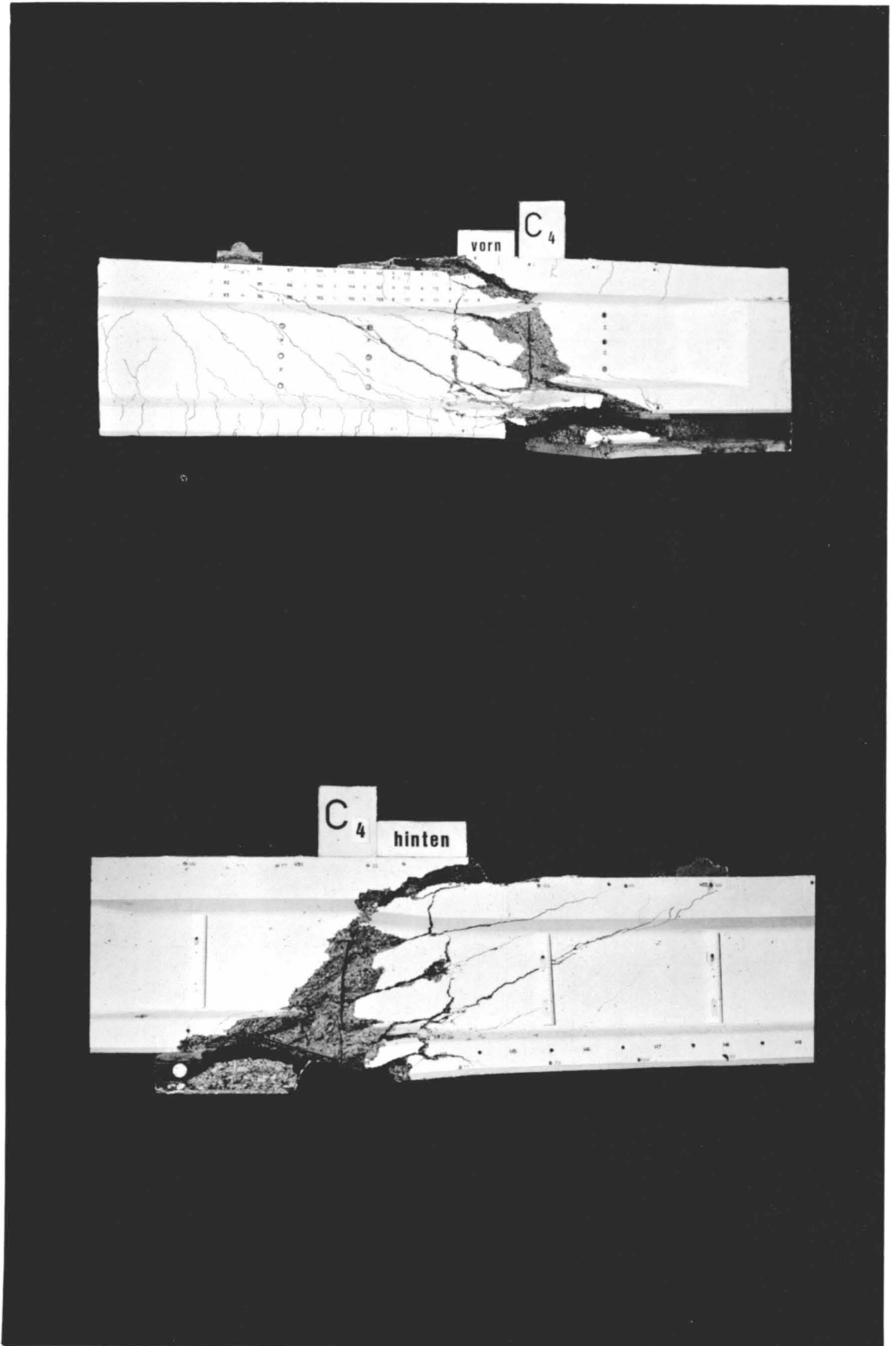


Bild 33: Balken C₄,rechts: Schubbruch SS 1

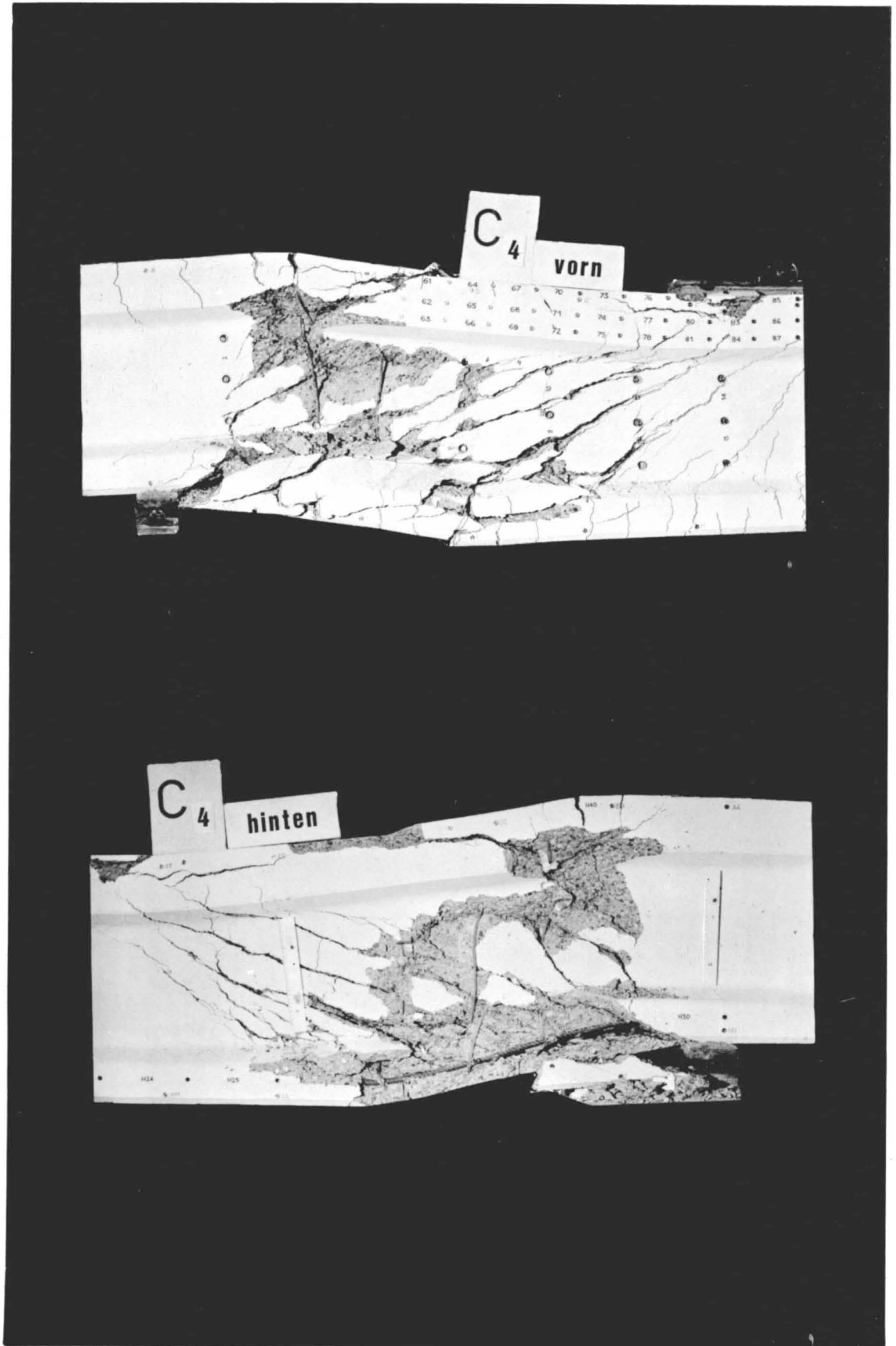


Bild 34: Balken C₄, links: Schubbruch VZ

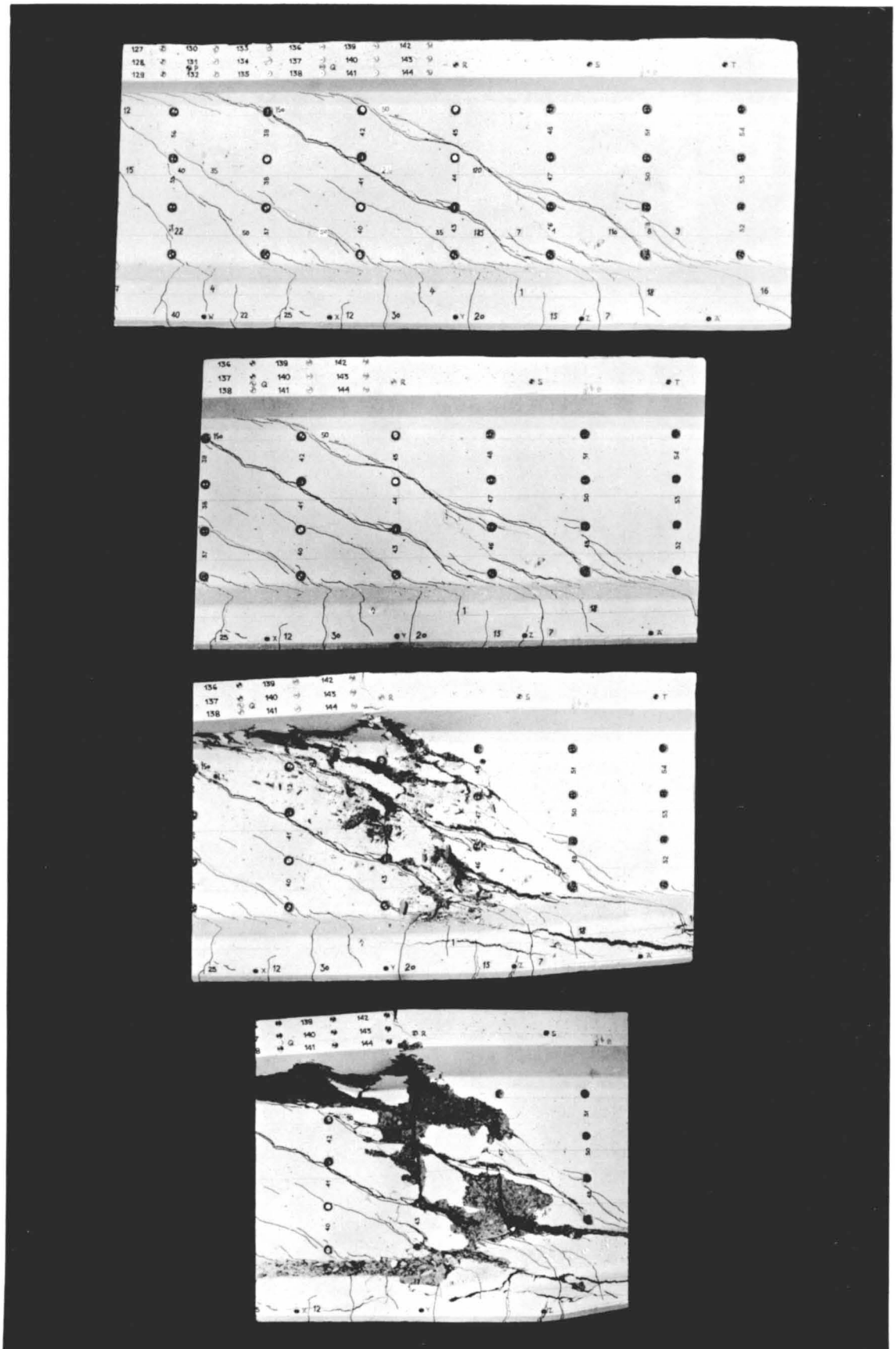


Bild 35 : Balken C_2 , rechts: Momentaufnahme eines Schubbruches SS 1

Dehnungen der Armierungen	Armierungsverhältnisse	Bruchart	Lokalisierung
Schub : $\epsilon_s < \epsilon_{fl}$ Längs : $\epsilon_L < \epsilon_{fl}$	Schub : überarmiert Längs : überarmiert	S : Stauchungsbruch	
Schub : $\epsilon_s < \epsilon_{fl}$ Längs : $\epsilon_L > \epsilon_{fl}$	Schub : überarmiert Längs : unterarmiert	S : Stauchungsbruch (selten)	
Schub : $\epsilon_s > \epsilon_{fl}$ Längs : $\epsilon_L < \epsilon_{fl}$	Schub : unterarmiert Längs : überarmiert	SS : Stauchung - Schiebungs- Bruch V : Verankerungsbruch	[SS1 : Steg SS2 : Steg - Druckflansch SS3 : Steg - Zugflansch VD : Druckflansch VZ : Zugflansch
Schub : $\epsilon_s > \epsilon_{fl}$ Längs : $\epsilon_L > \epsilon_{fl}$	Schub : unterarmiert Längs : unterarmiert	BS : Biegeschubbruch S : Stauchungsbruch (sehr selten)	

Bild 36: Klassifikation der Schubbrüche nach Stahlfließen ϵ_{fl}

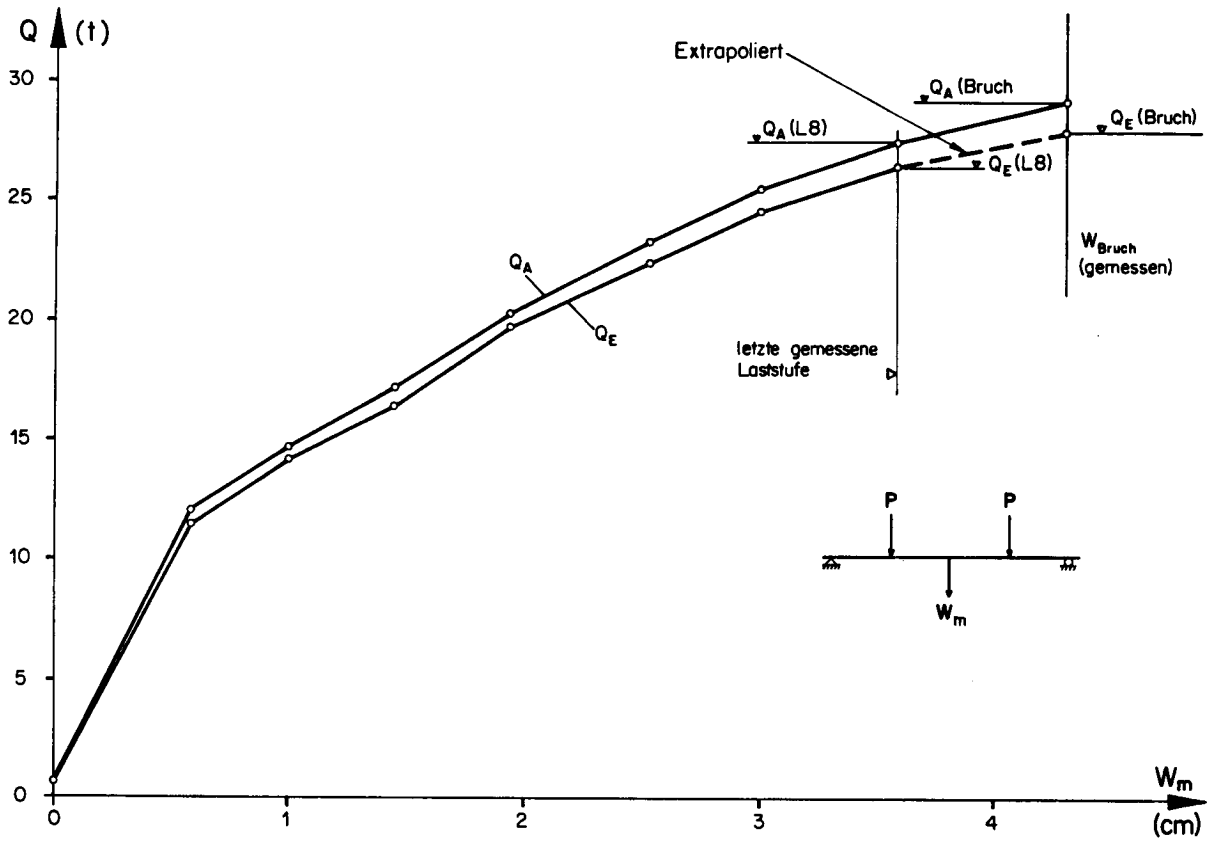


Bild 37: Q-w-Diagramm C₃ (LI)

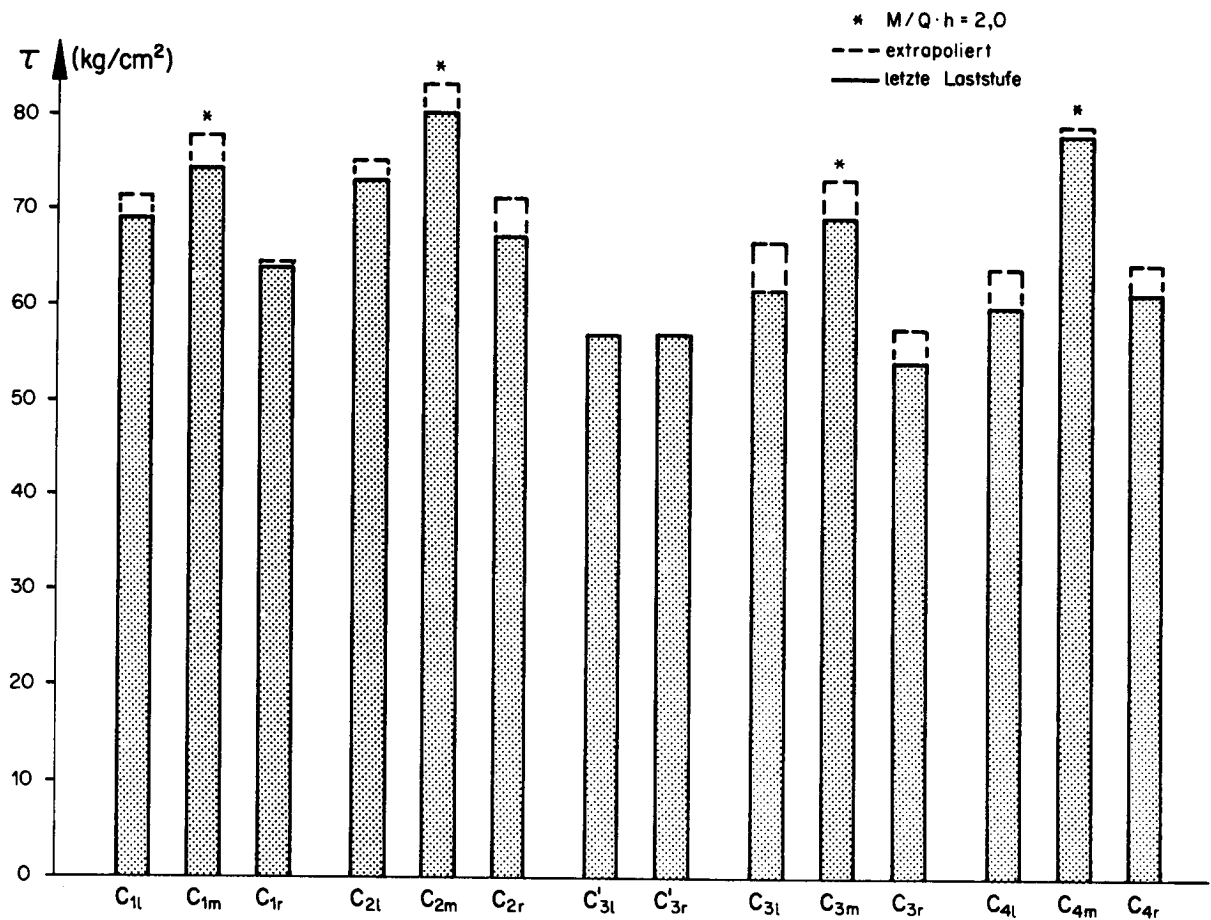


Bild 38: Maximale nominelle Schubspannungen

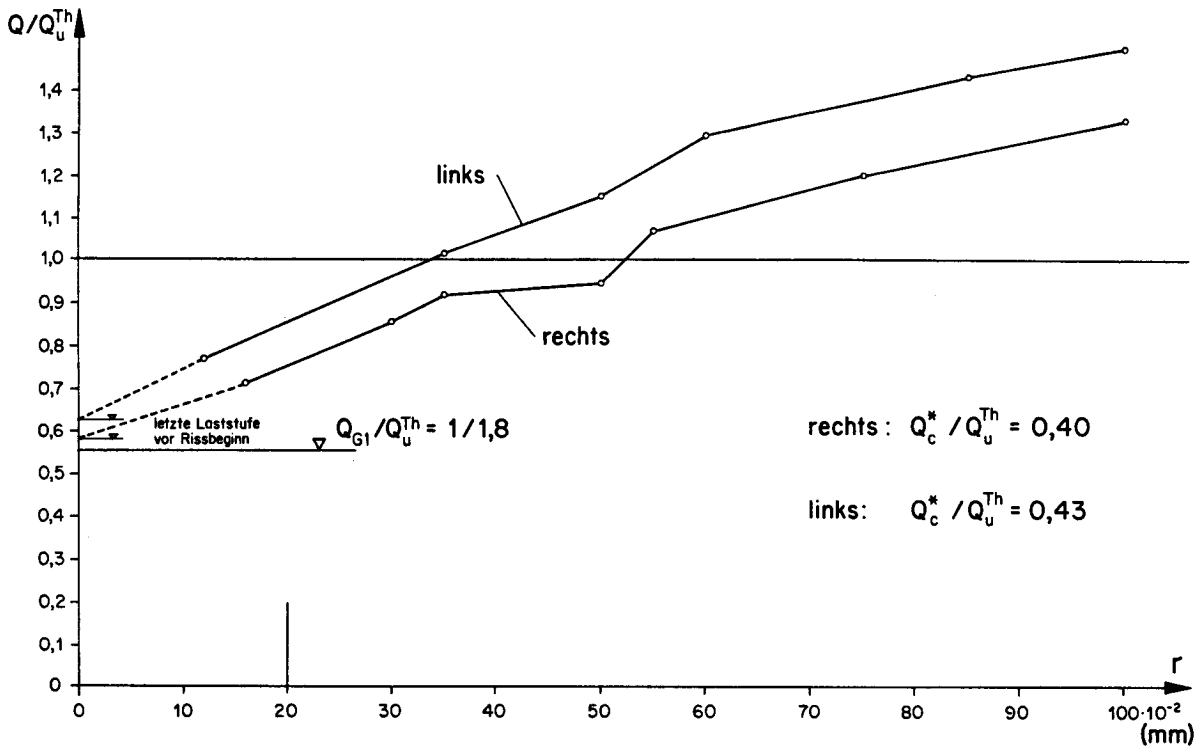


Bild 39: Balken C₁: Maximale Rissbreiten r

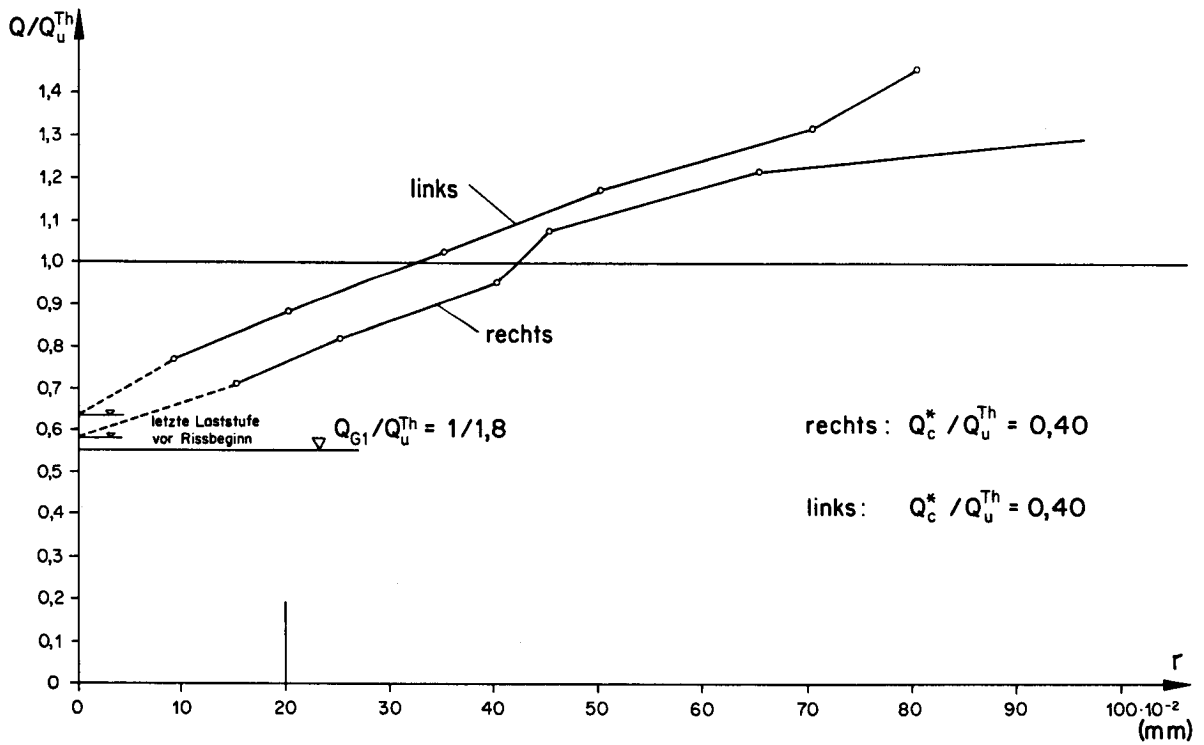
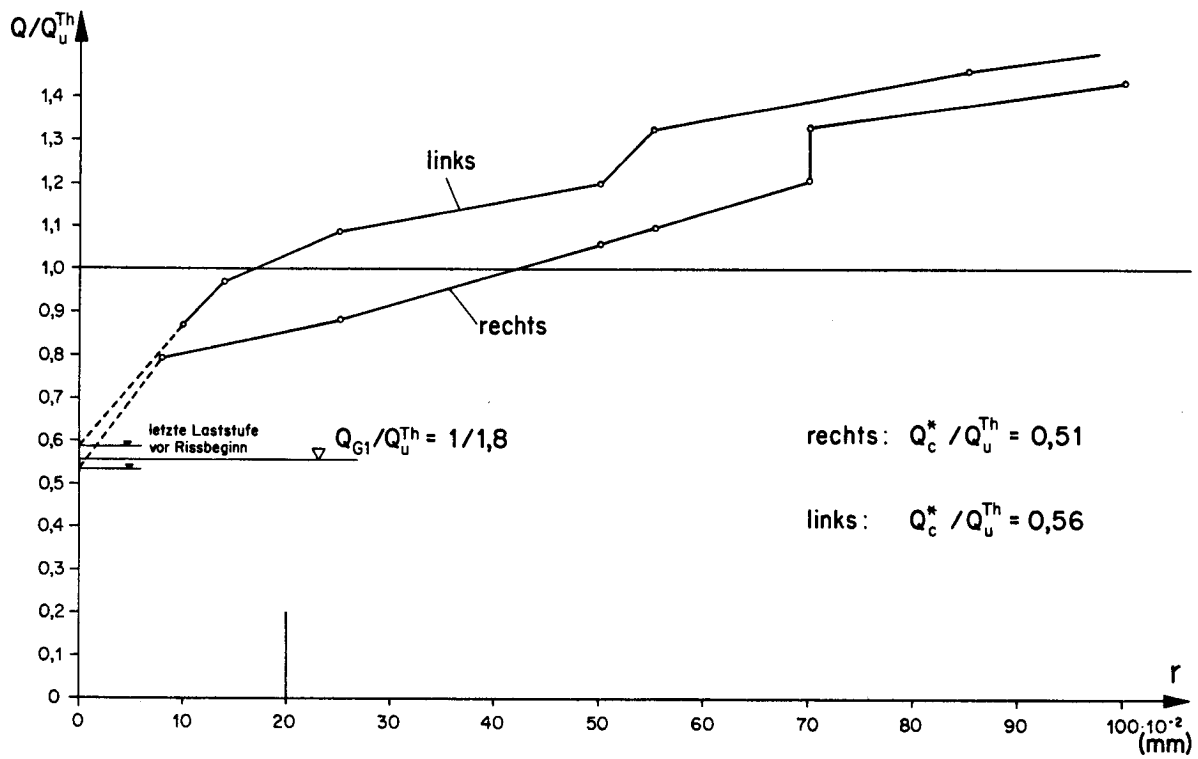
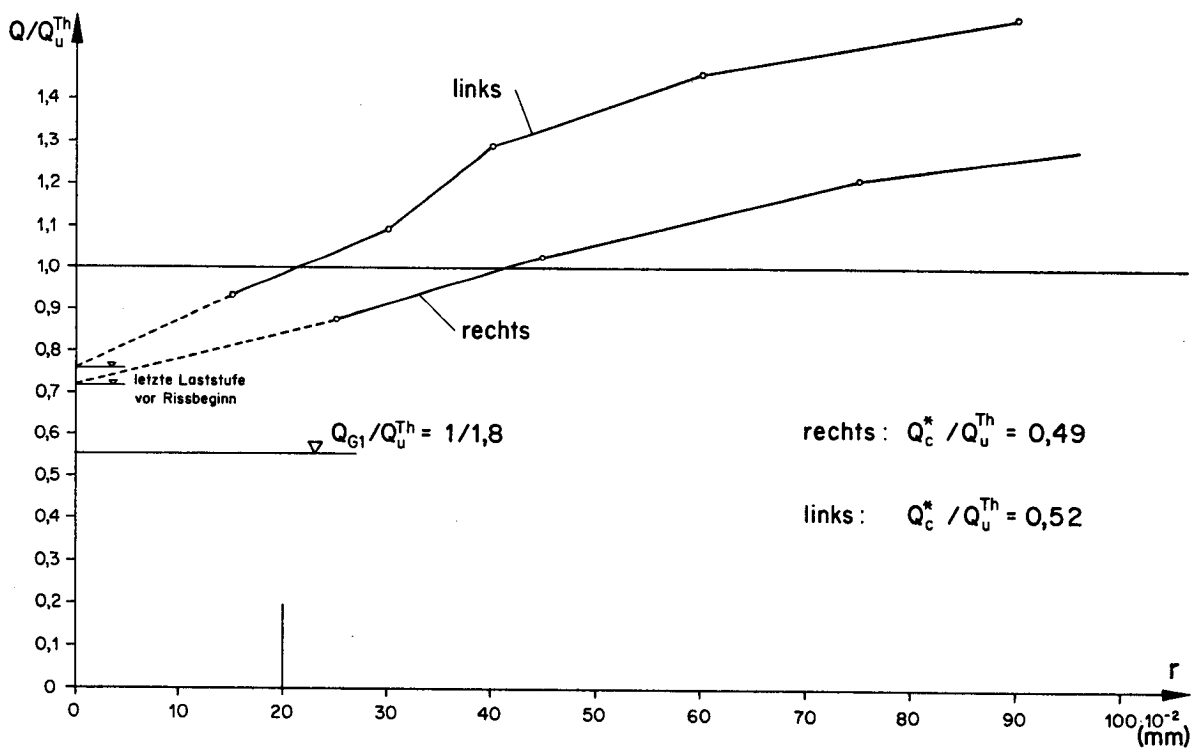


Bild 40: Balken C₂: Maximale Rissbreiten r

Bild 41: Balken C'_3 : Maximale Rissbreiten r Bild 42: Balken C_3 : Maximale Rissbreiten r

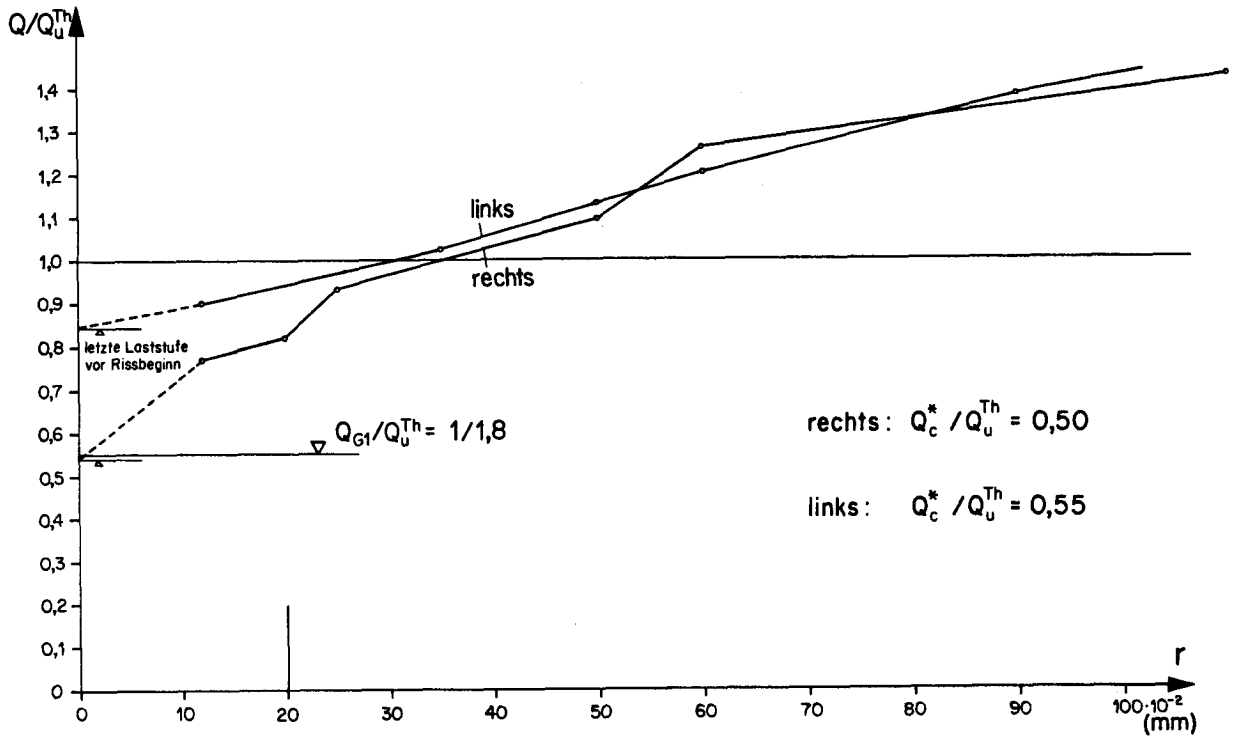


Bild 43: Balken C₄: Maximale Rissbreiten r

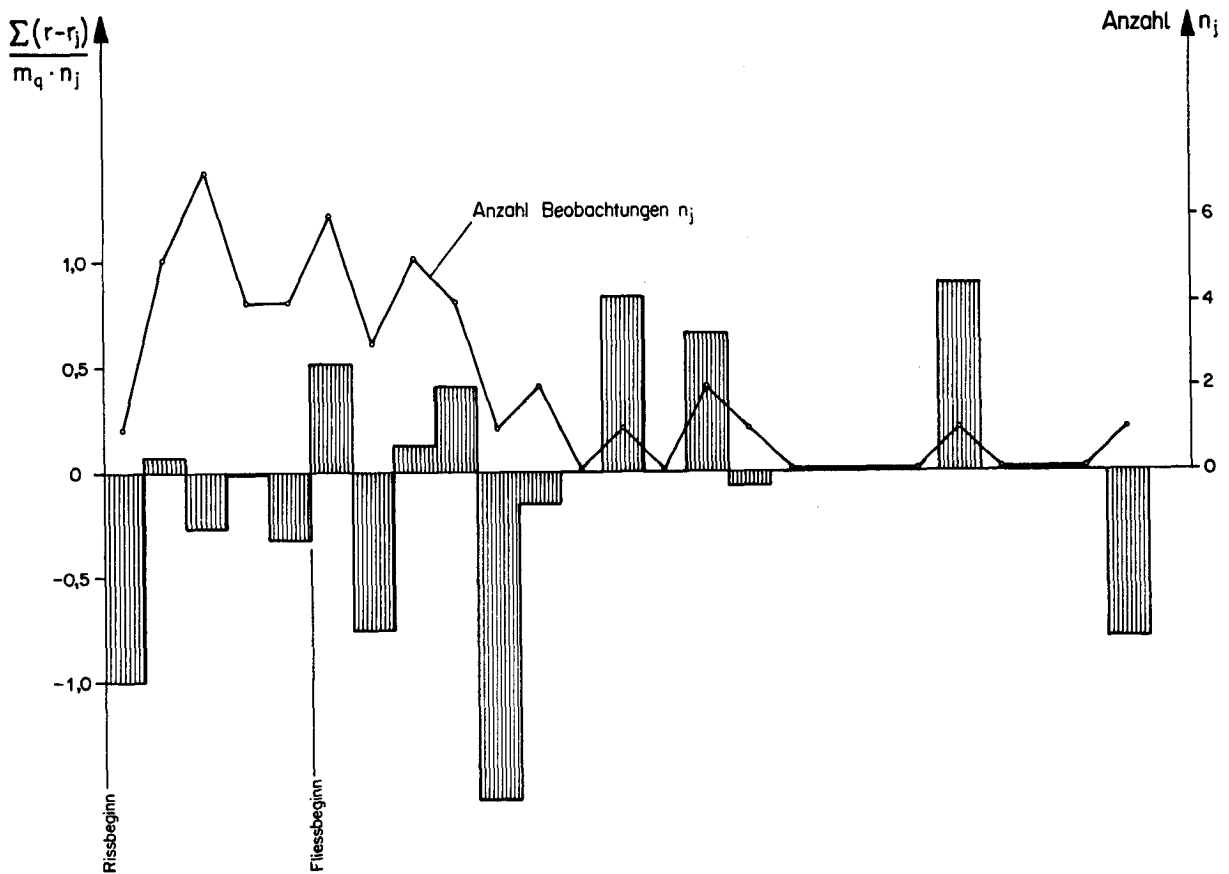


Bild 44 : Abweichungen der Rissbreiten

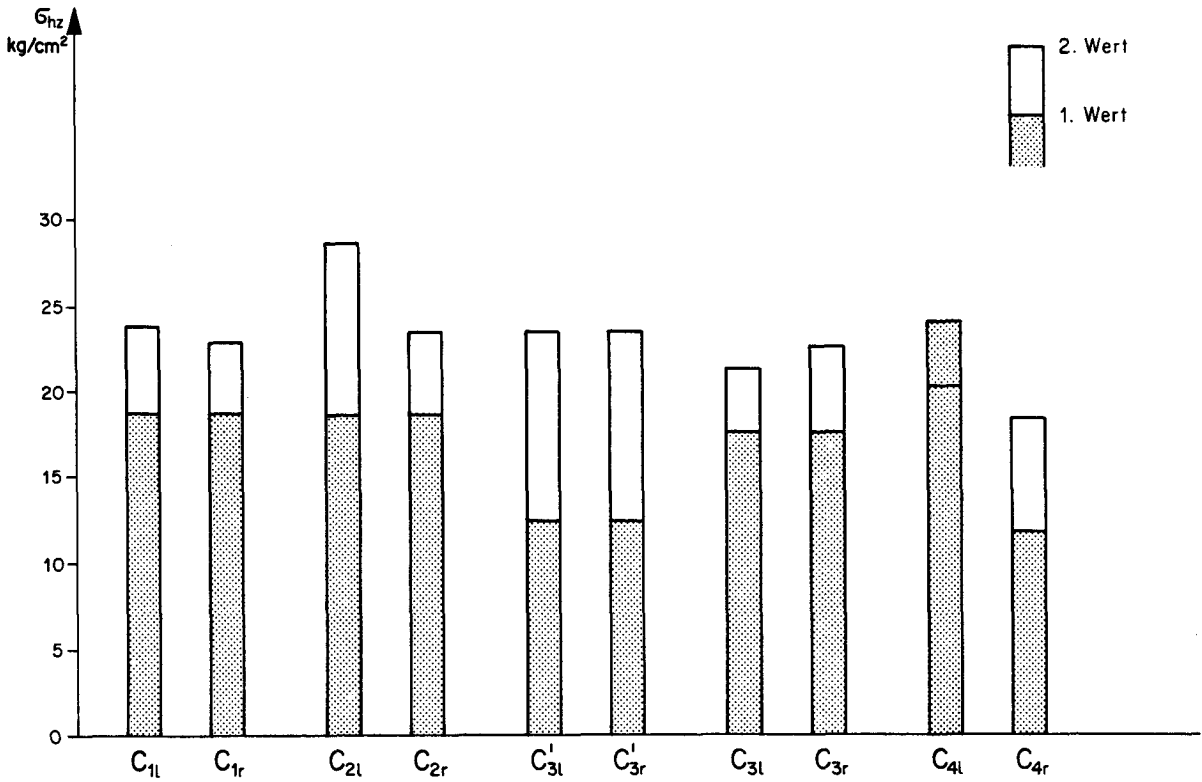


Bild 45 : Grenzwerte der Hauptzugspannungen bei Rissbeginn

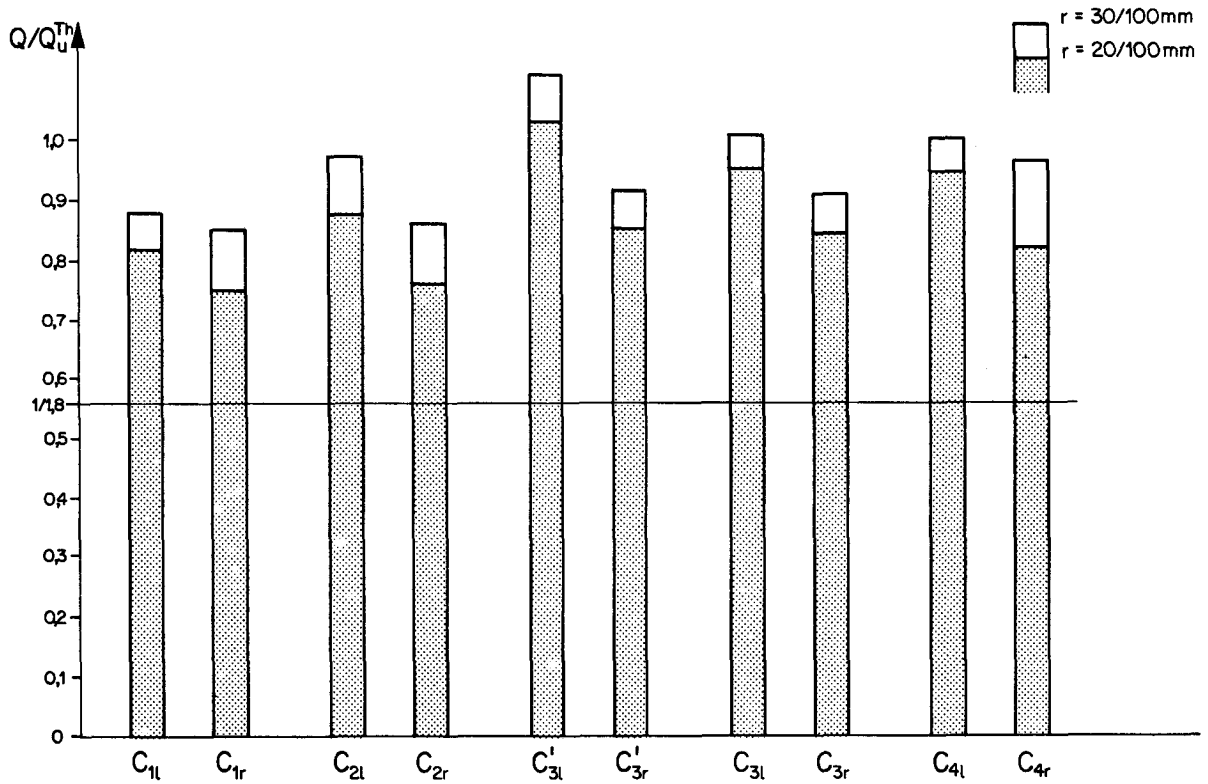


Bild 46 : Querkräfte bei maximaler Rissbreite $r = 20/100$ resp. $30/100\text{mm}$

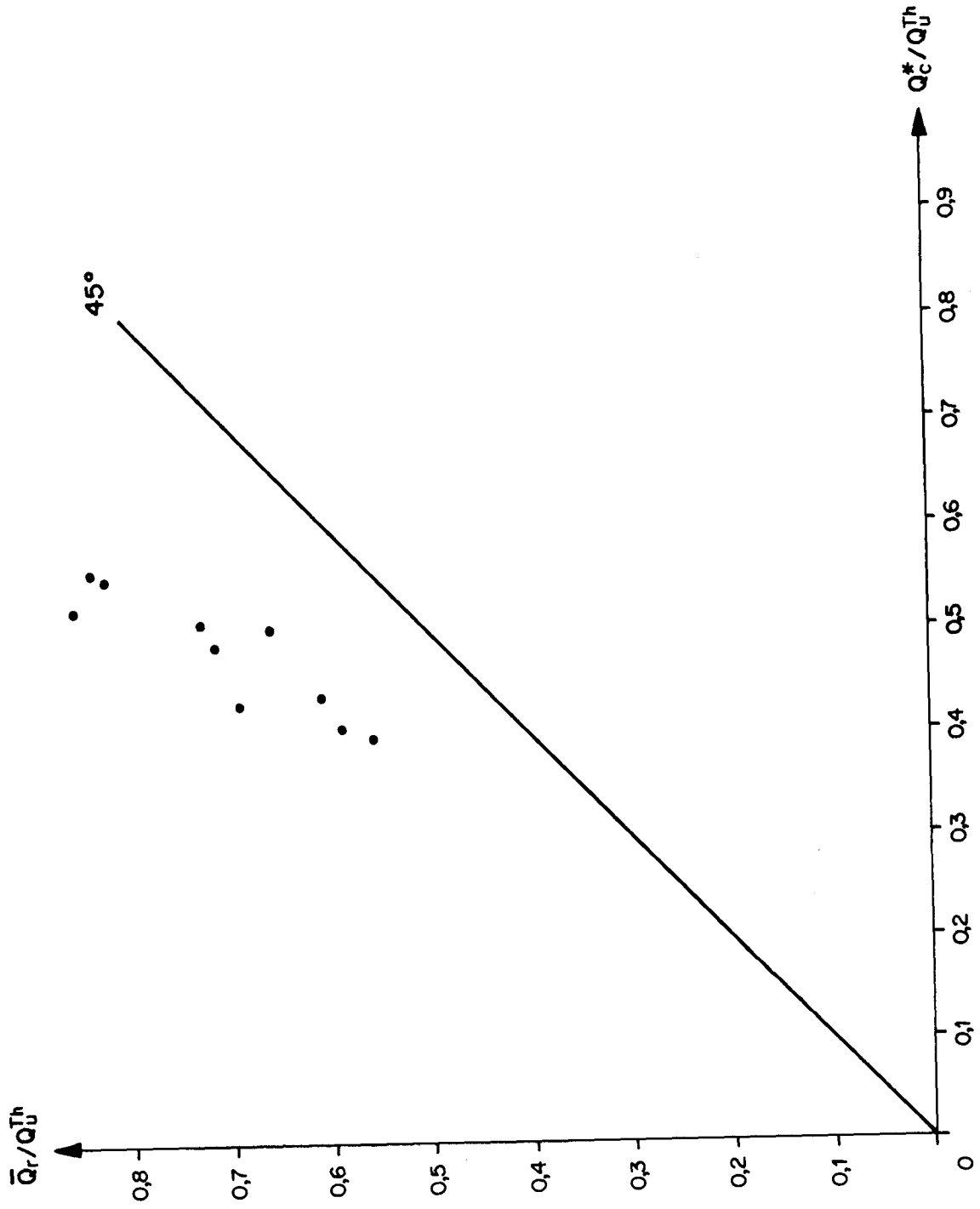


Bild 47 : Vergleich von Q_c^* mit der Rissquerkraft \bar{Q}_r ($r = 0$)

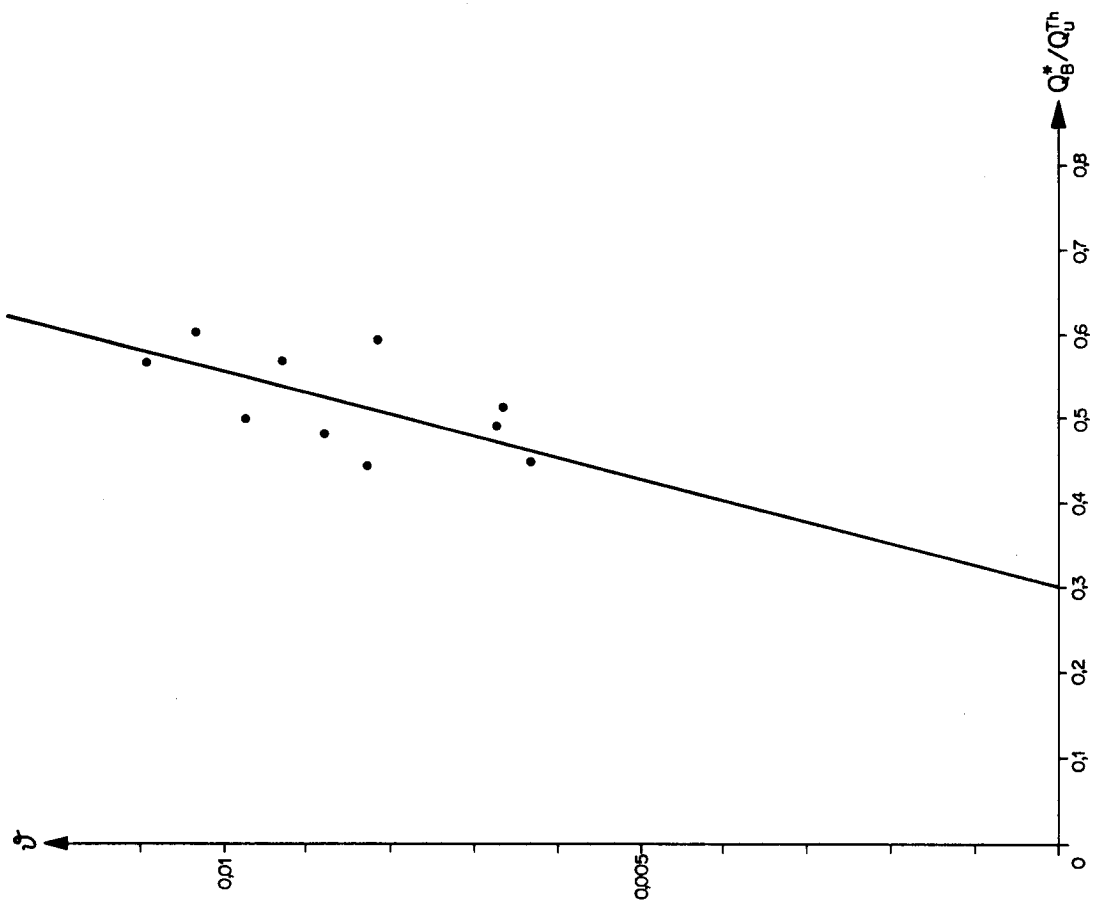


Bild 48 : Einfluss von Q_B^* auf den Neigungswinkel ψ der Rissgeraden

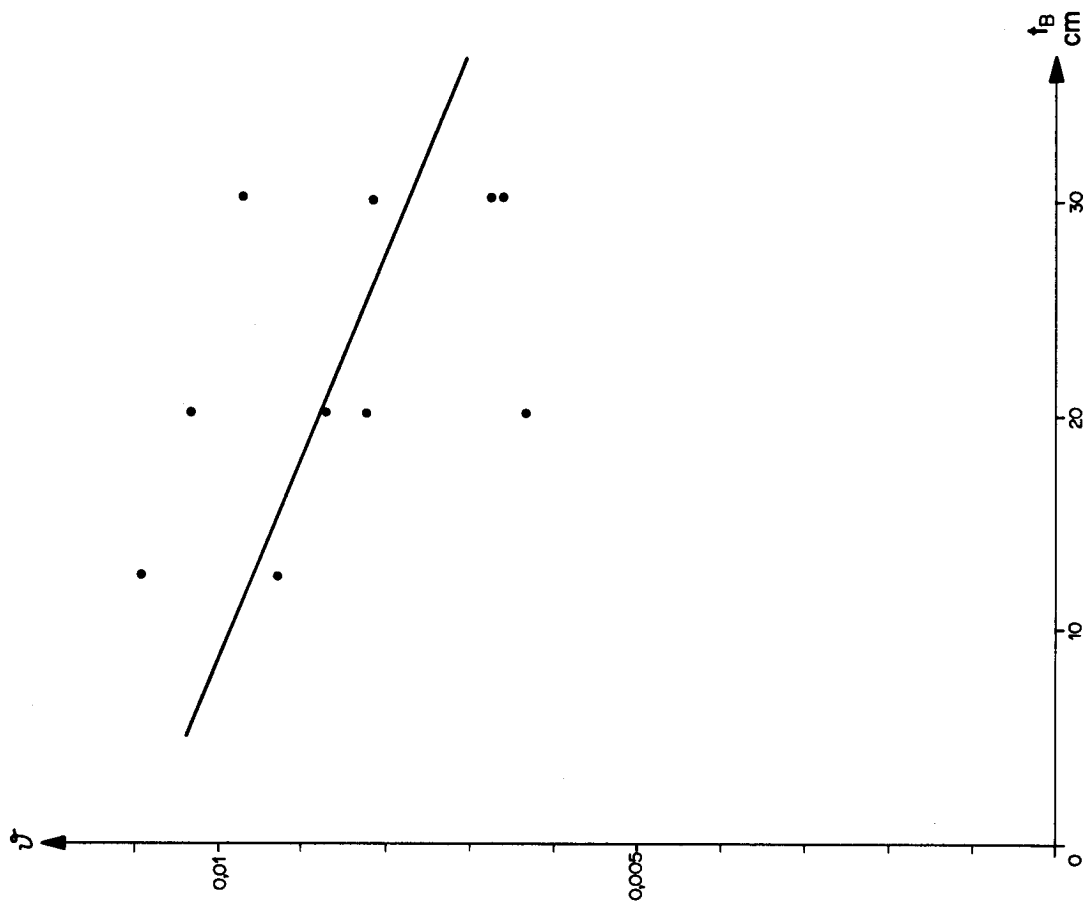


Bild 49 : Einfluss des Bügelabstandes auf den Neigungswinkel ψ der Rissgeraden

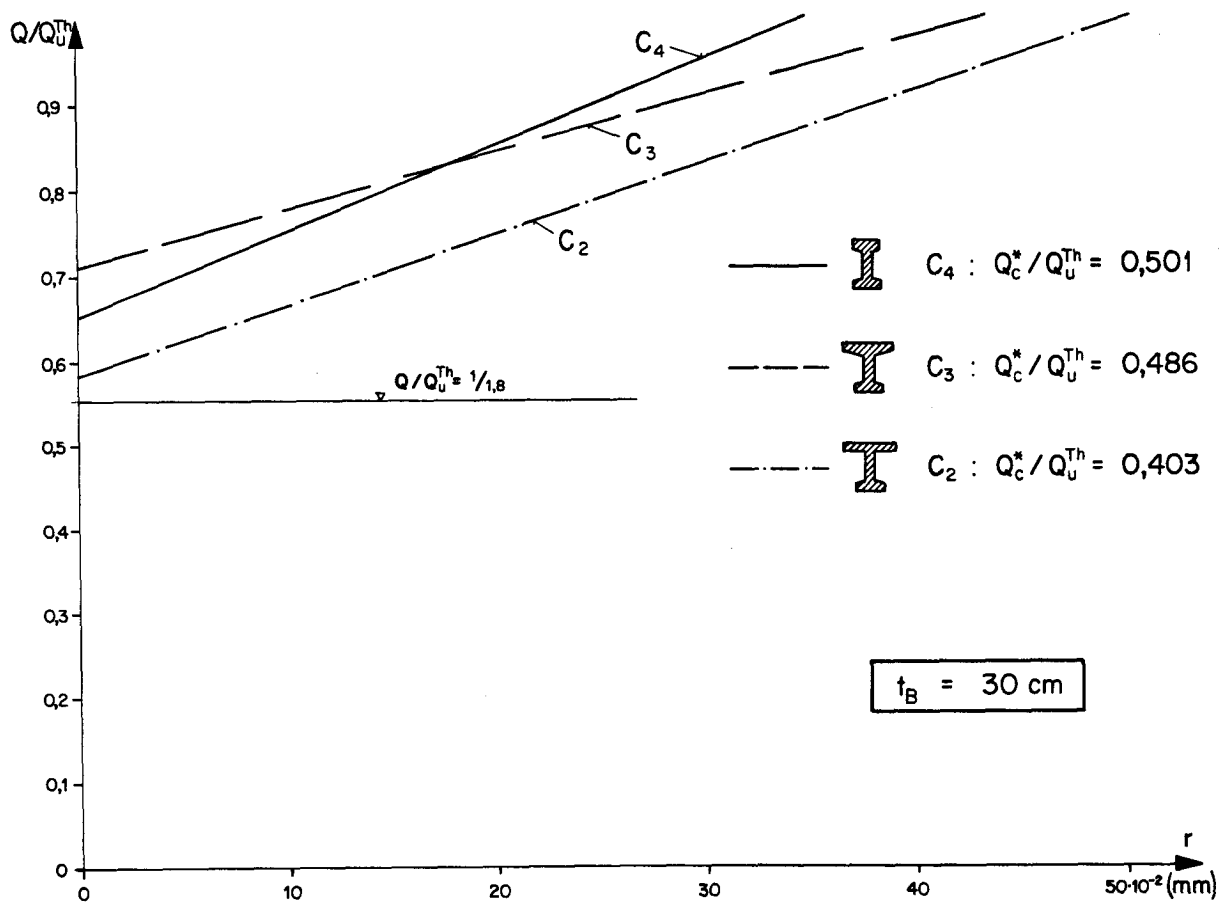
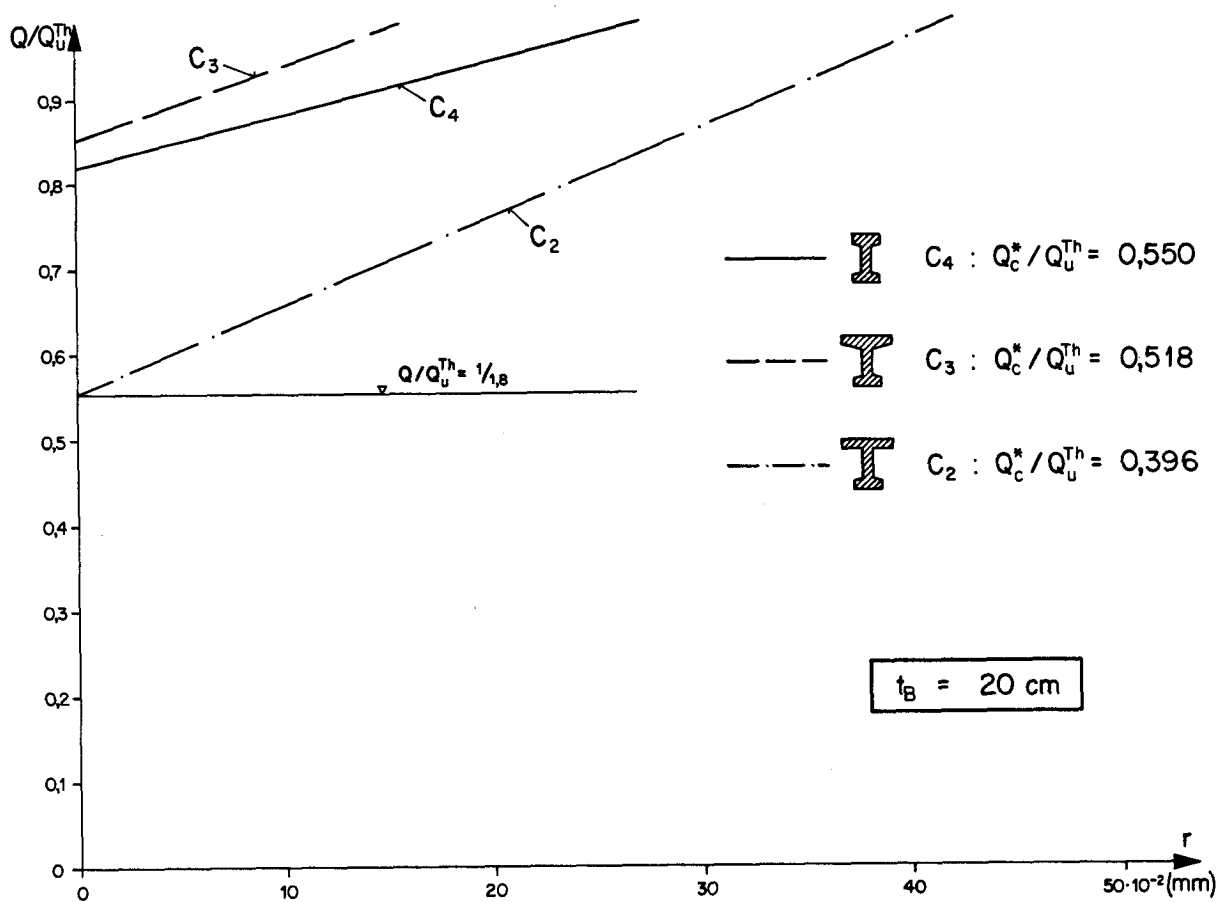


Bild 50 : Einfluss der Gestaltung der Druckzone auf die Rissbreiten

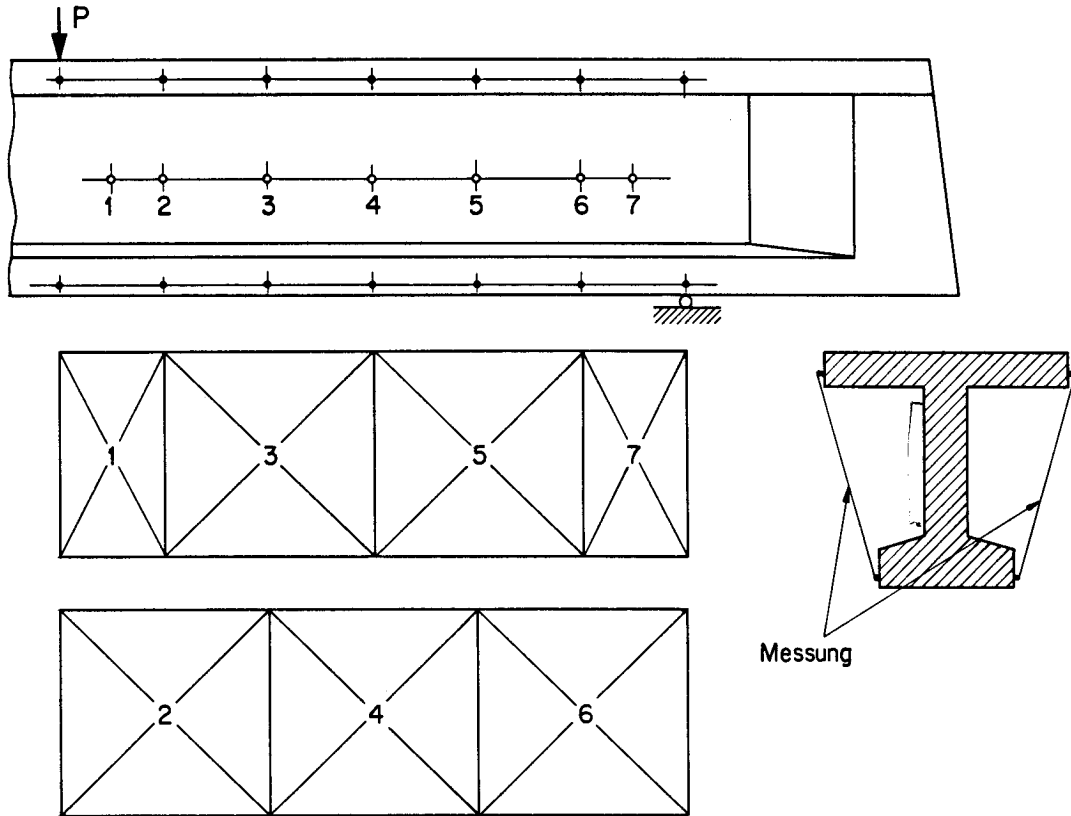
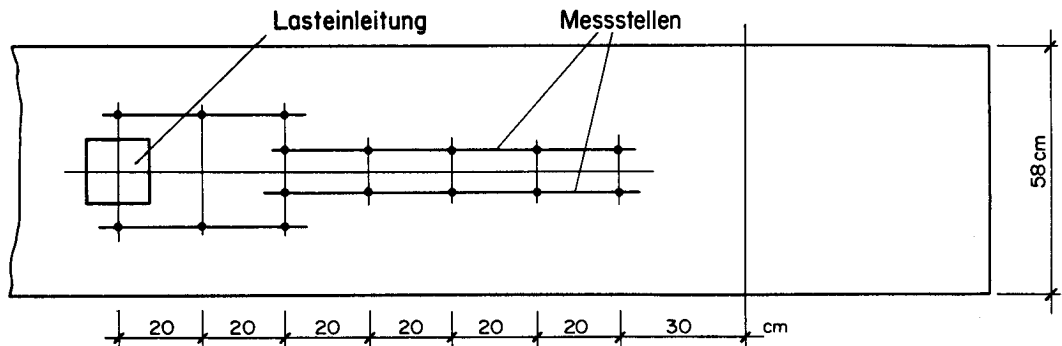


Bild 51 : Anordnung der Messnetze (Schiebungen)

Aufsicht



Ansicht

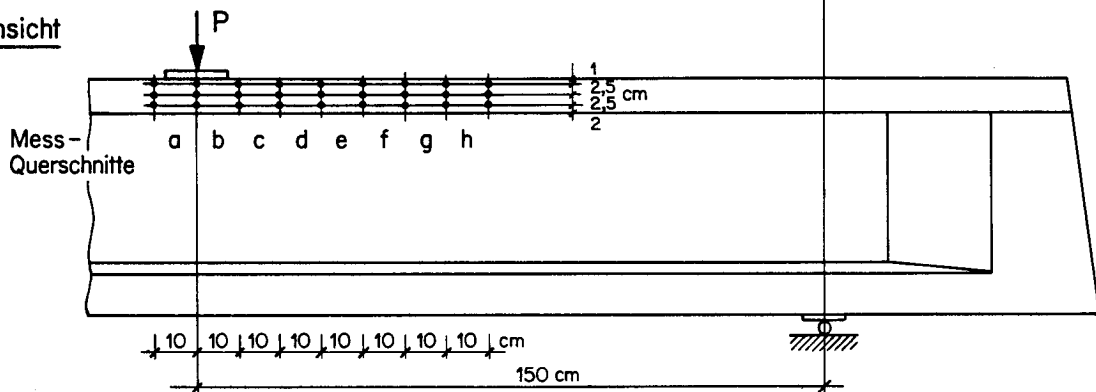


Bild 52 : Anordnung der Betonmessstellen

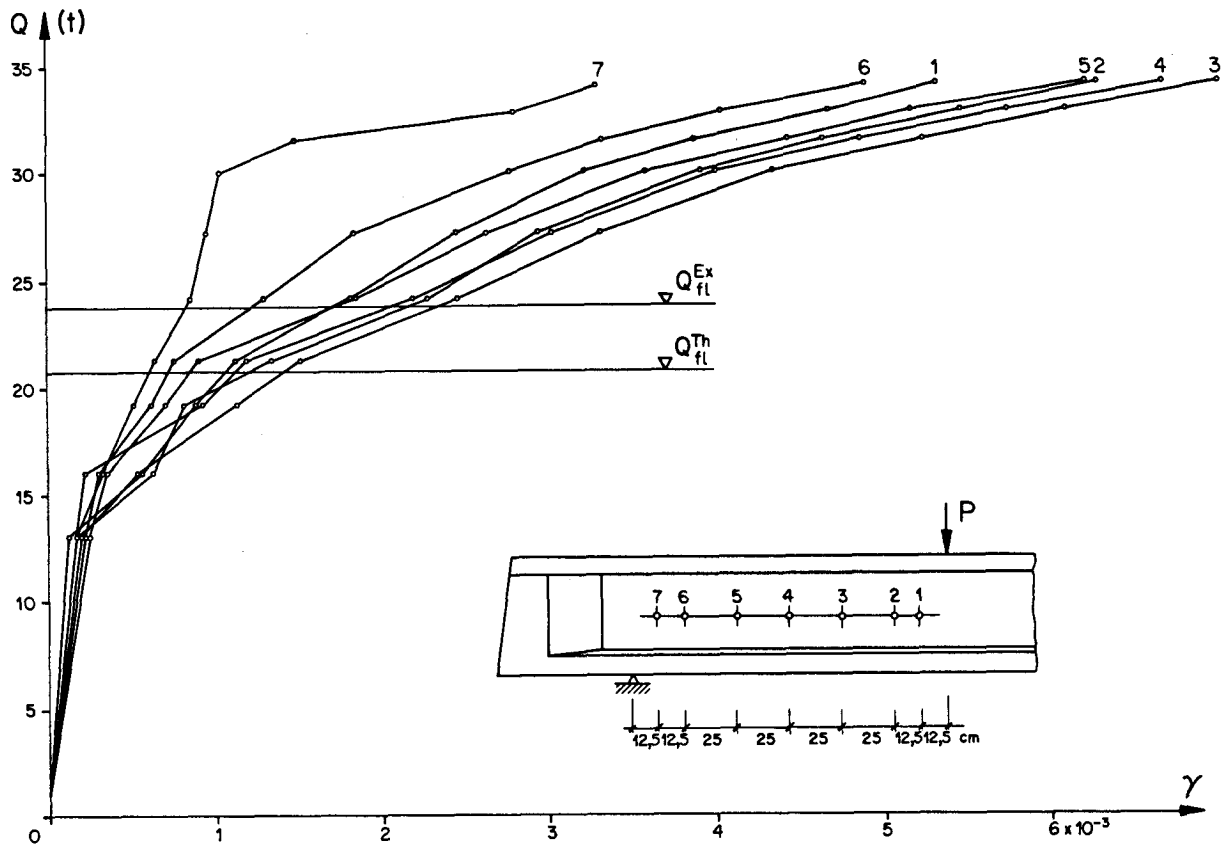


Bild 53: Balken $C_{1,links}$: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

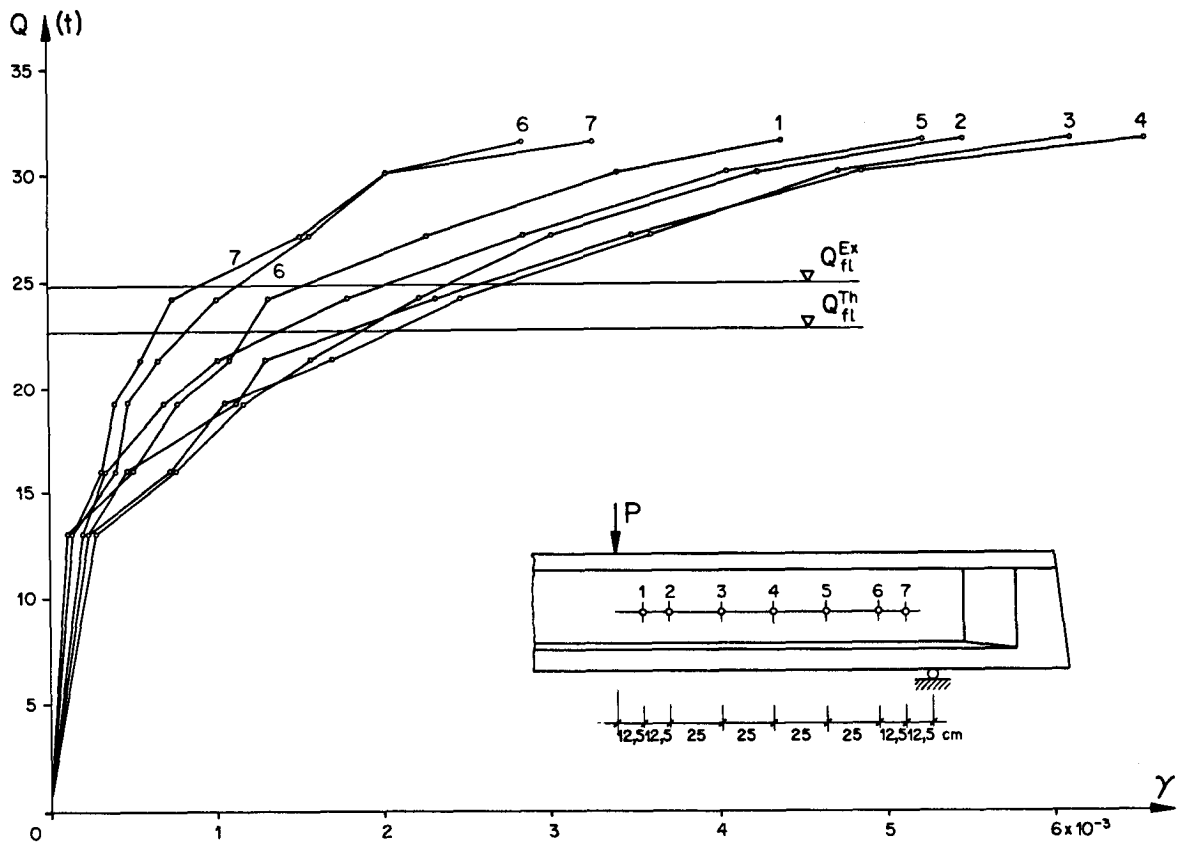


Bild 54: Balken $C_{1,rechts}$: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

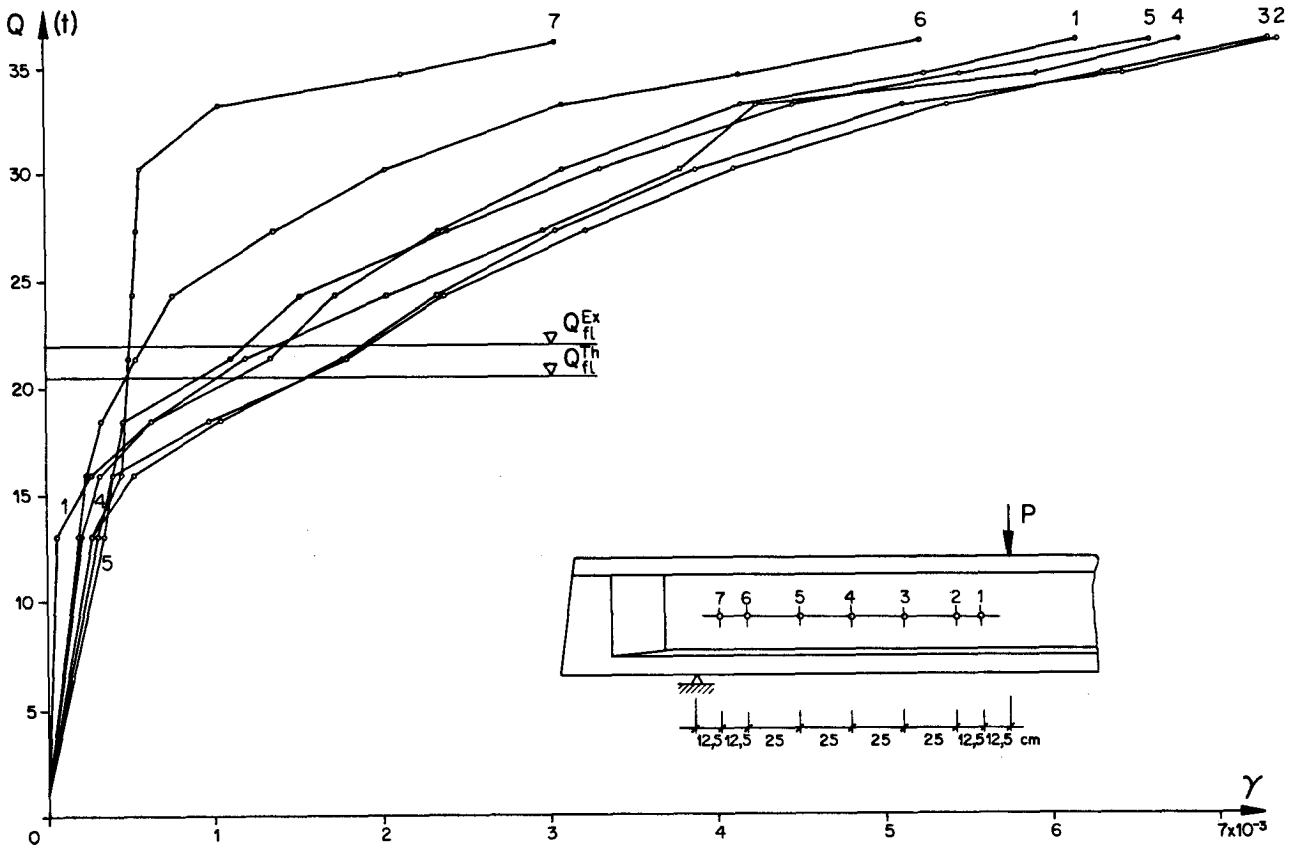


Bild 55 : Balken C_2 ,links: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

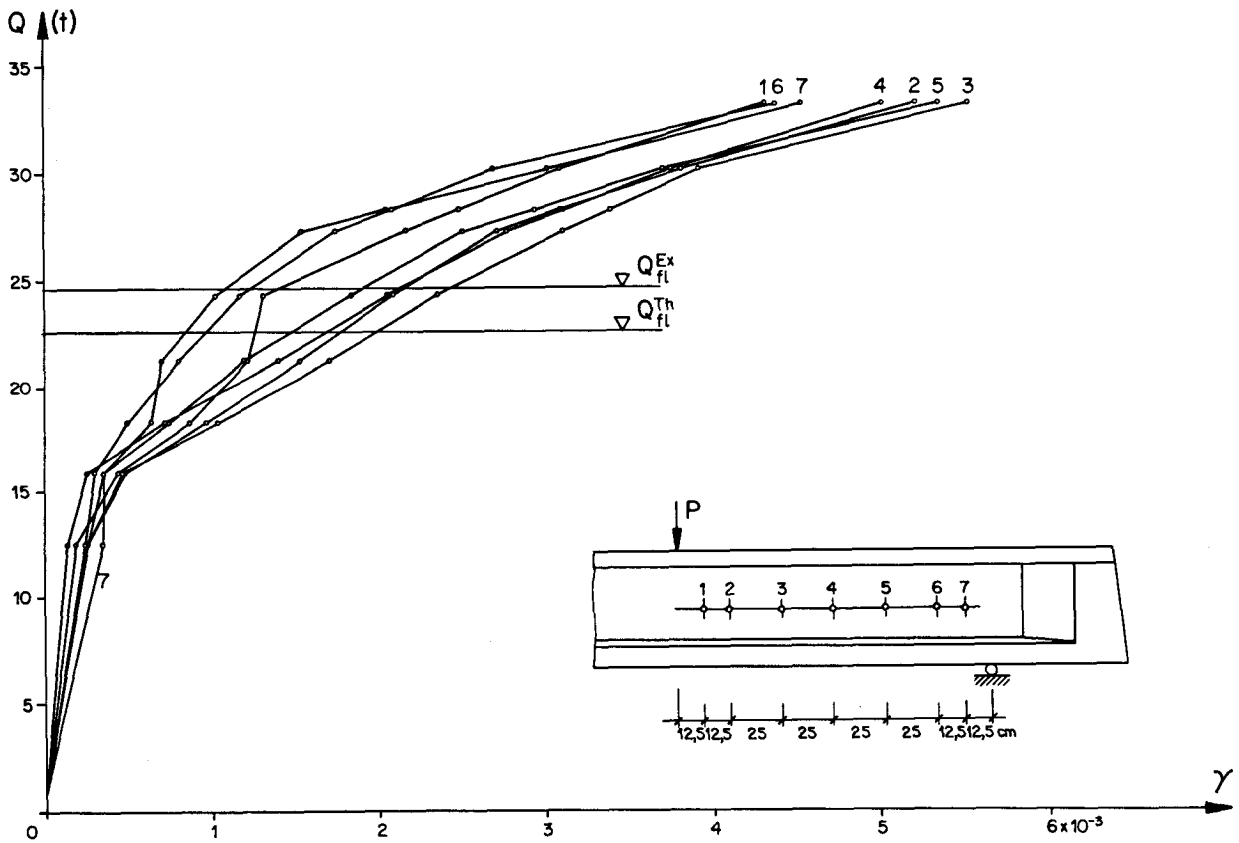


Bild 56 : Balken C_2 ,rechts: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

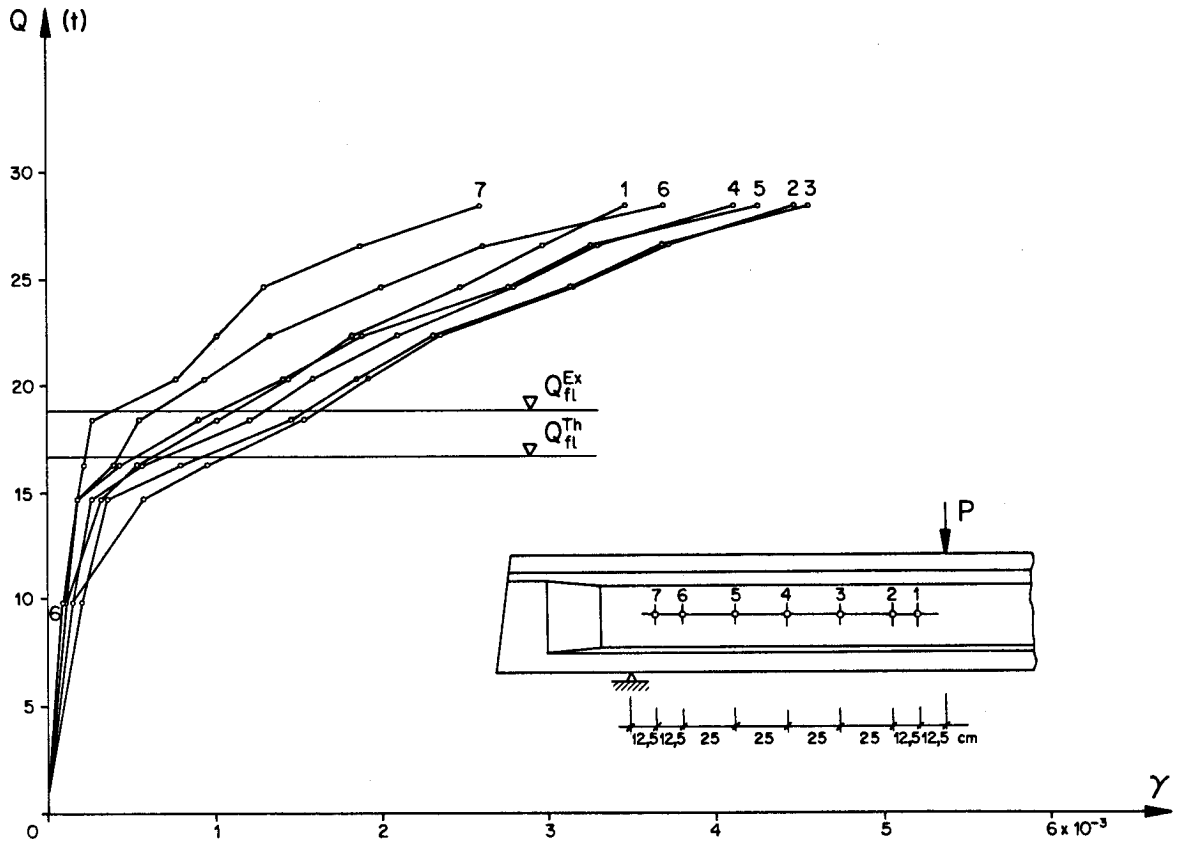


Bild 57: Balken C_3^I , links: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

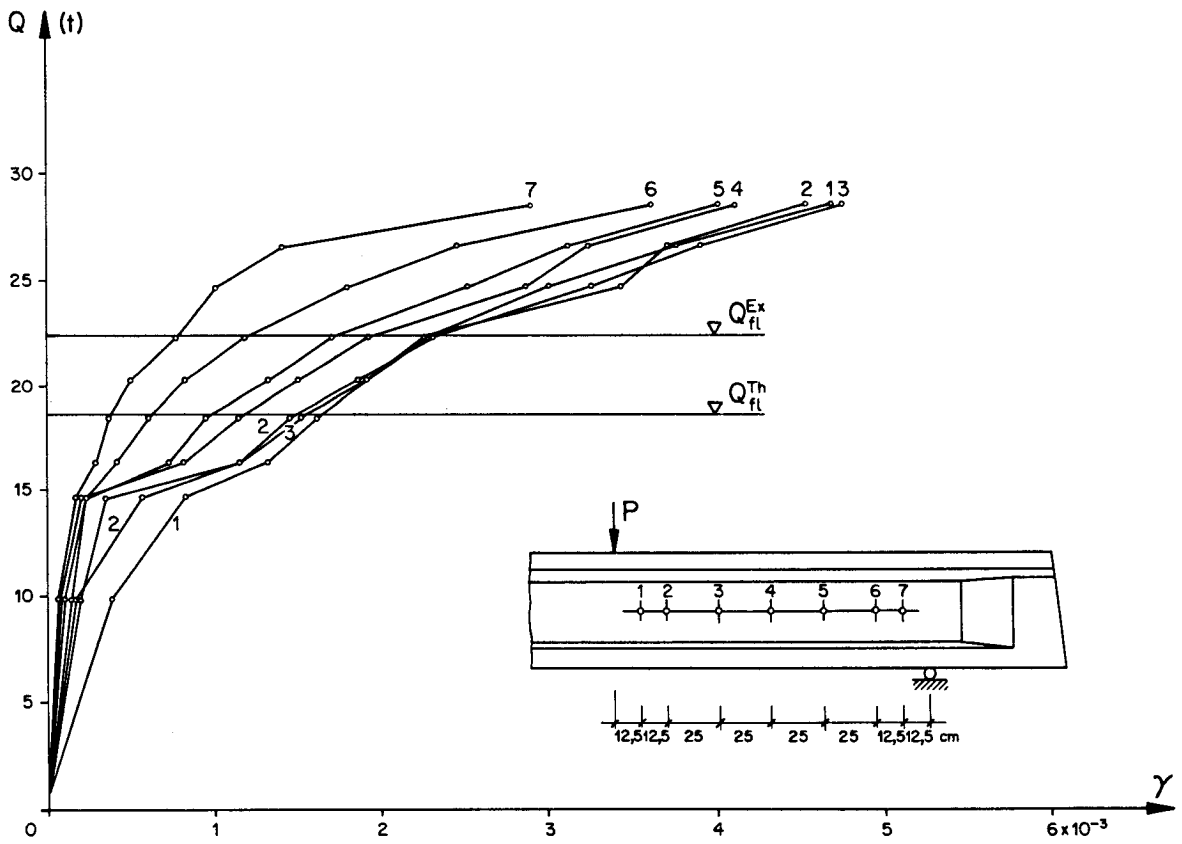


Bild 58: Balken C_3^I , rechts: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

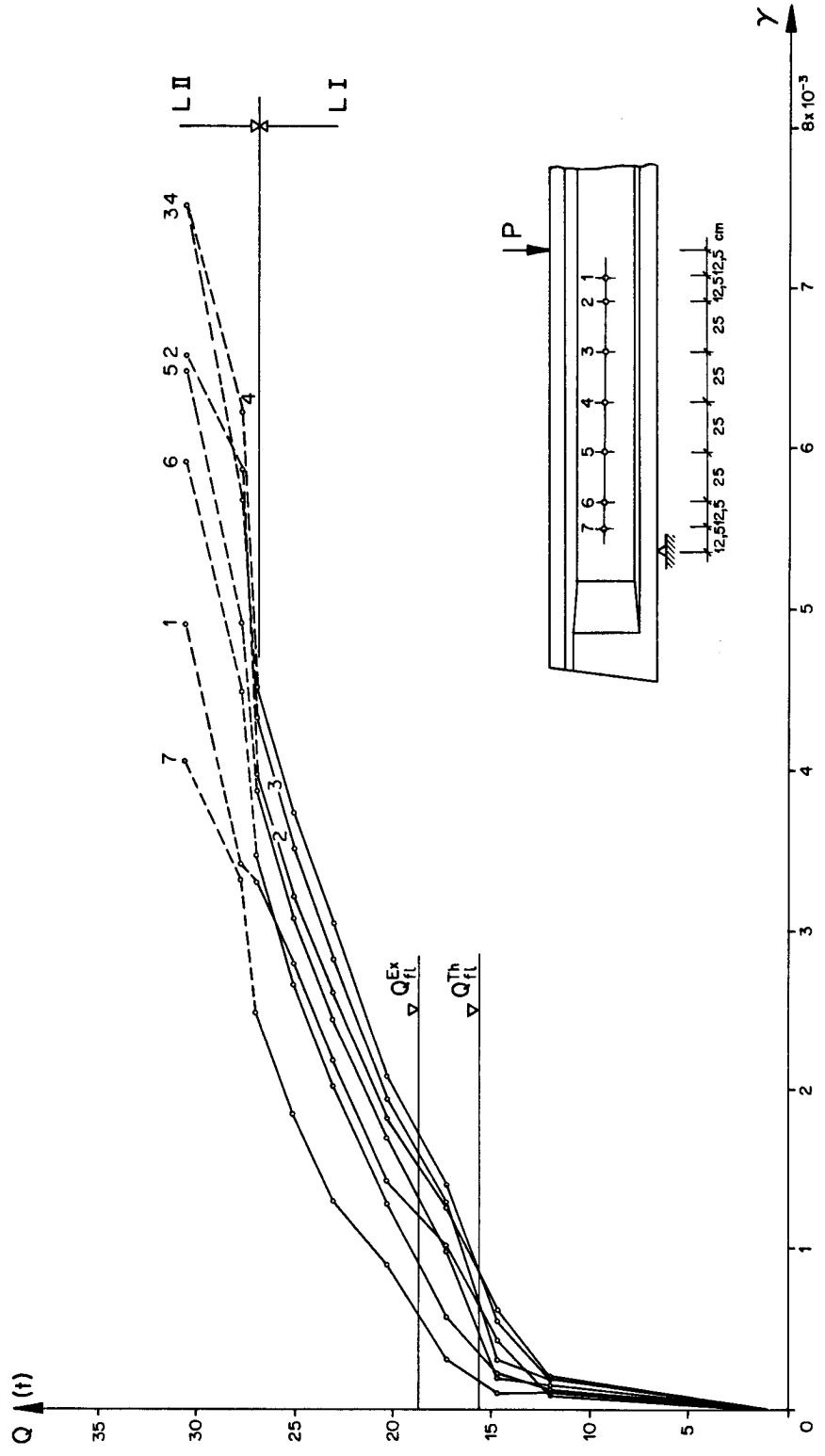


Bild 59 : Balken C₃, links: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

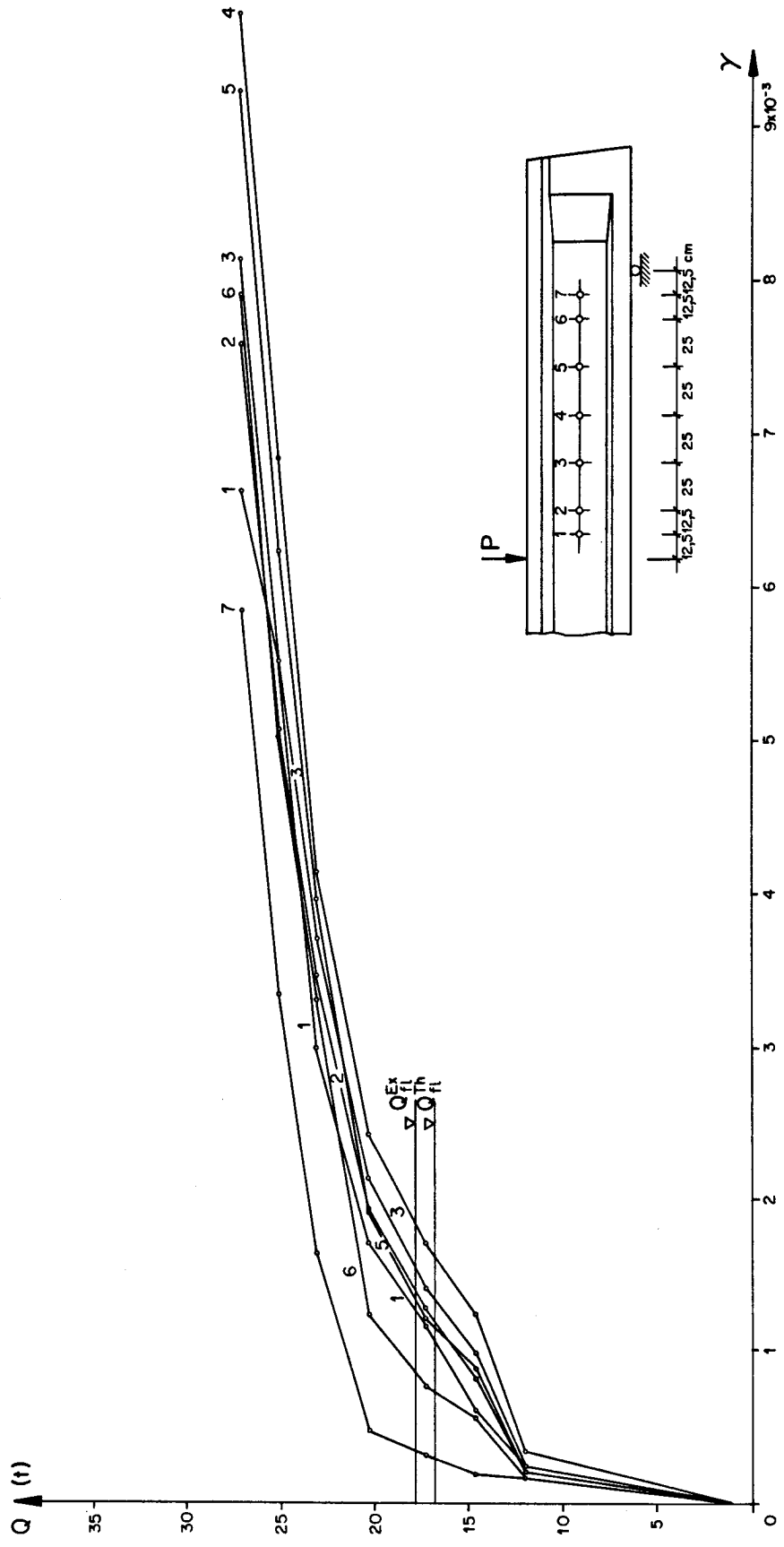


Bild 60: Balken C₃, rechts: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

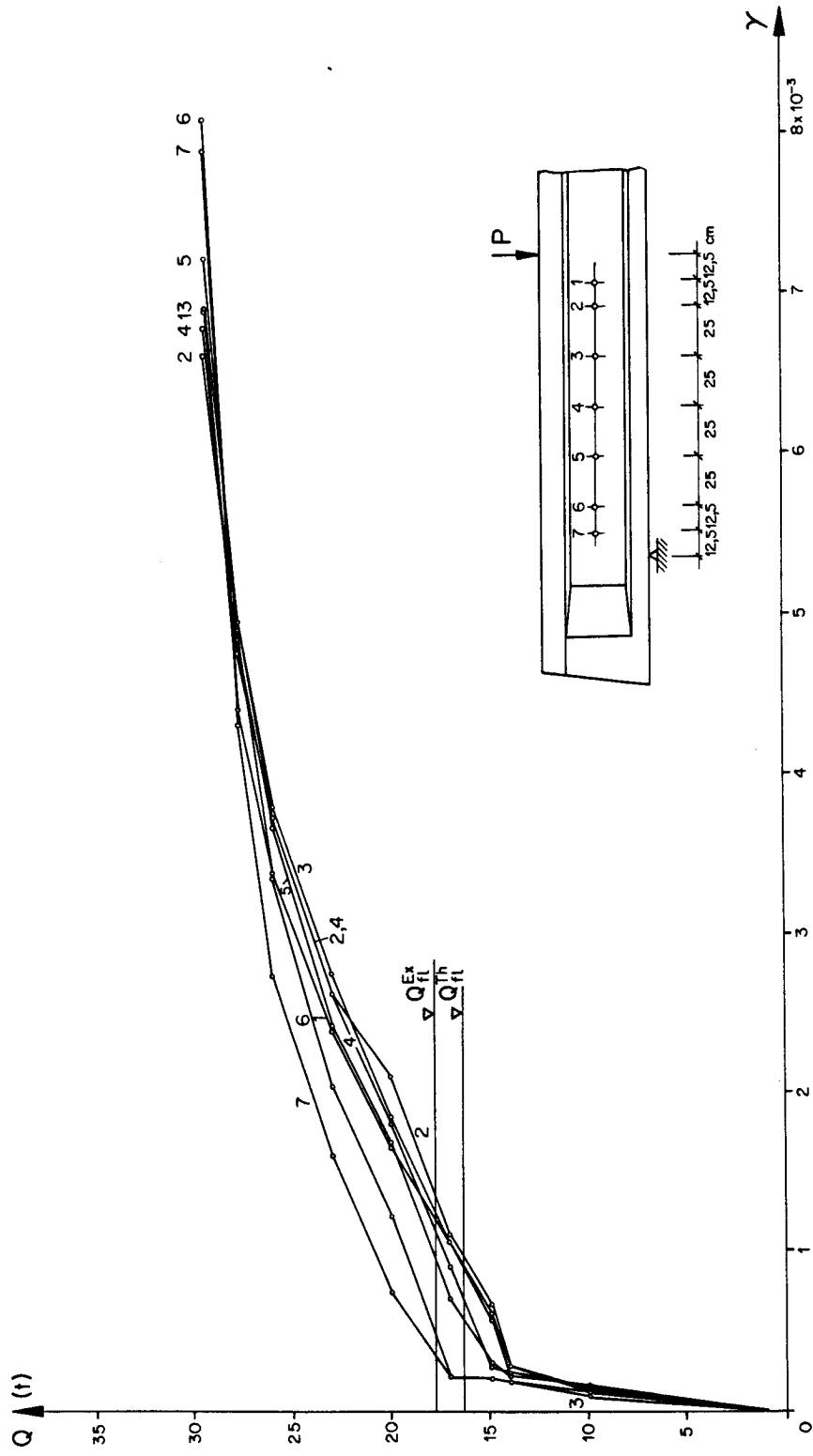


Bild 61: Balken C₄, links: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

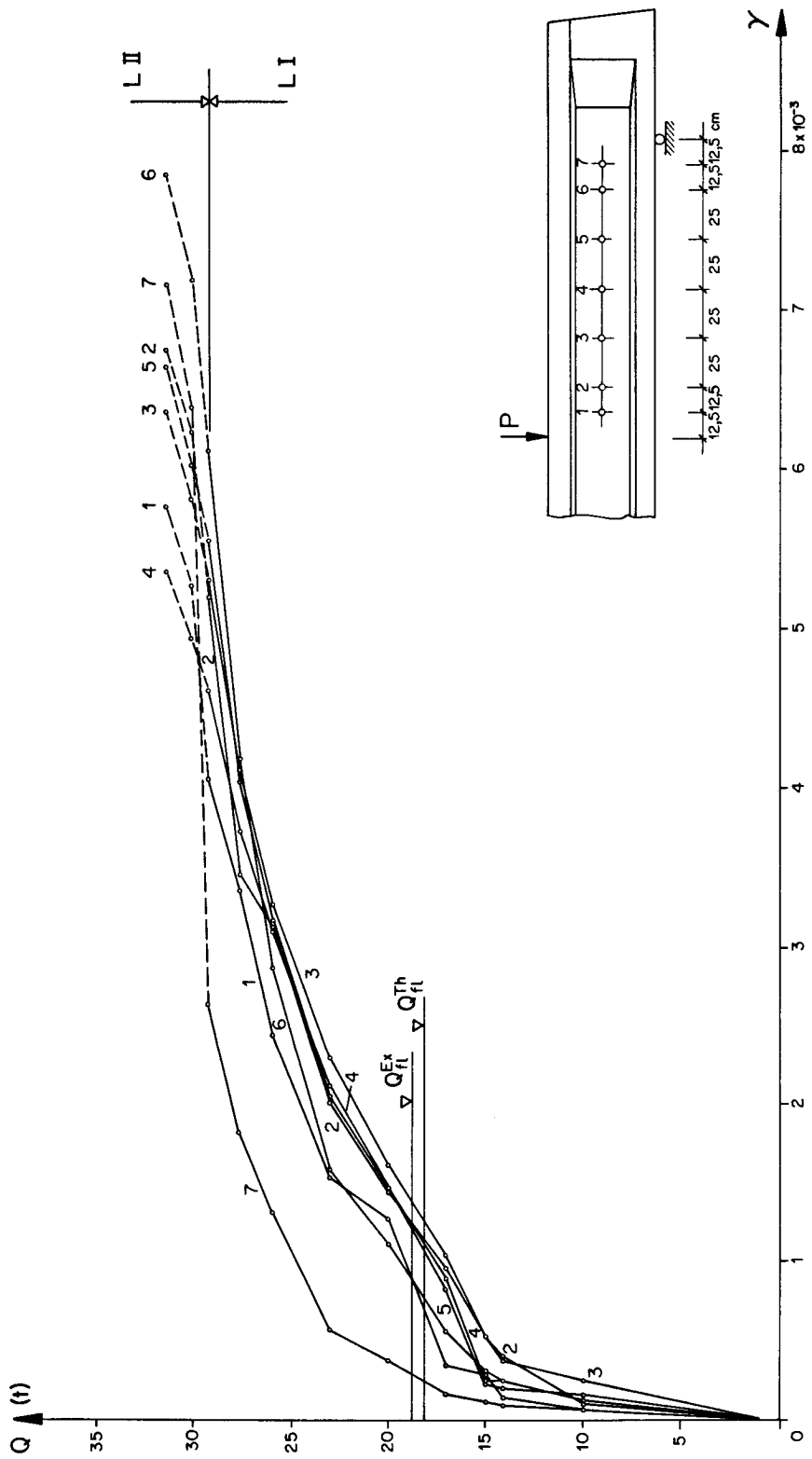


Bild 62: Balken C₄, rechts: Schiebungen in den einzelnen Messnetzen

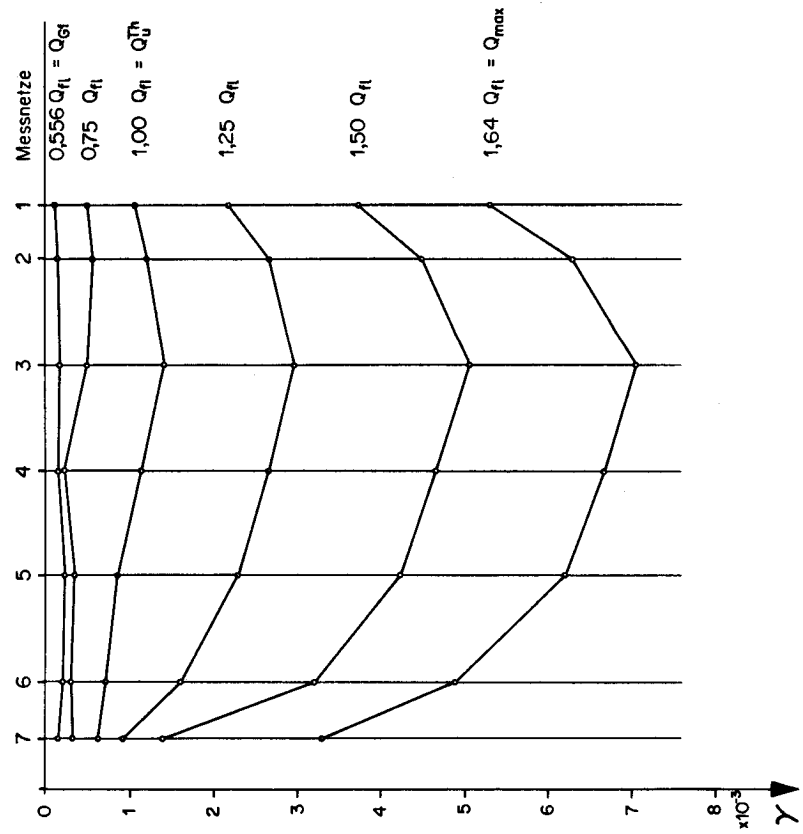
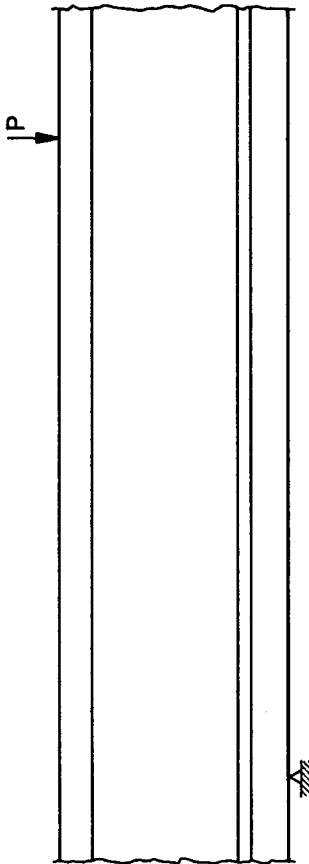
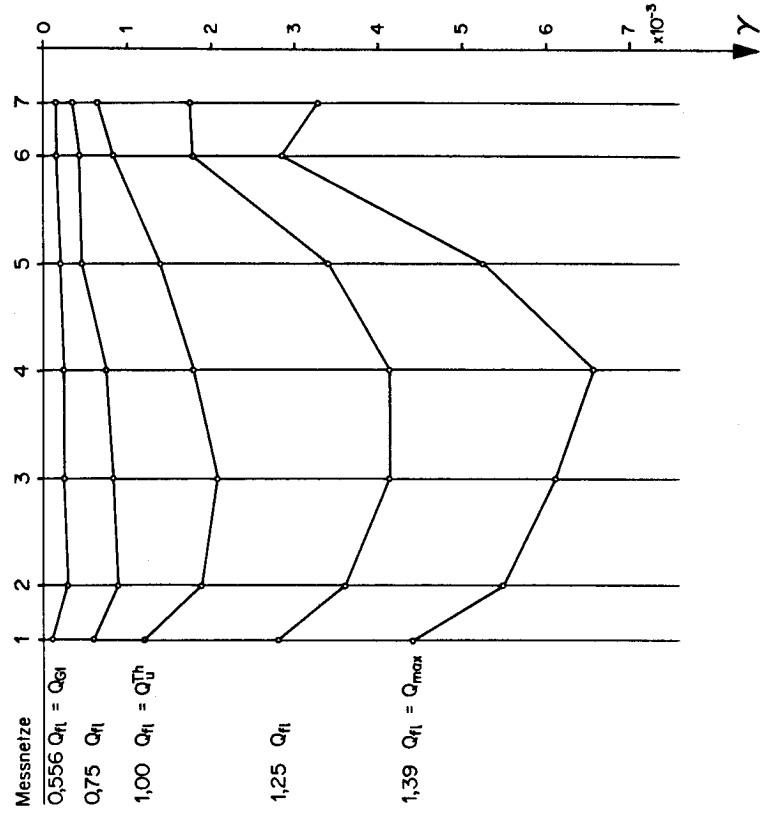
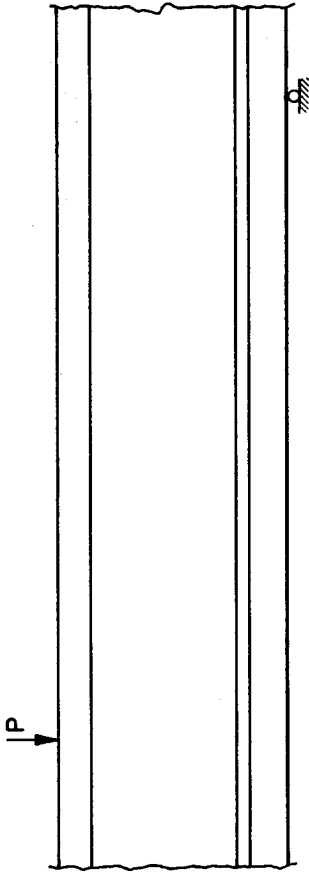


Bild 63: Balken C₁: Schiebungen bei spezifischen Belastungen

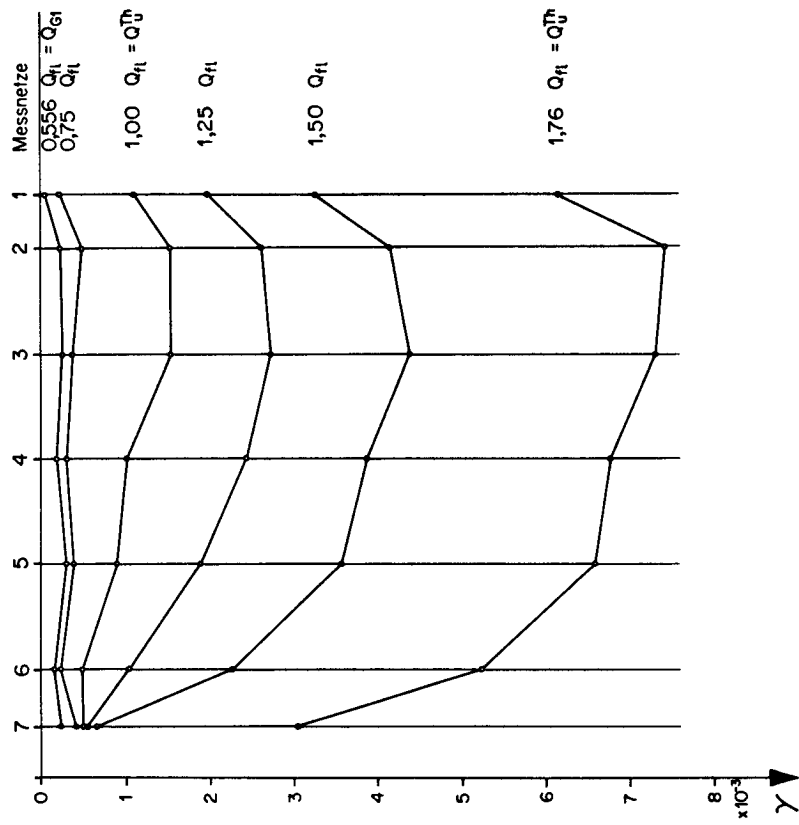
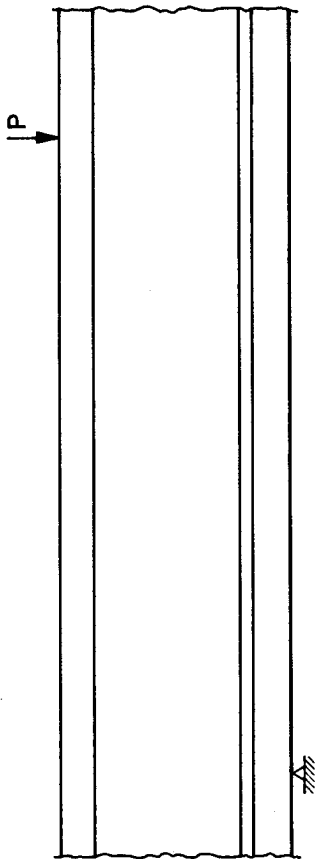
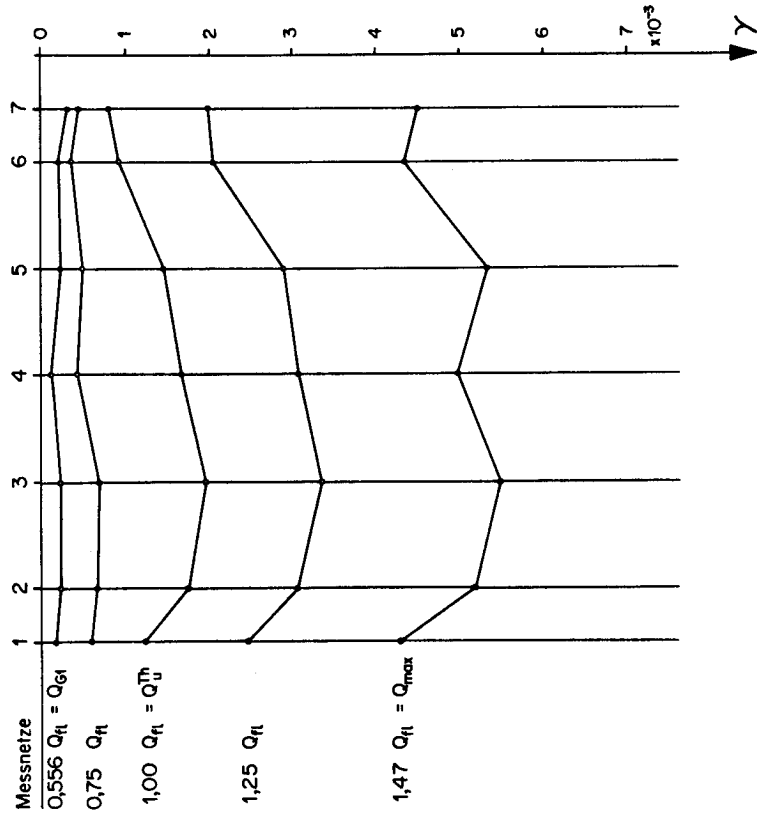
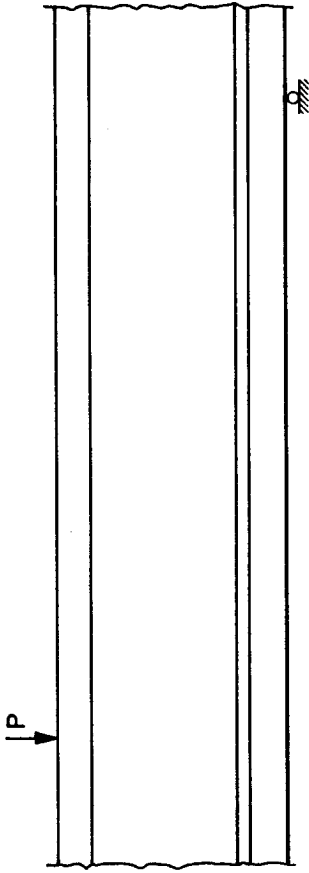


Bild 64 : Balken C₂: Schiebungen bei spezifischen Belastungen

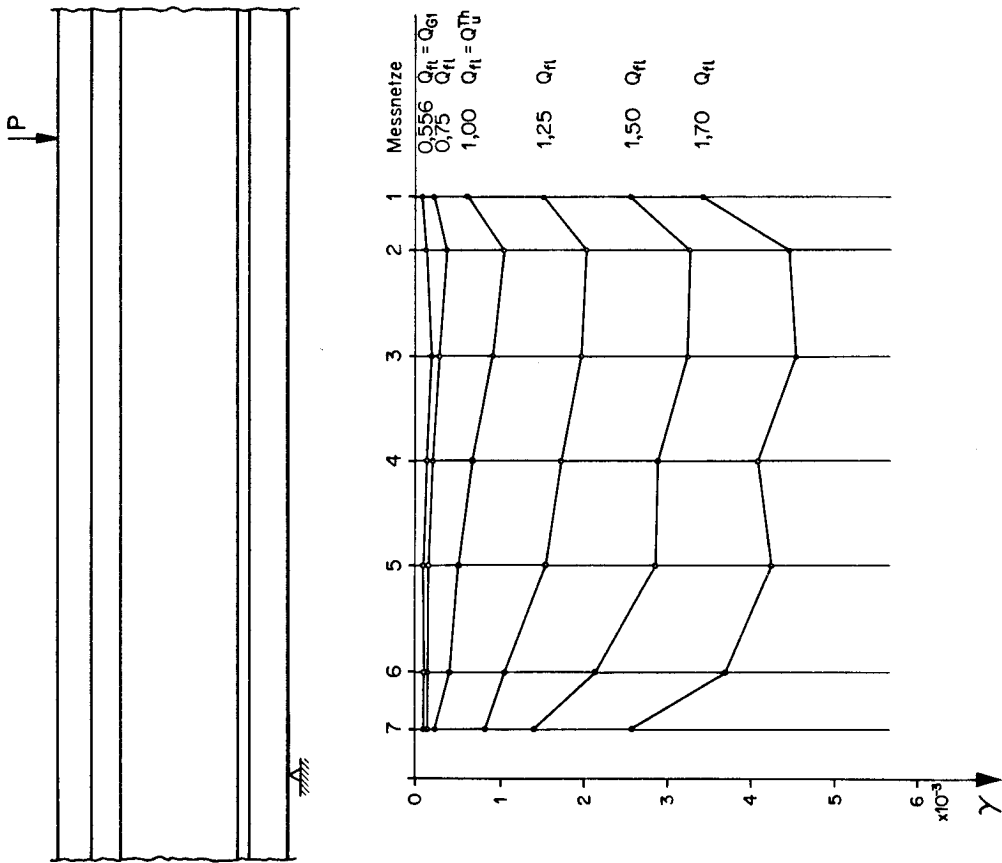
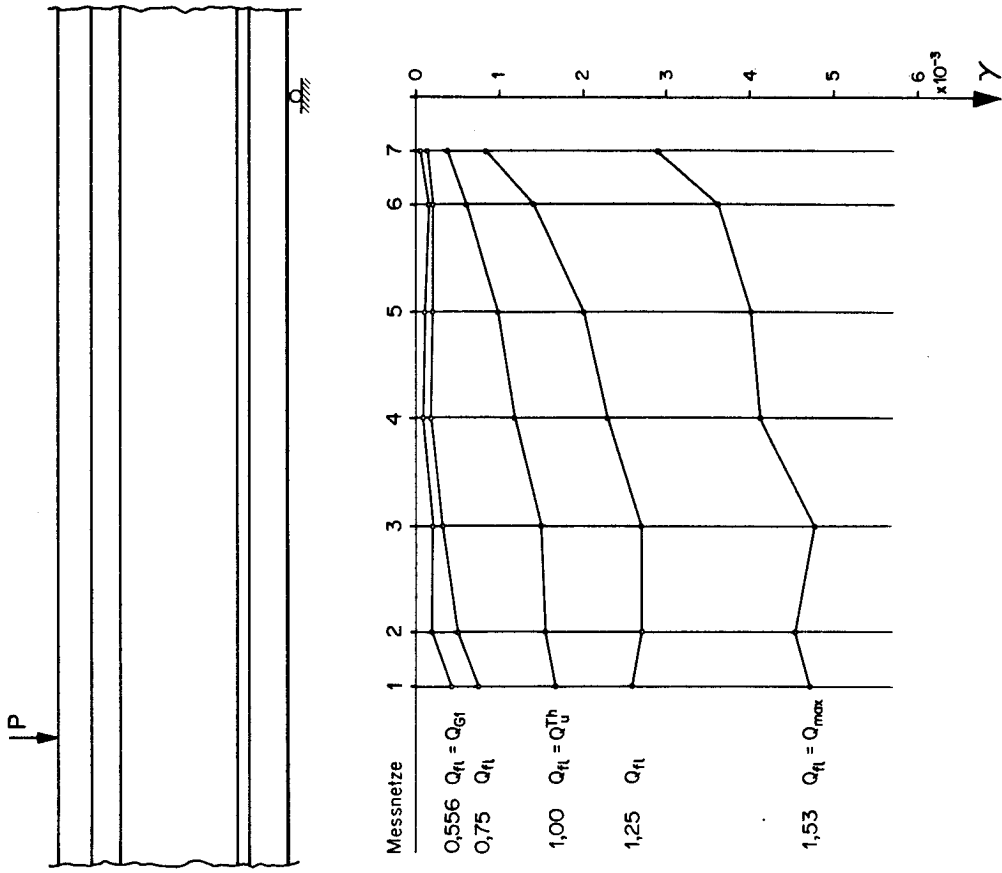


Bild 65: Balken C'_3 : Schiebungen bei spezifischen Belastungen

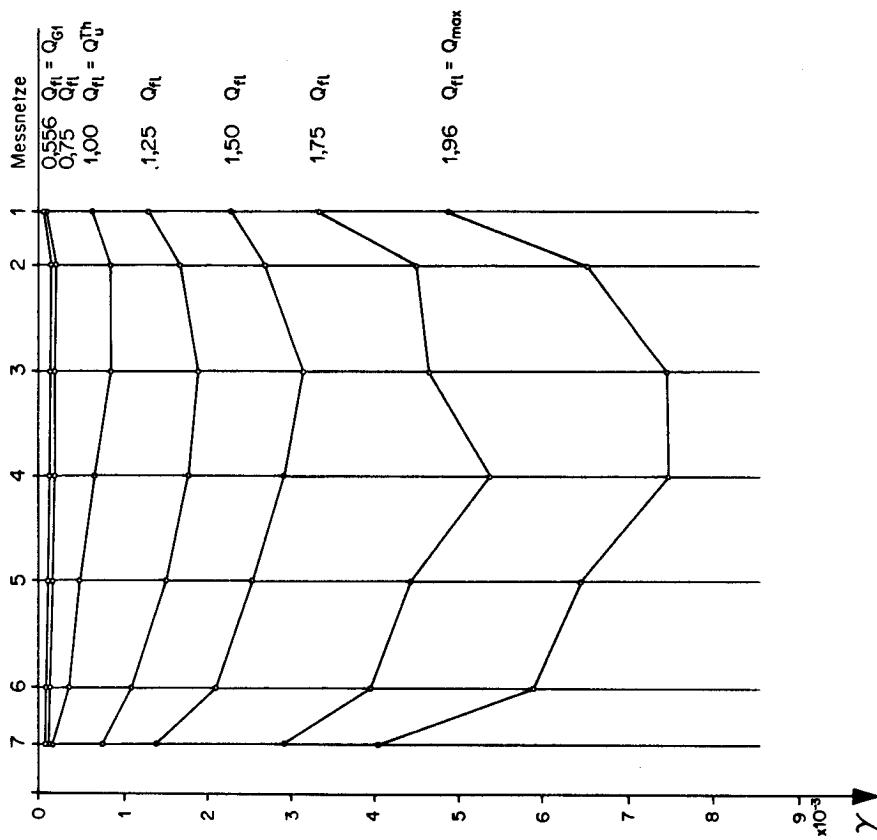
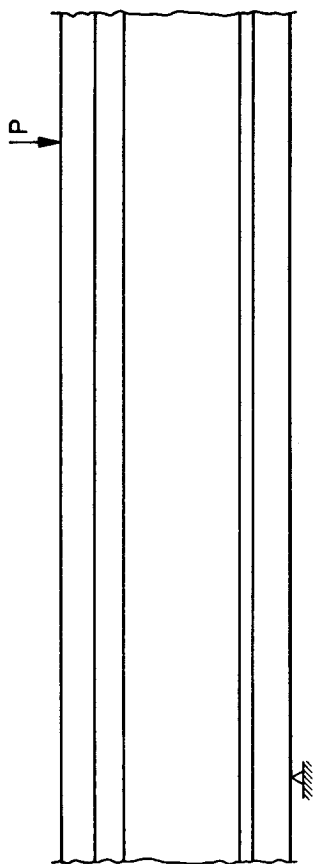
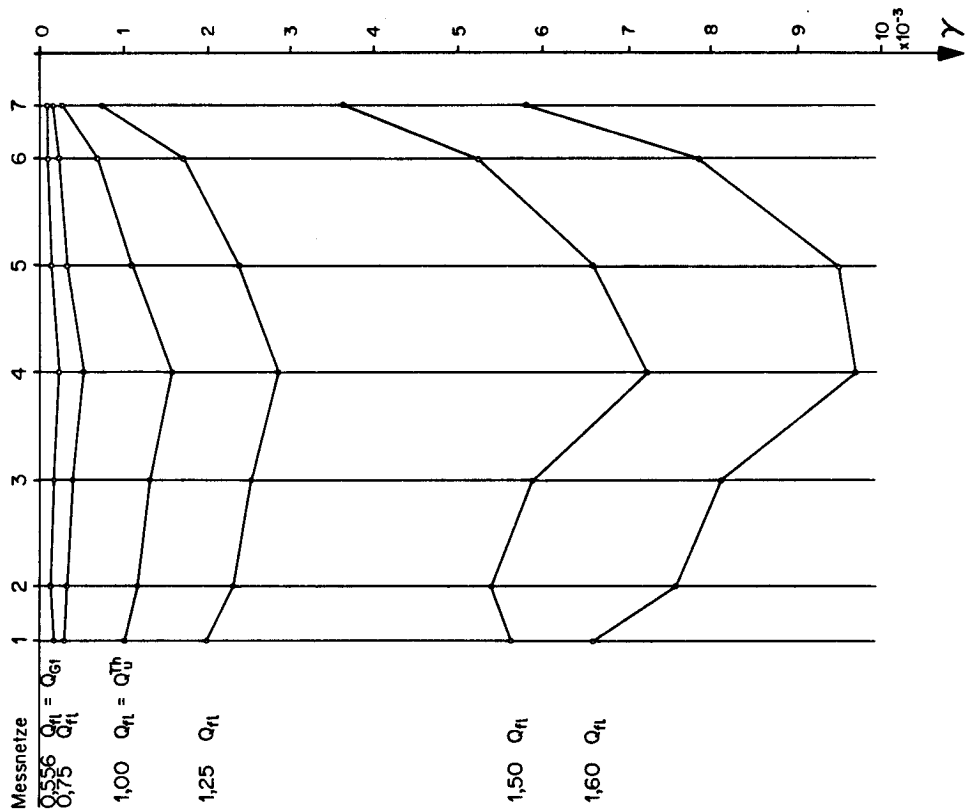
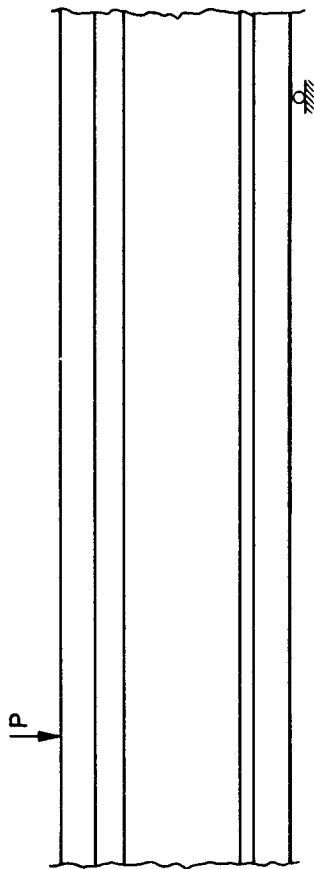


Bild 66: Balken C₃: Schiebungen bei spezifischen Belastungen

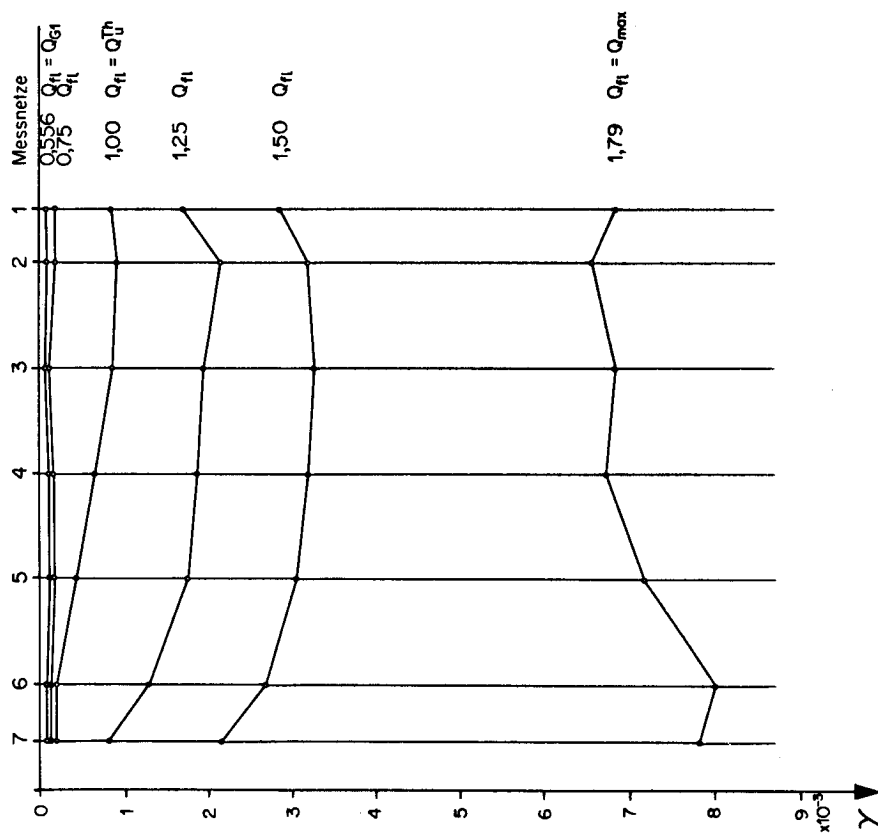
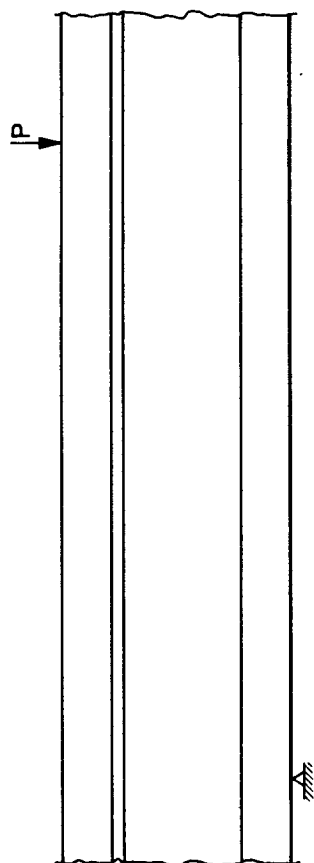
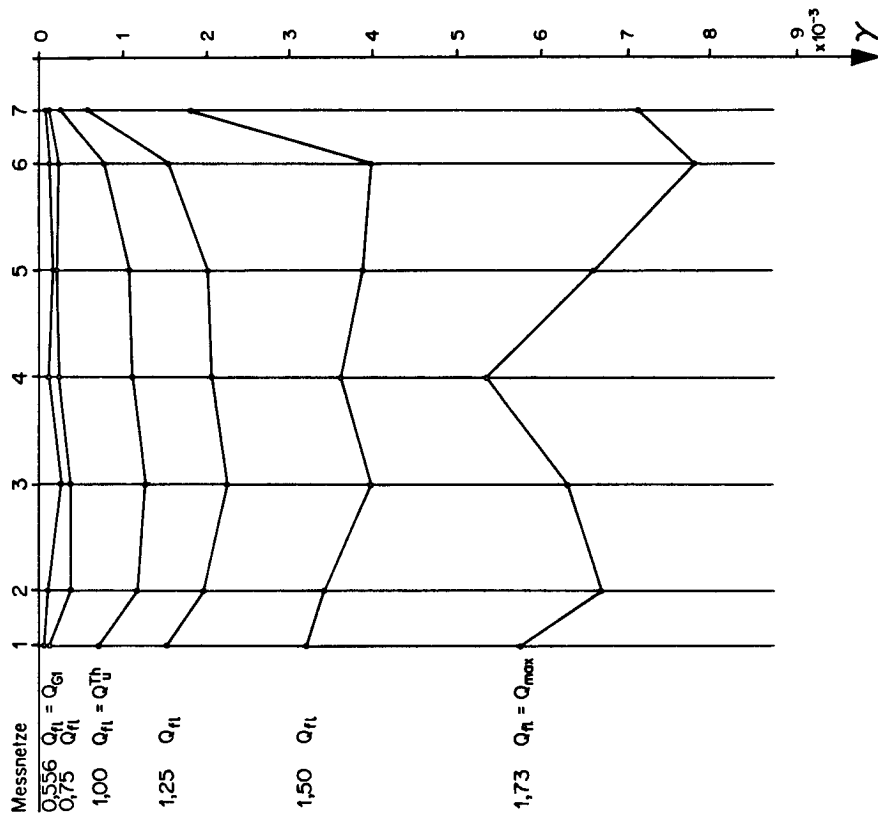
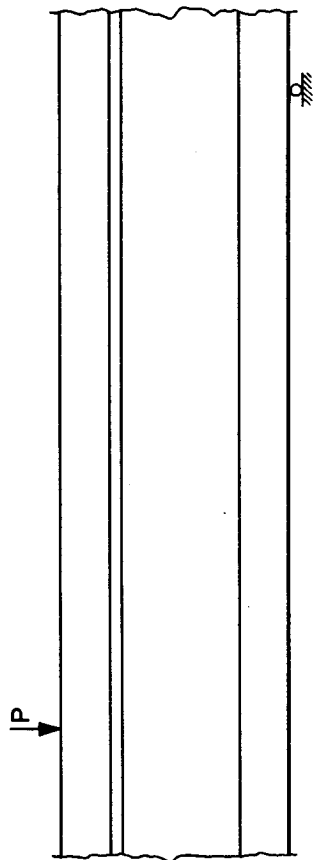


Bild 67 : Balken C₄ : Schiebungen bei spezifischen Belastungen

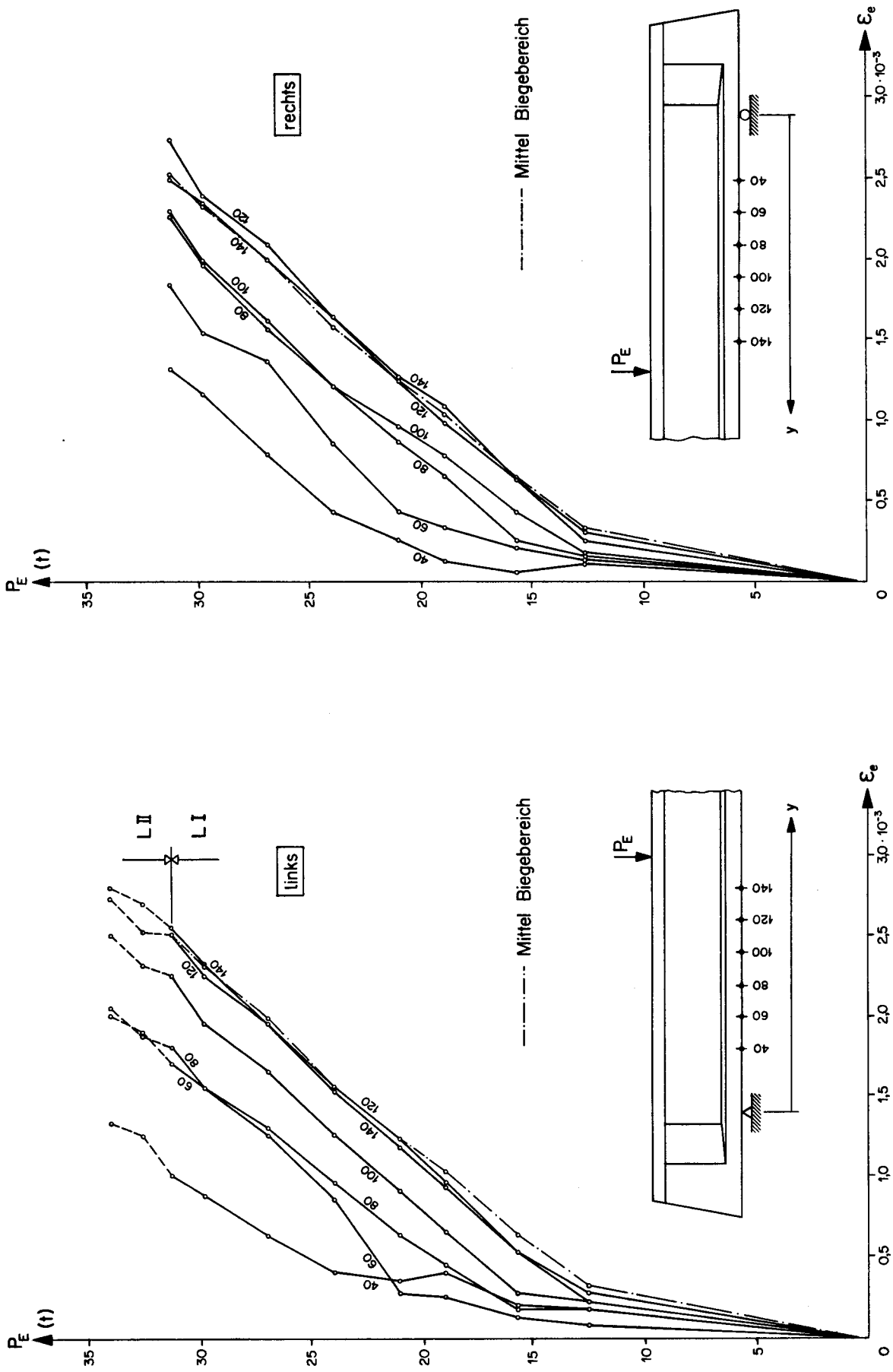


Bild 68 : Balken C₁: Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich

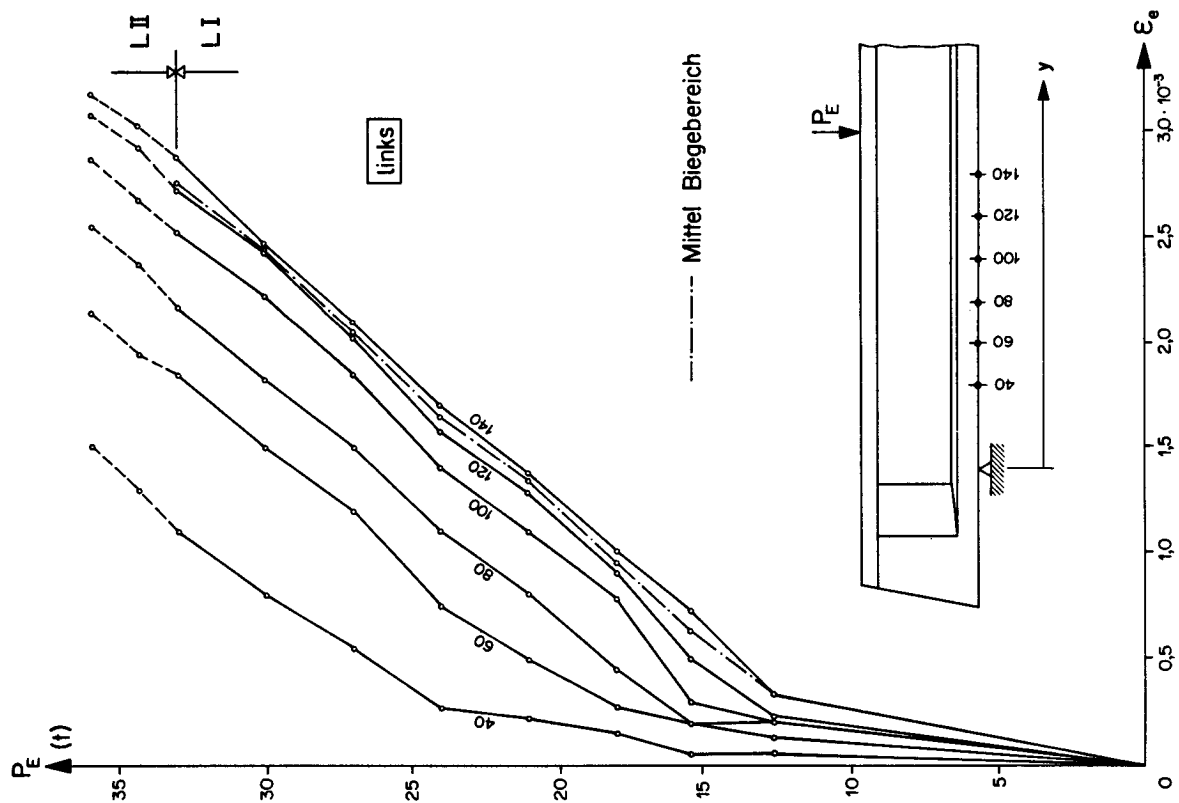
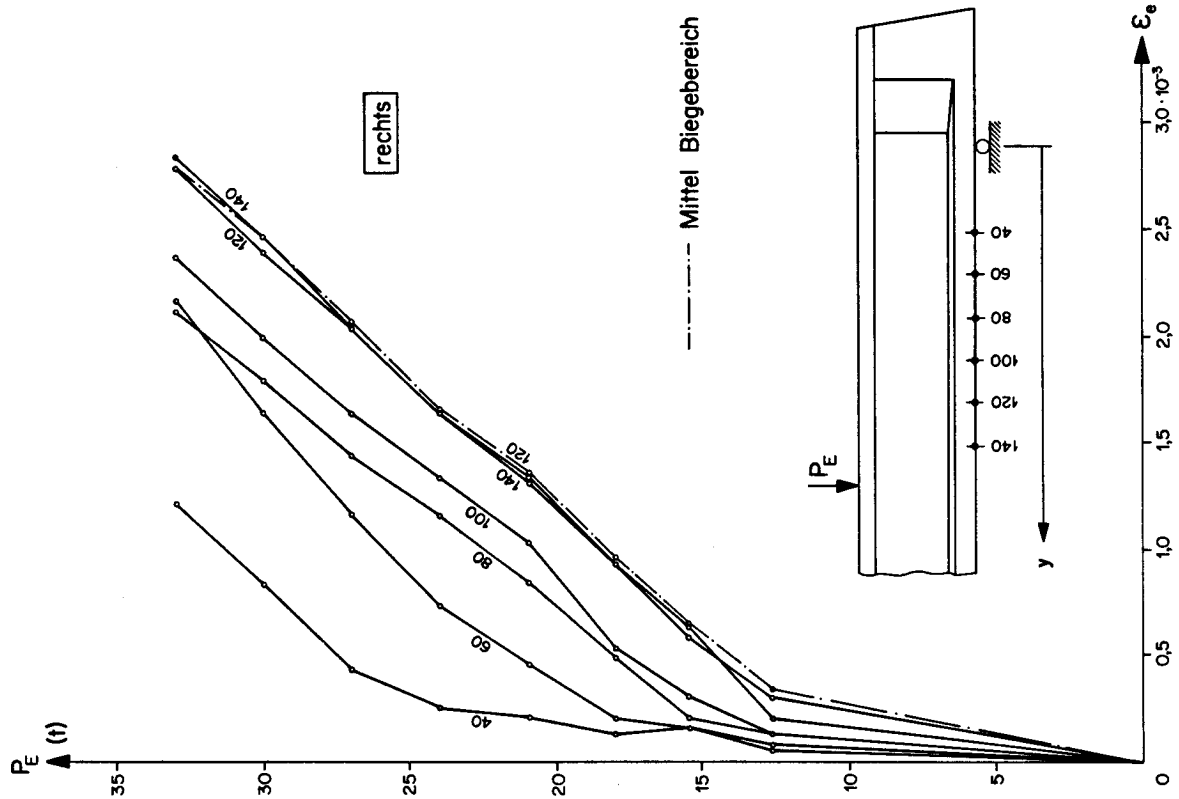


Bild 69: Balken C₂: Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich

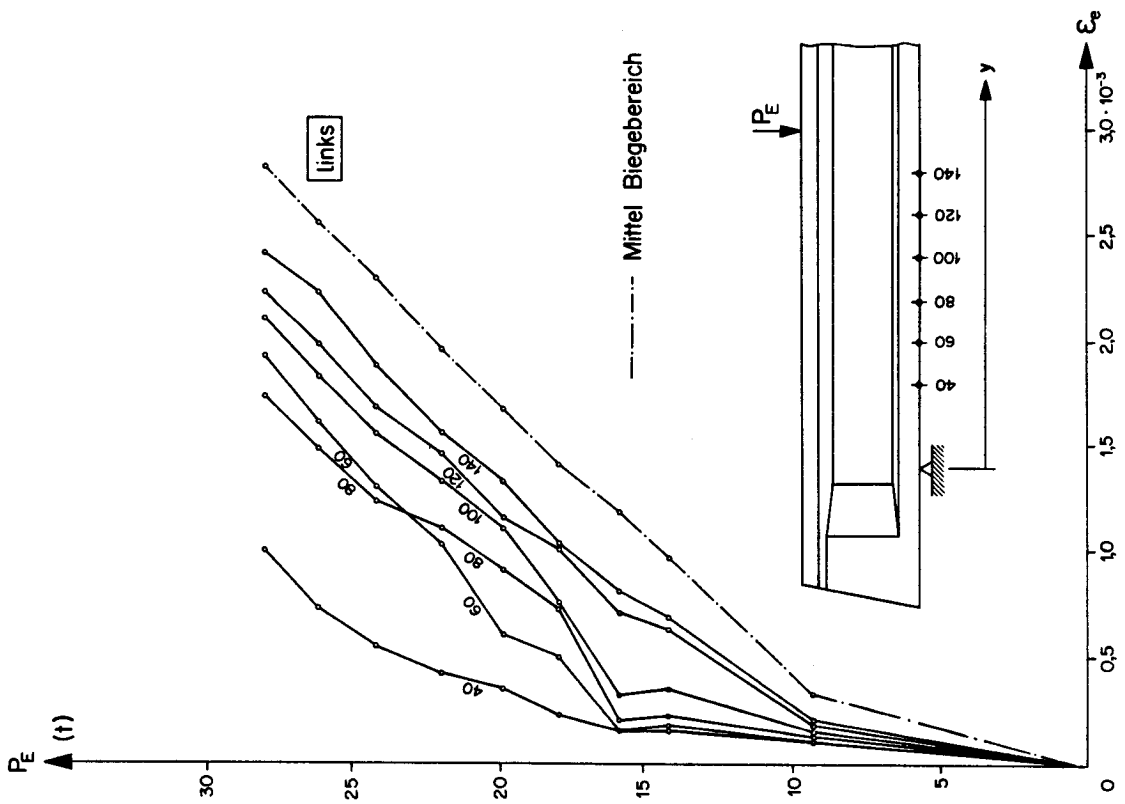
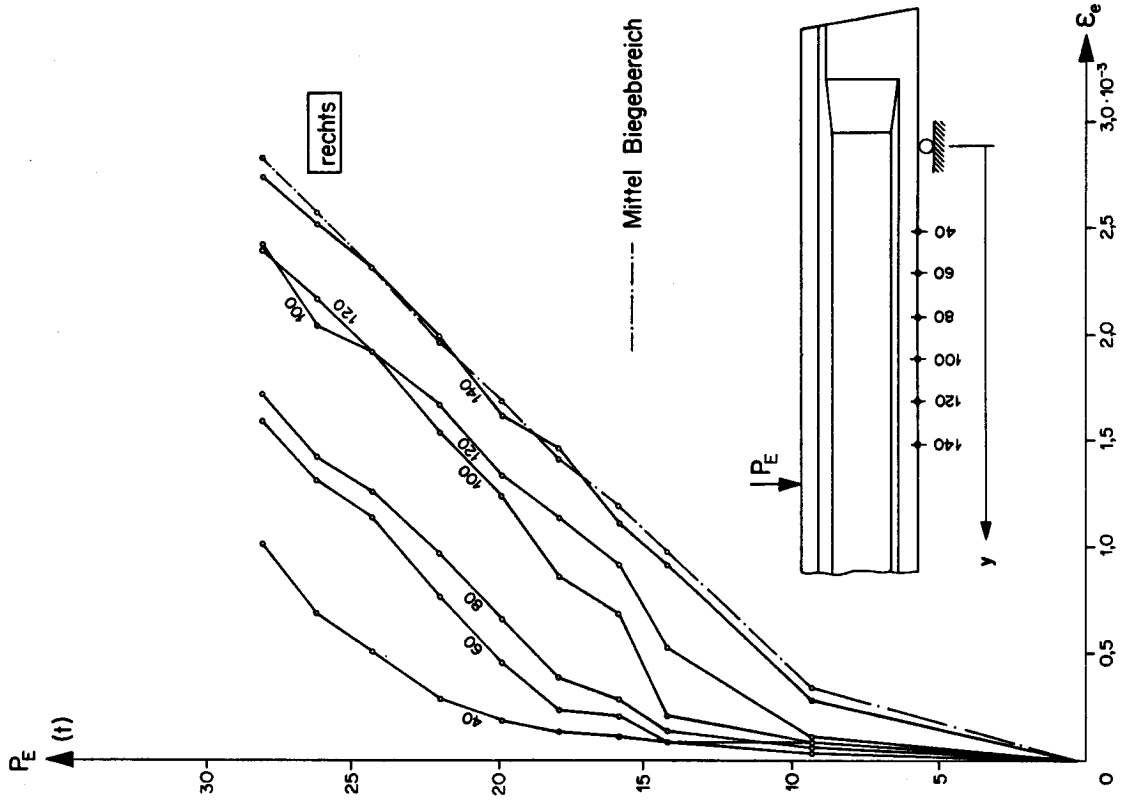


Bild 70 : Balken C₃ : Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich

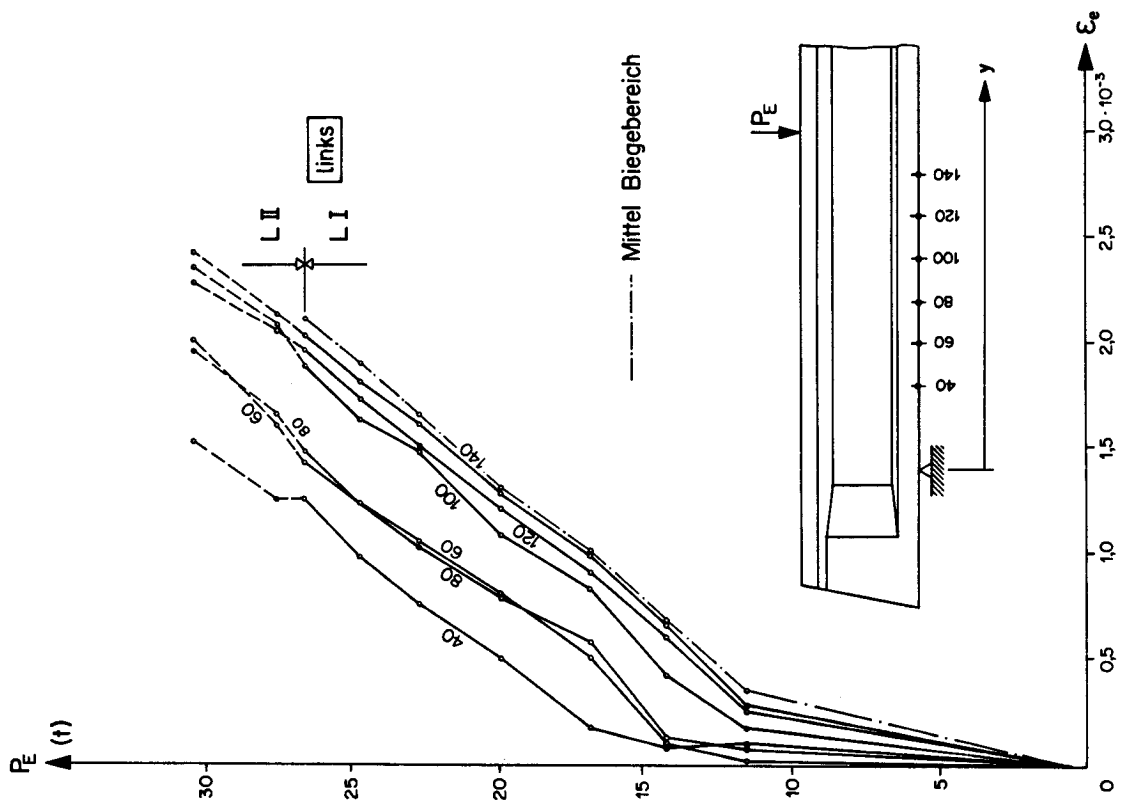
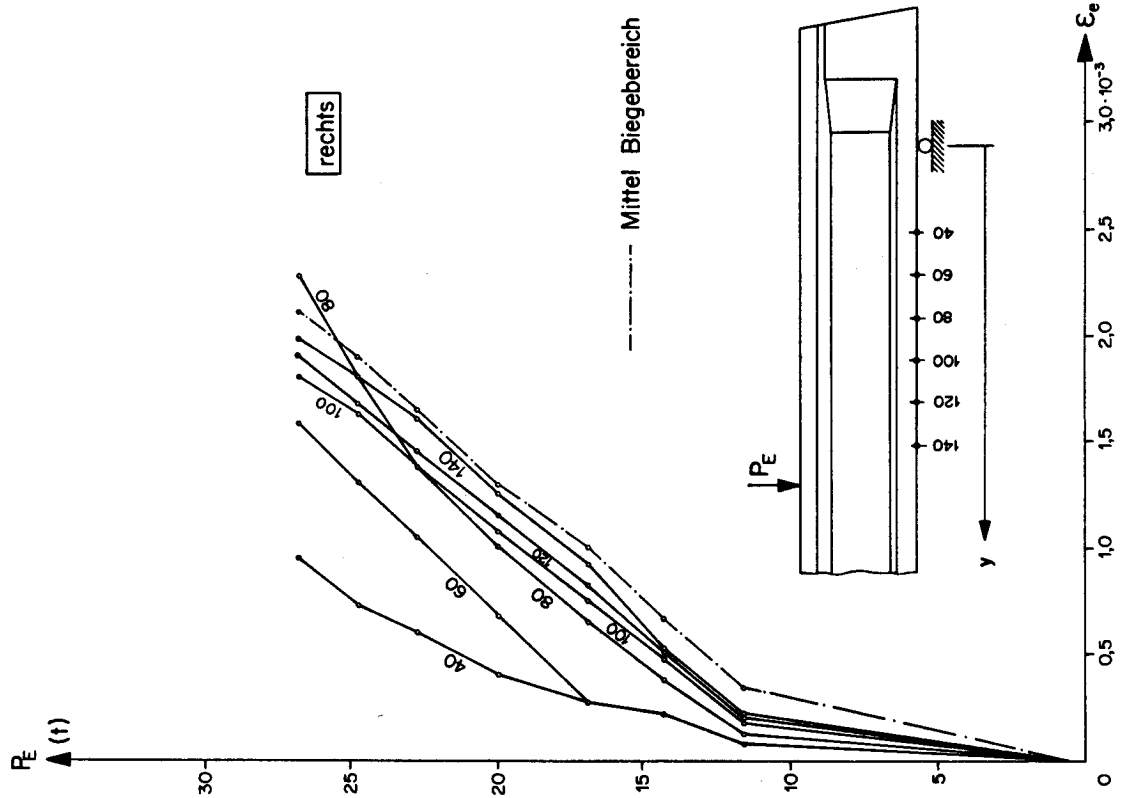


Bild 71 : Balken C₃: Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich

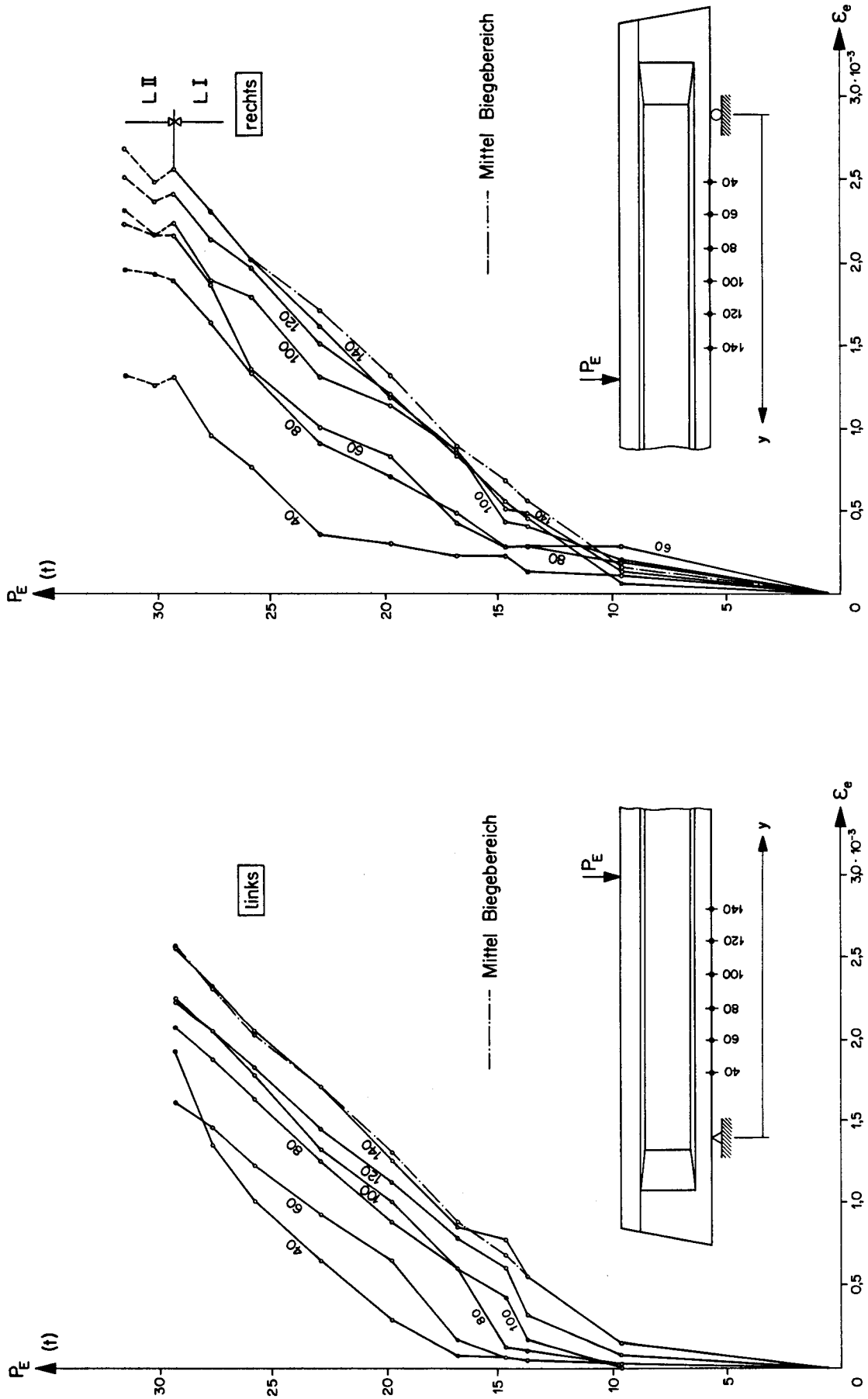


Bild 72: Balken C₄: Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich

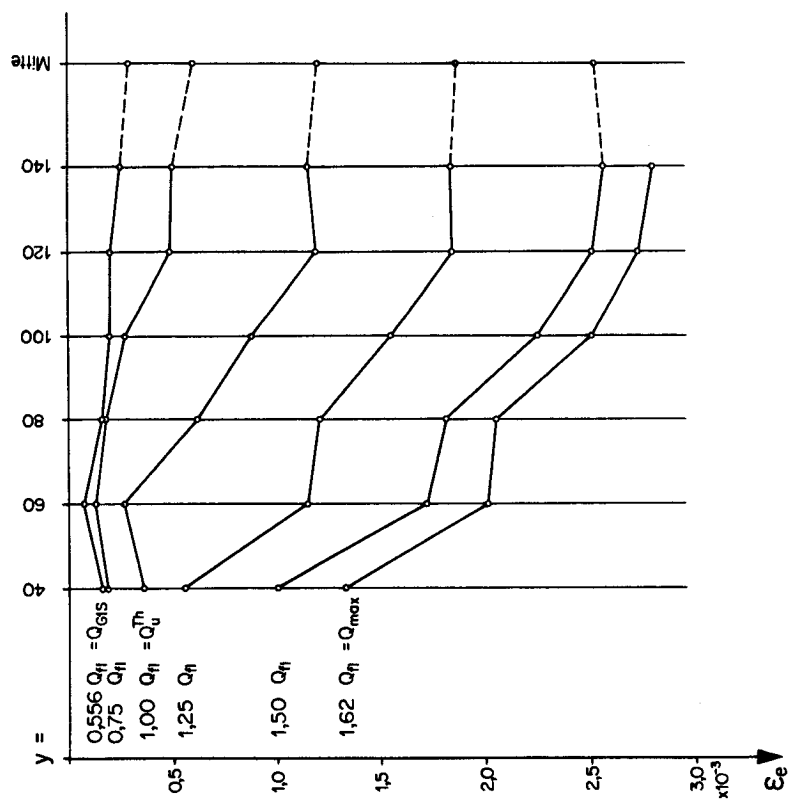
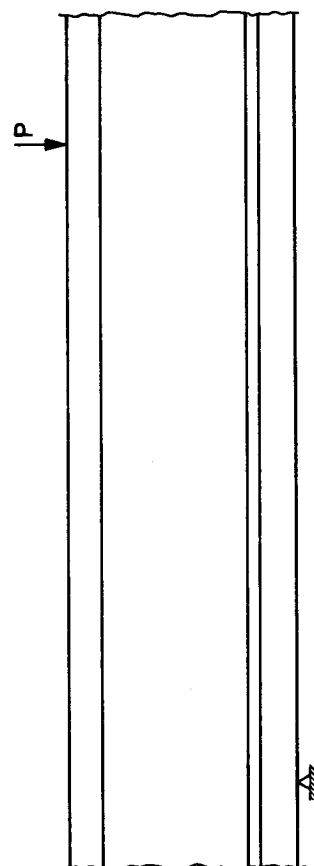
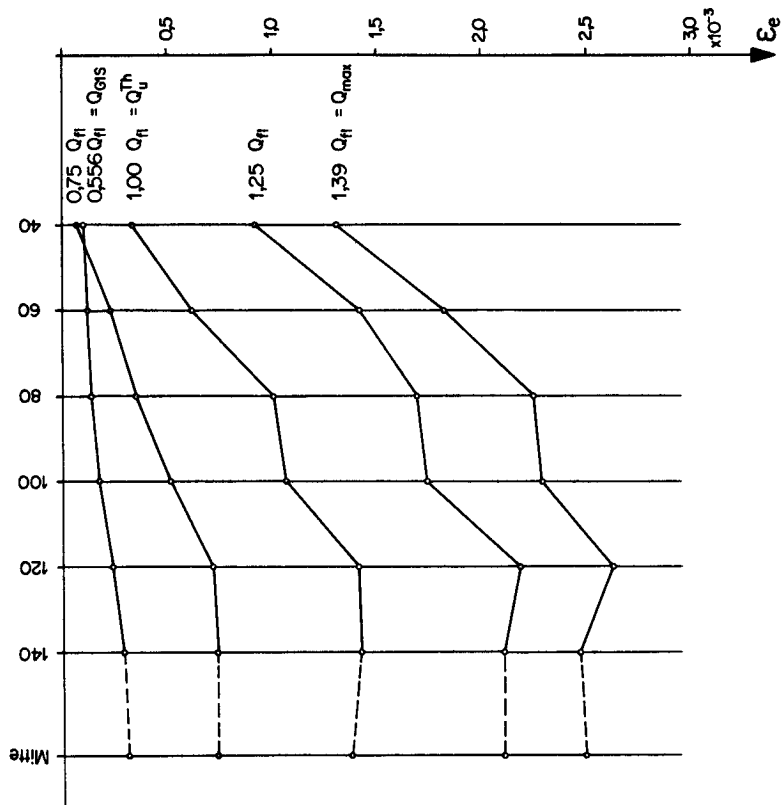
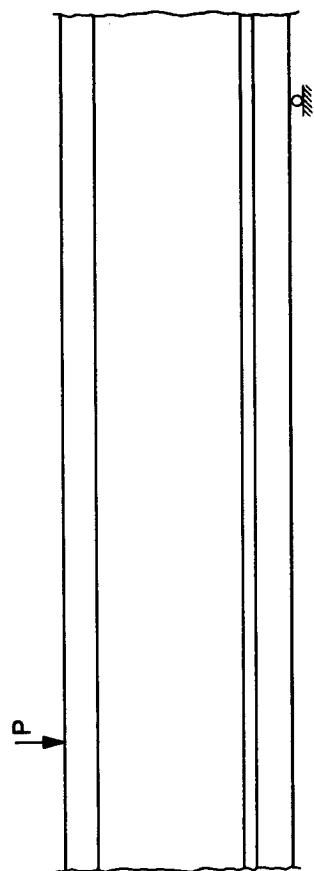


Bild 73: Balken G_1 : Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich bei spezifischen Belastungen

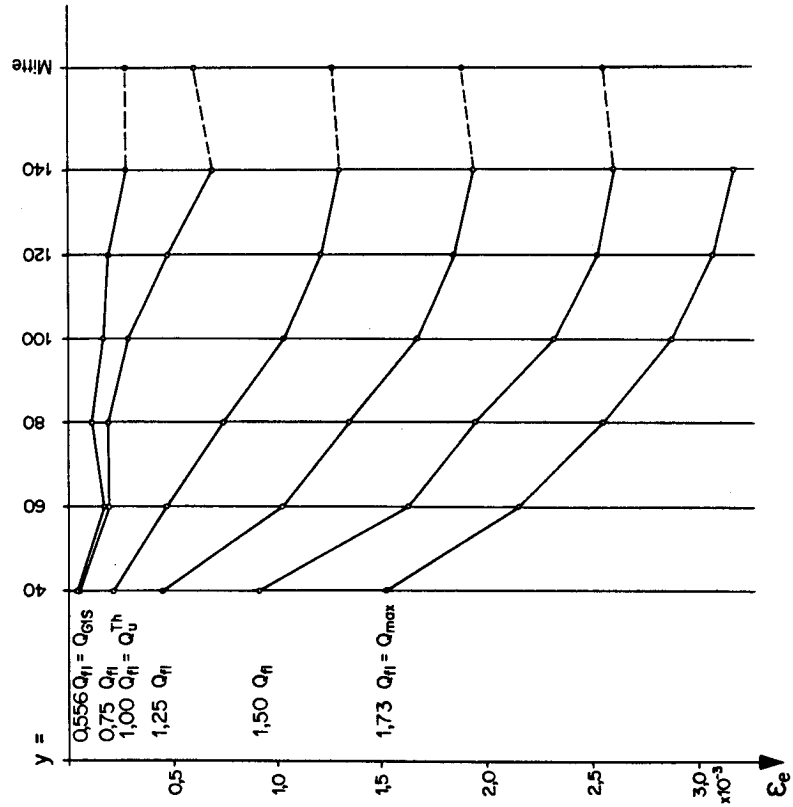
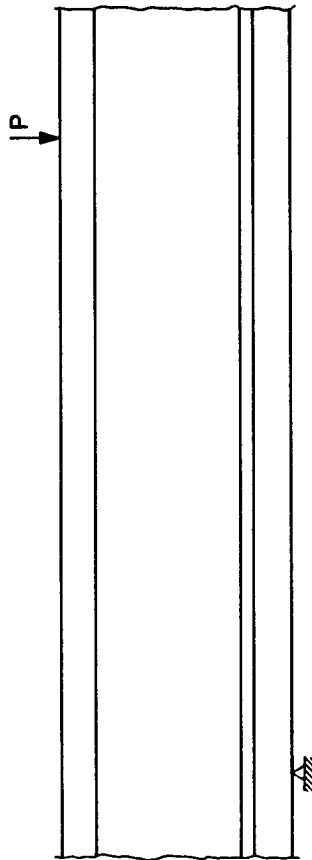
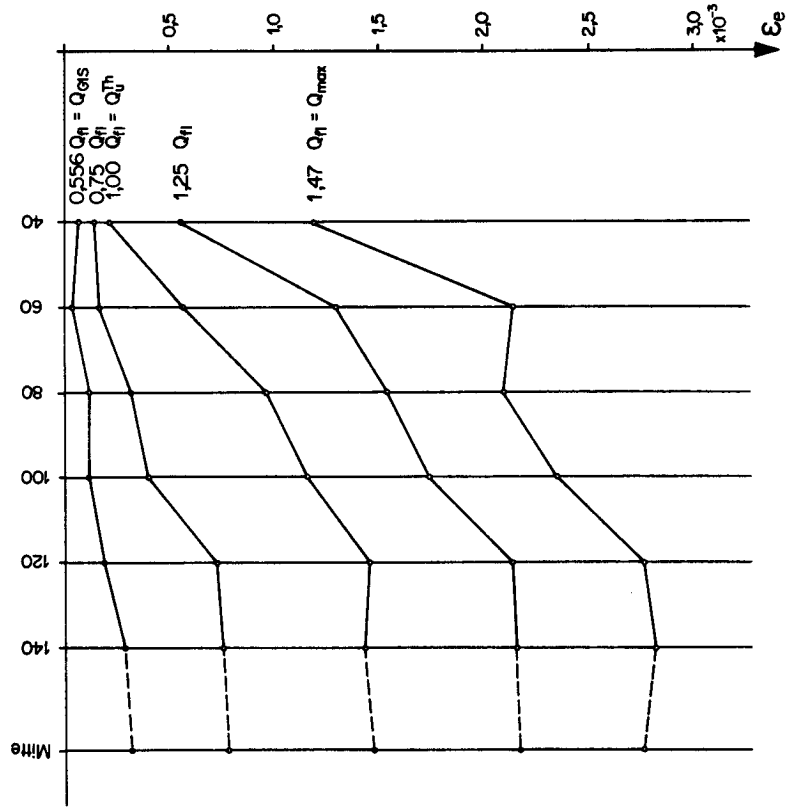
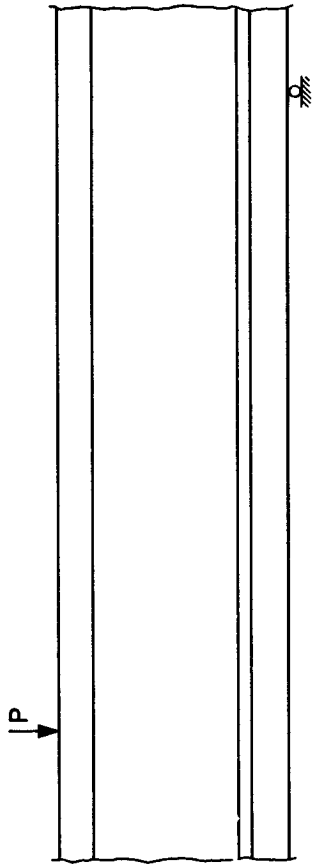


Bild 74: Balken C₂: Dehnungen der Längsarmierung im Schubereich bei spezifischen Belastungen

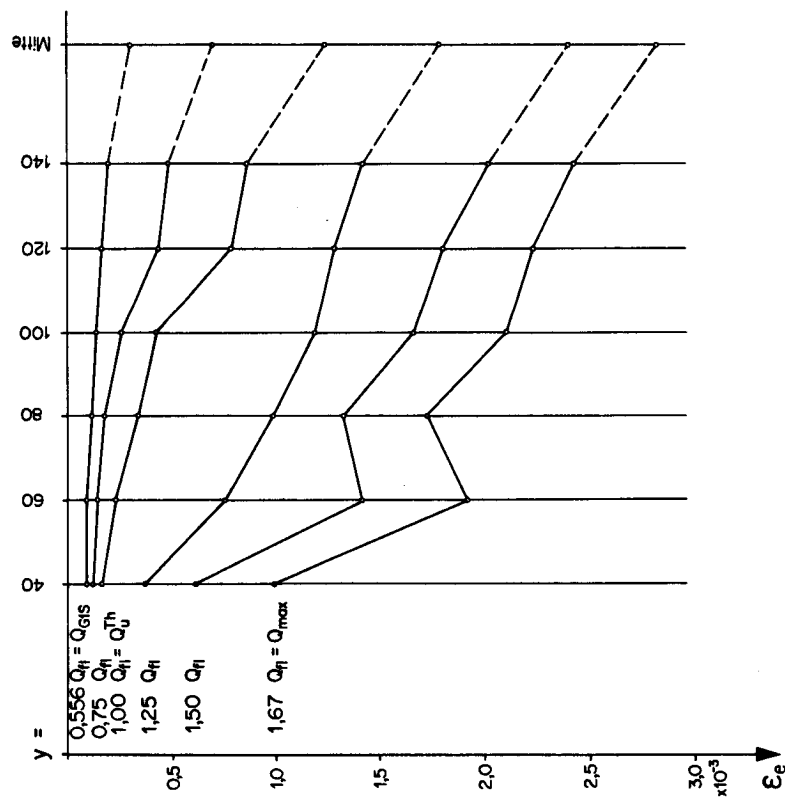
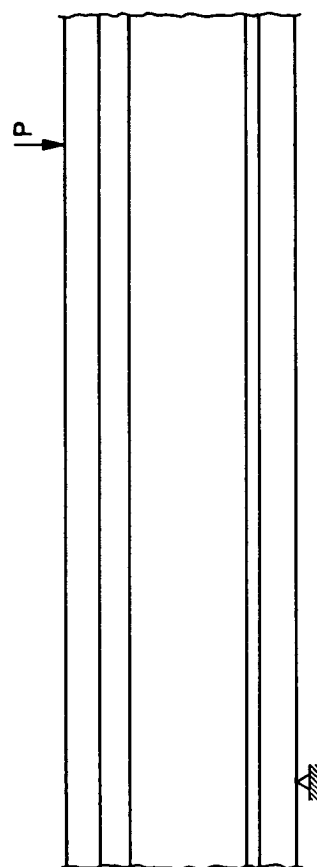
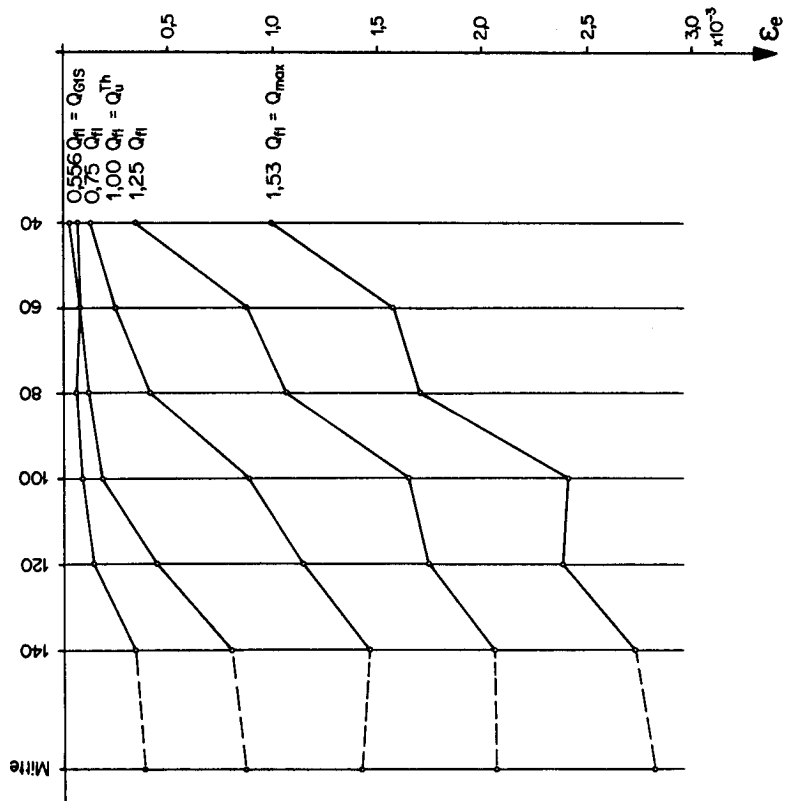
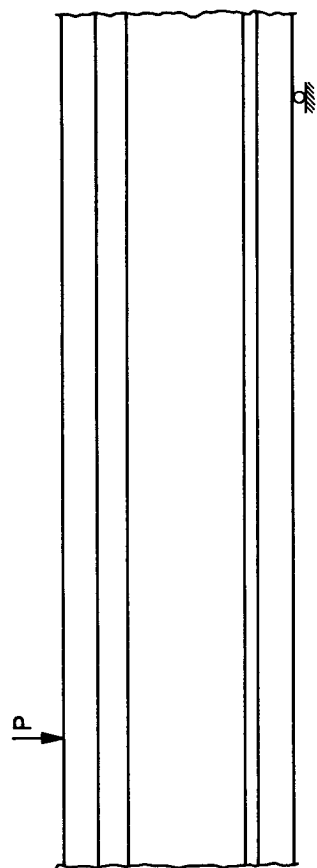


Bild 75 : Balken C₃ : Dehnungen der Längsarmierung im Schubbereich bei spezifischen Belastungen

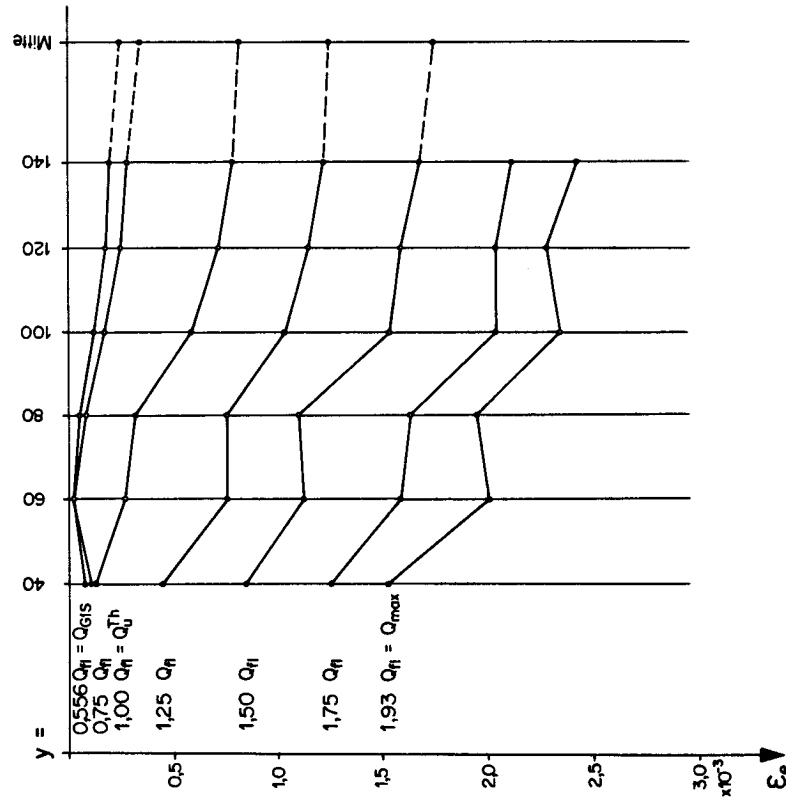
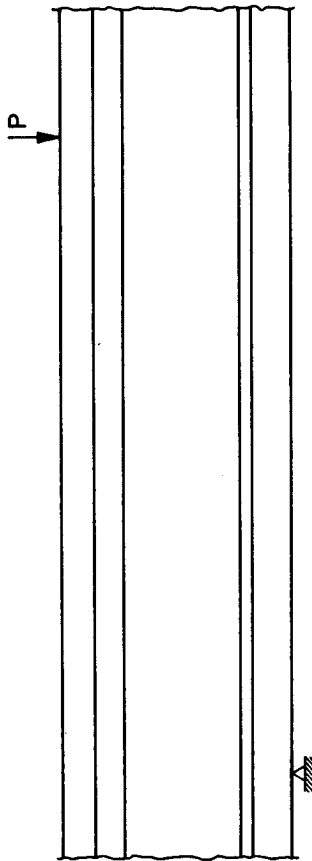
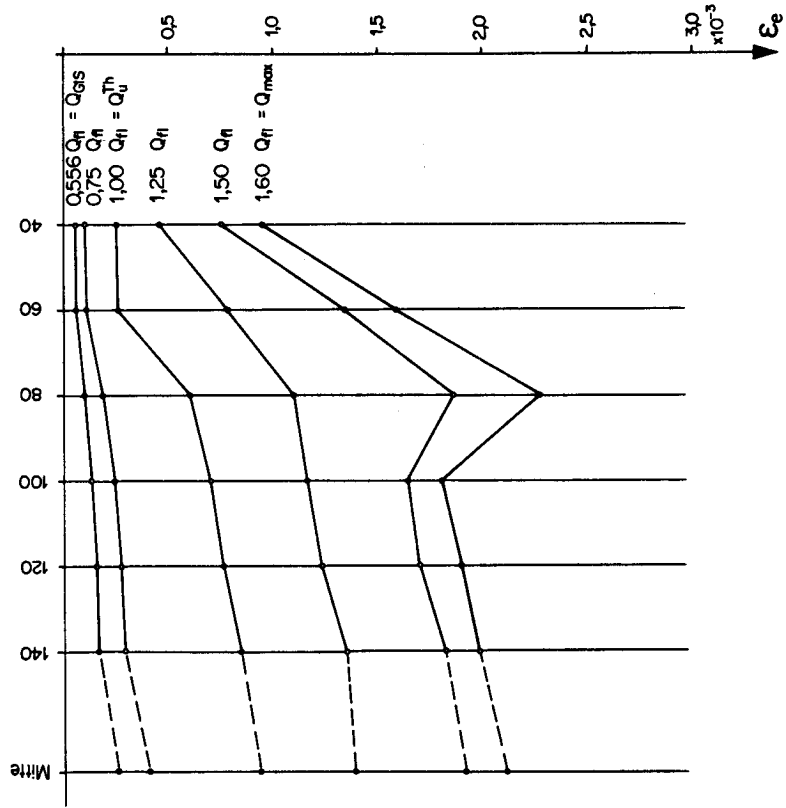
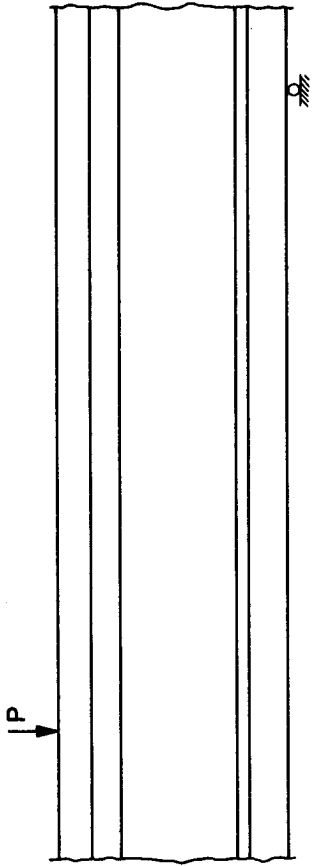


Bild 76: Balken C₃: Dehnungen der Längsarmierung im Schubereich bei spezifischen Belastungen

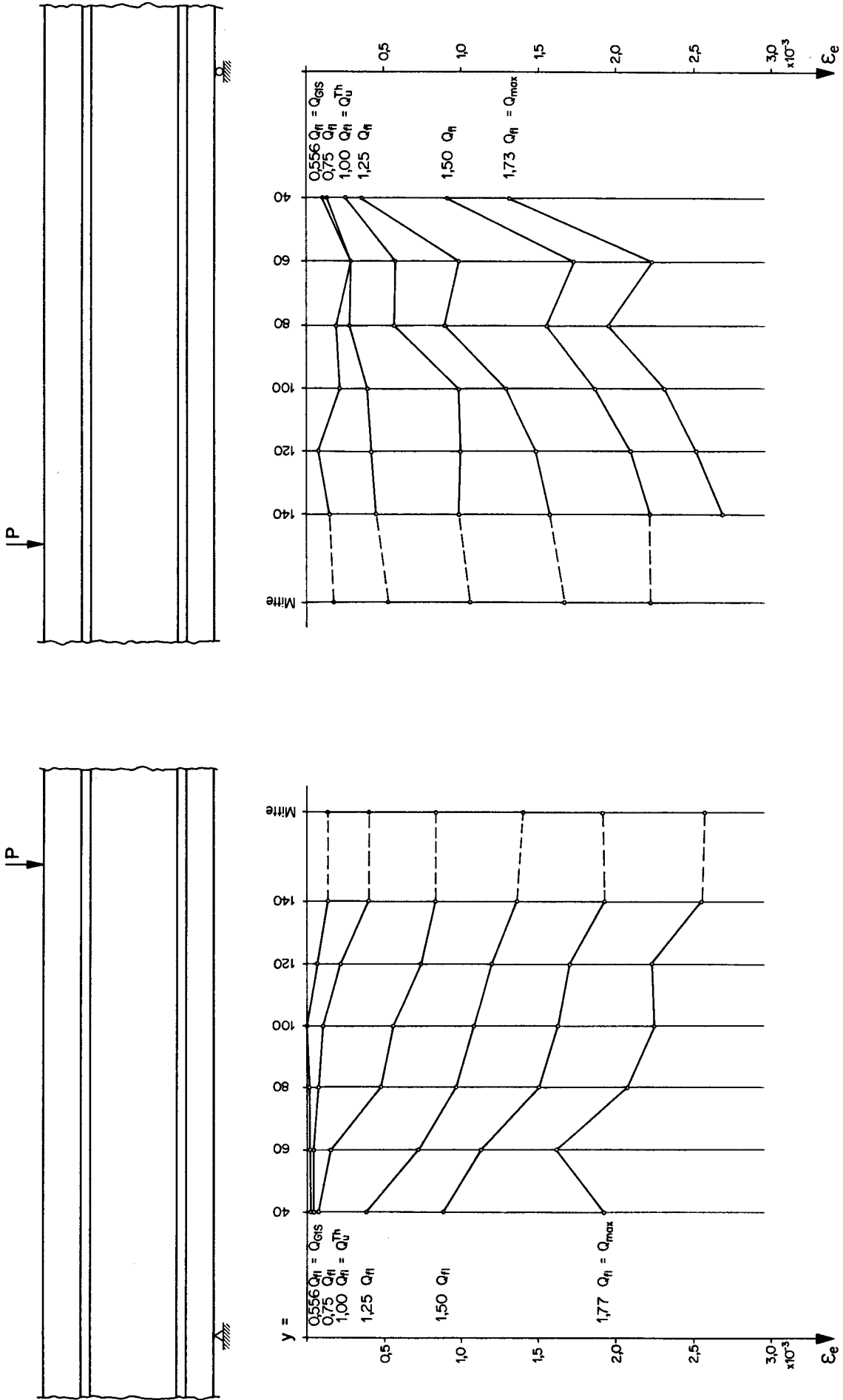


Bild 77 : Balken C₄: Dehnungen der Längsarmierung im Schubereich bei spezifischen Belastungen

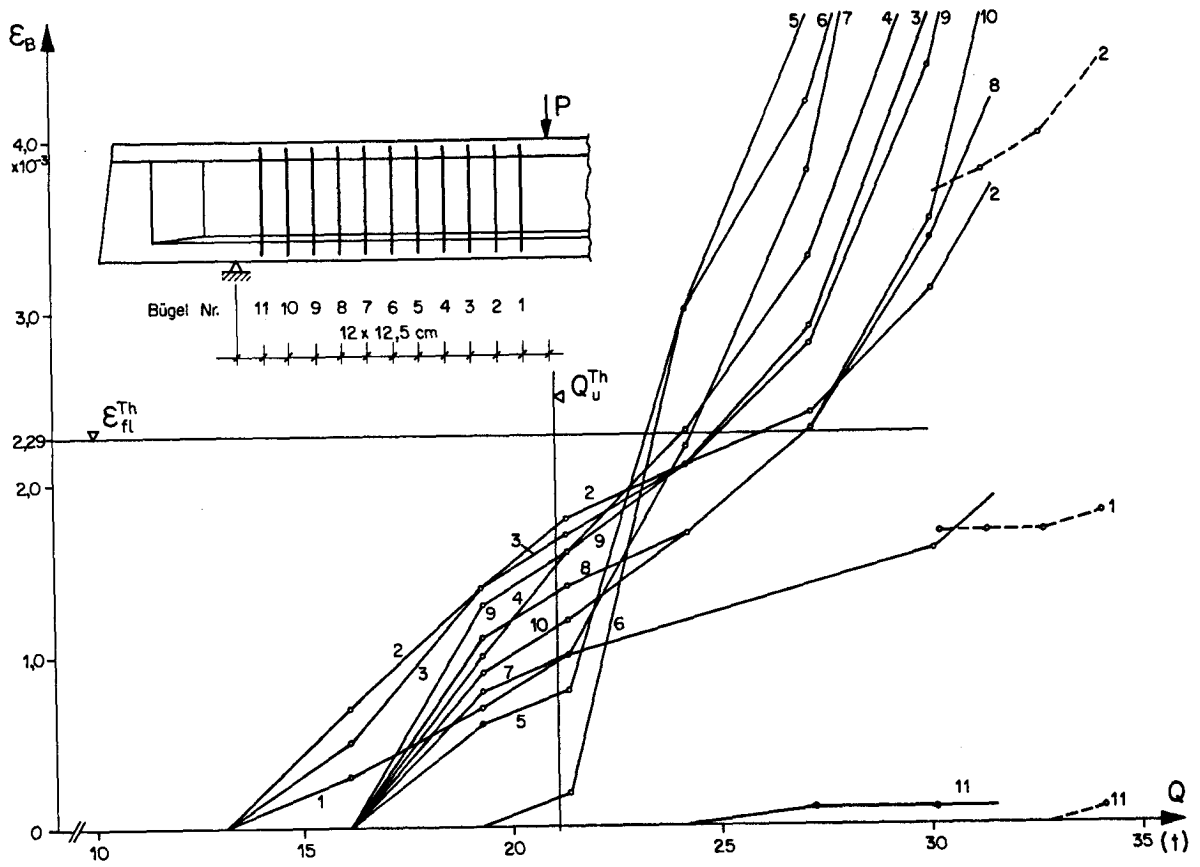


Bild 78: Balken C₁, links: Dehnungen der Schubarmierung

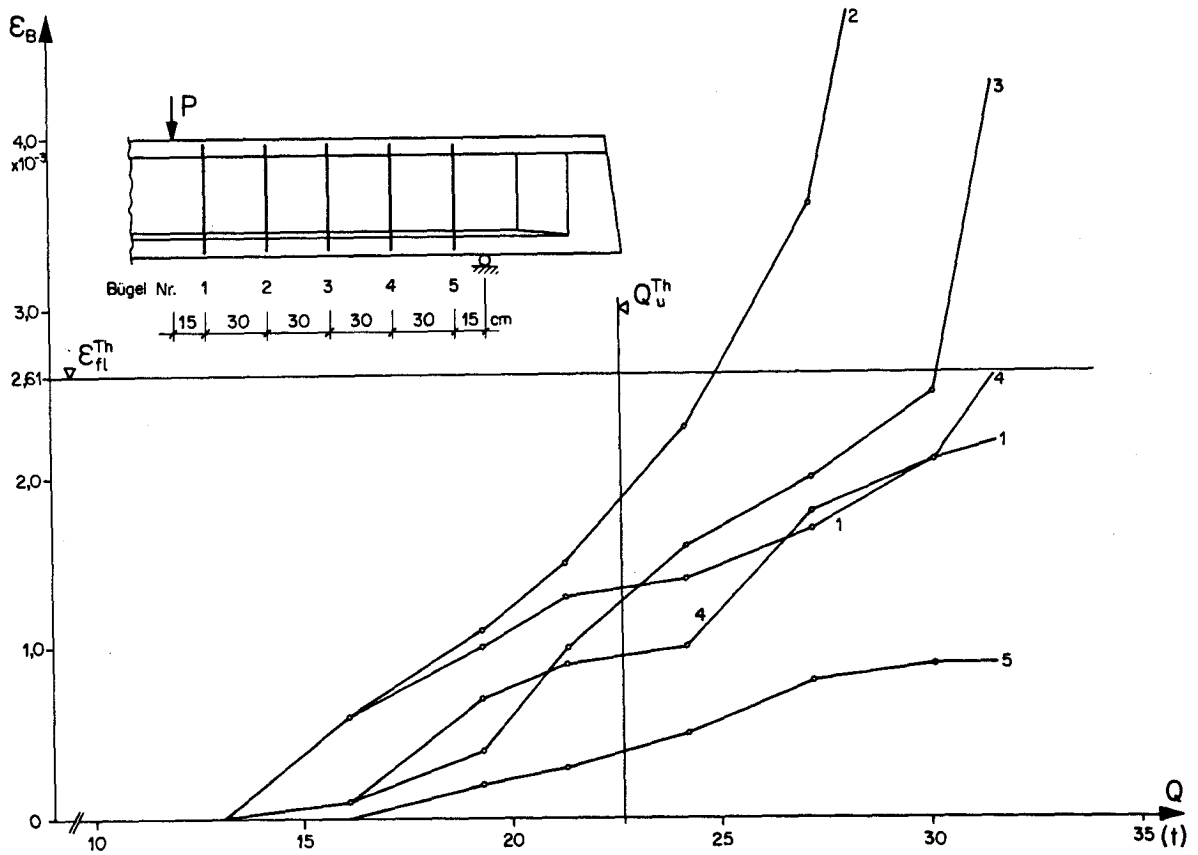


Bild 79: Balken C₁, rechts: Dehnungen der Schubarmierung

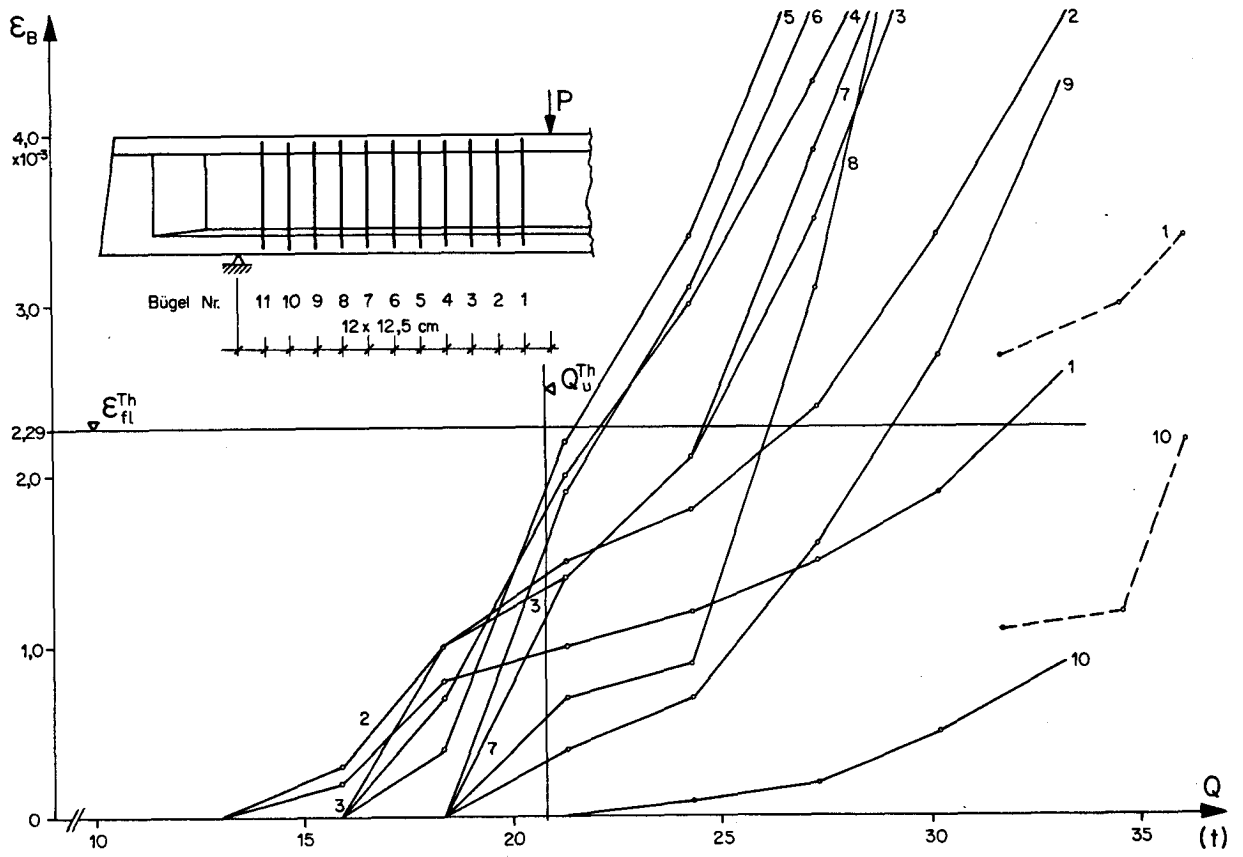


Bild 80: Balken C₂, links: Dehnungen der Schubarmierung

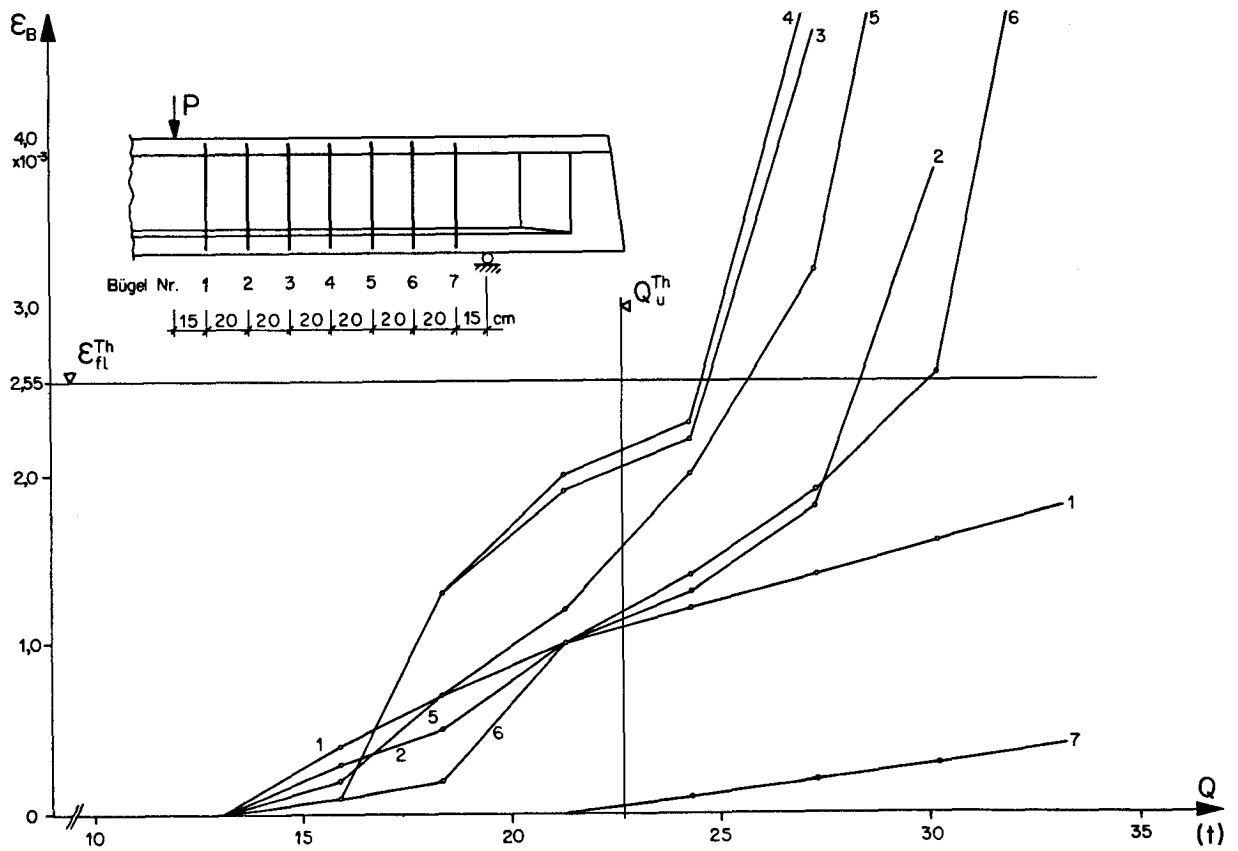


Bild 81: Balken C₂, rechts: Dehnungen der Schubarmierung

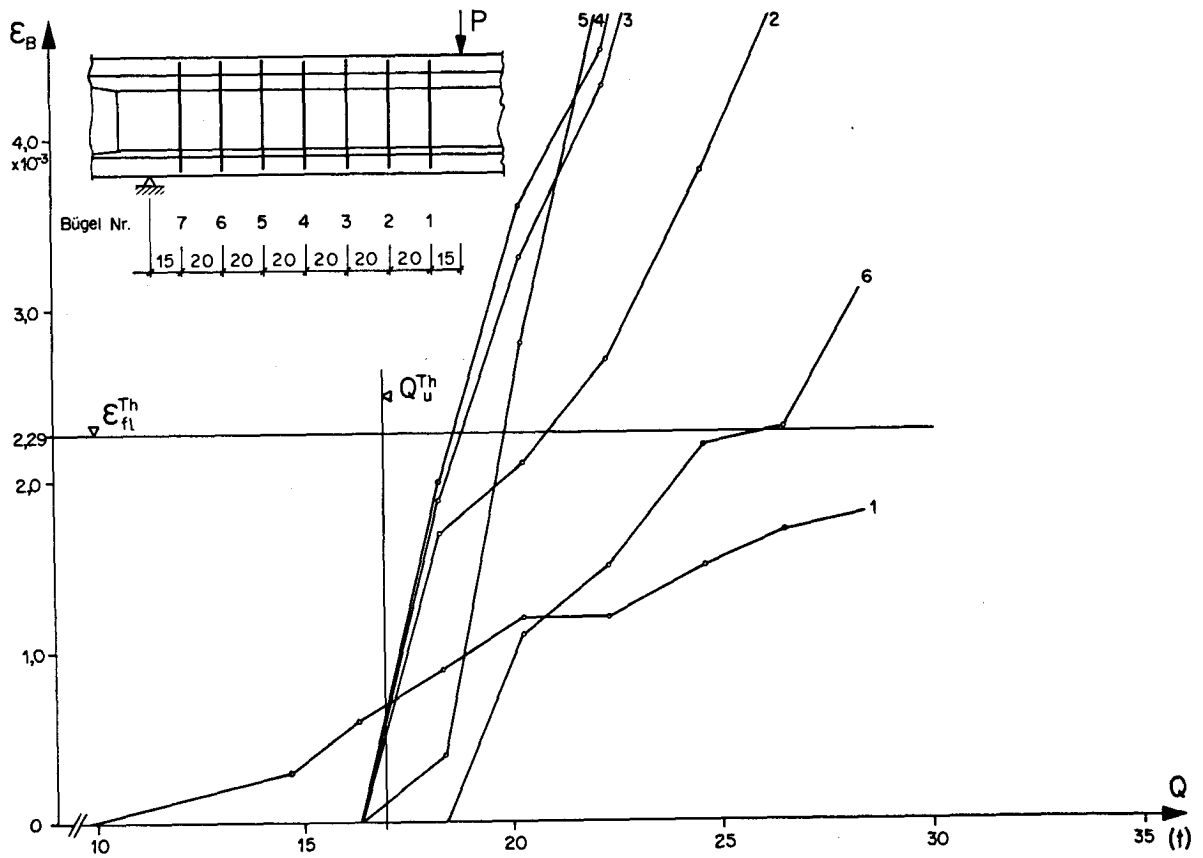


Bild 82: Balken C_3^1 , links: Dehnungen der Schubarmierung

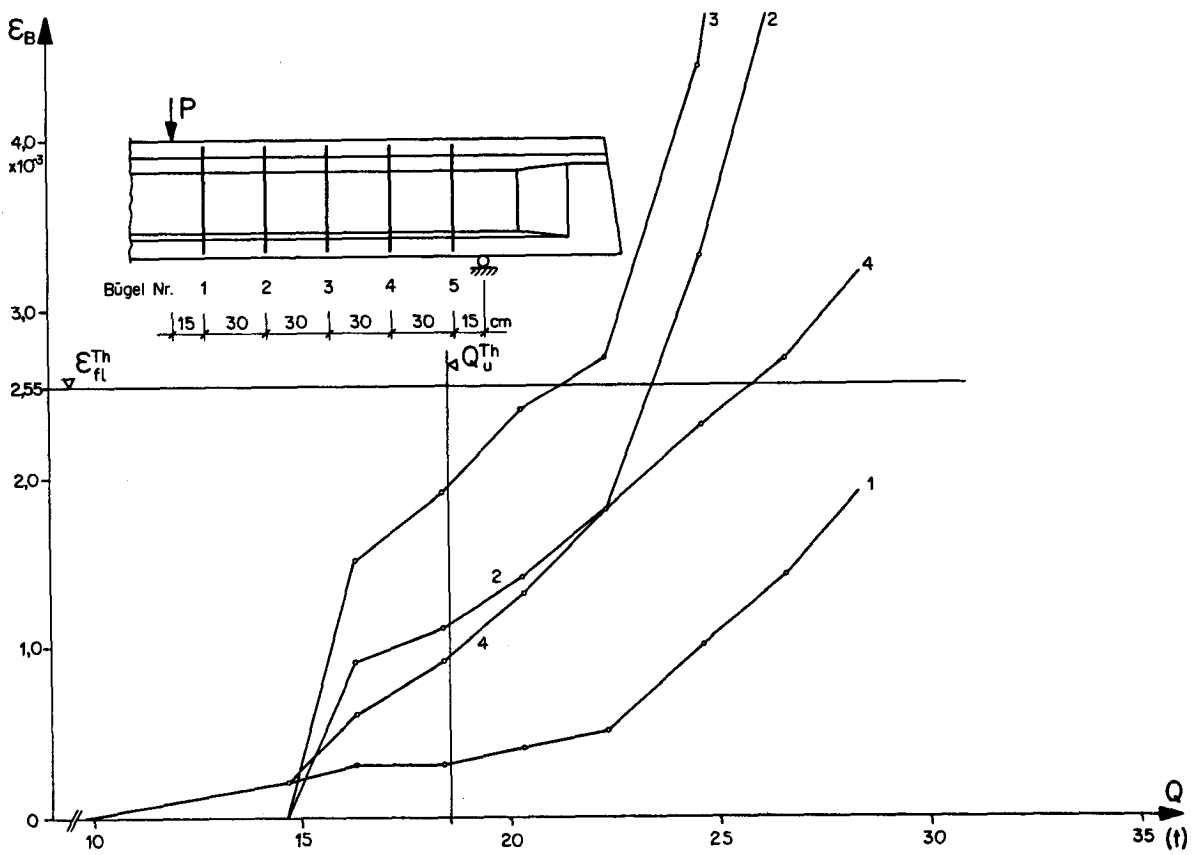


Bild 83: Balken C_3^1 , rechts: Dehnungen der Schubarmierung

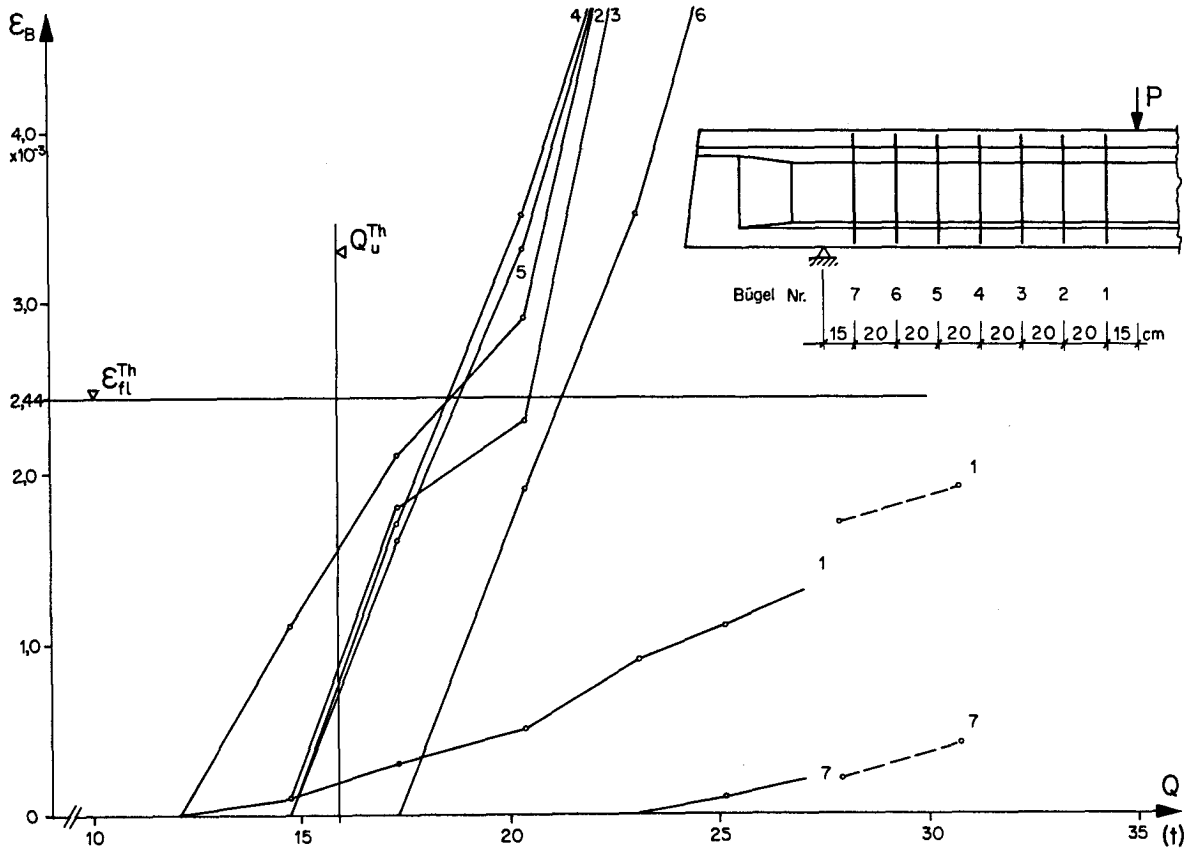


Bild 84: Balken C₃, links: Dehnungen der Schubarmierung

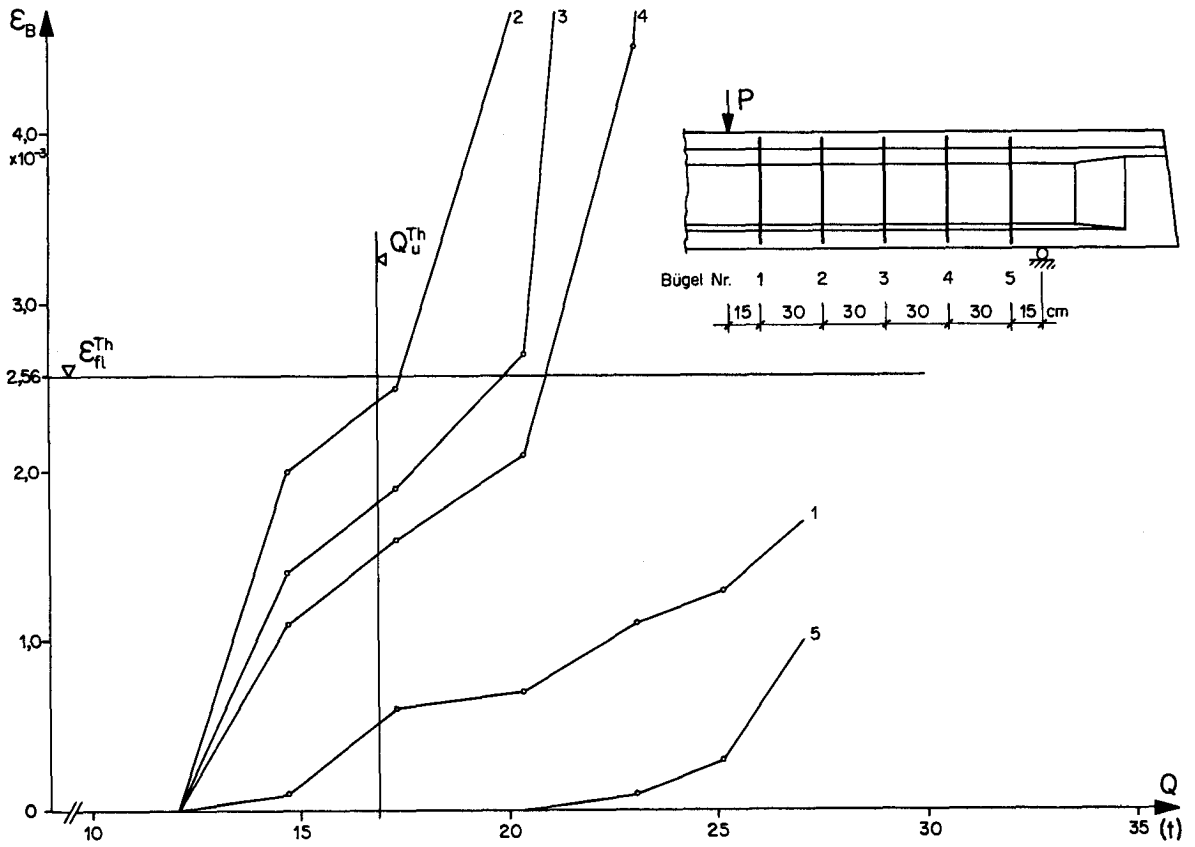


Bild 85: Balken C₃, rechts: Dehnungen der Schubarmierung

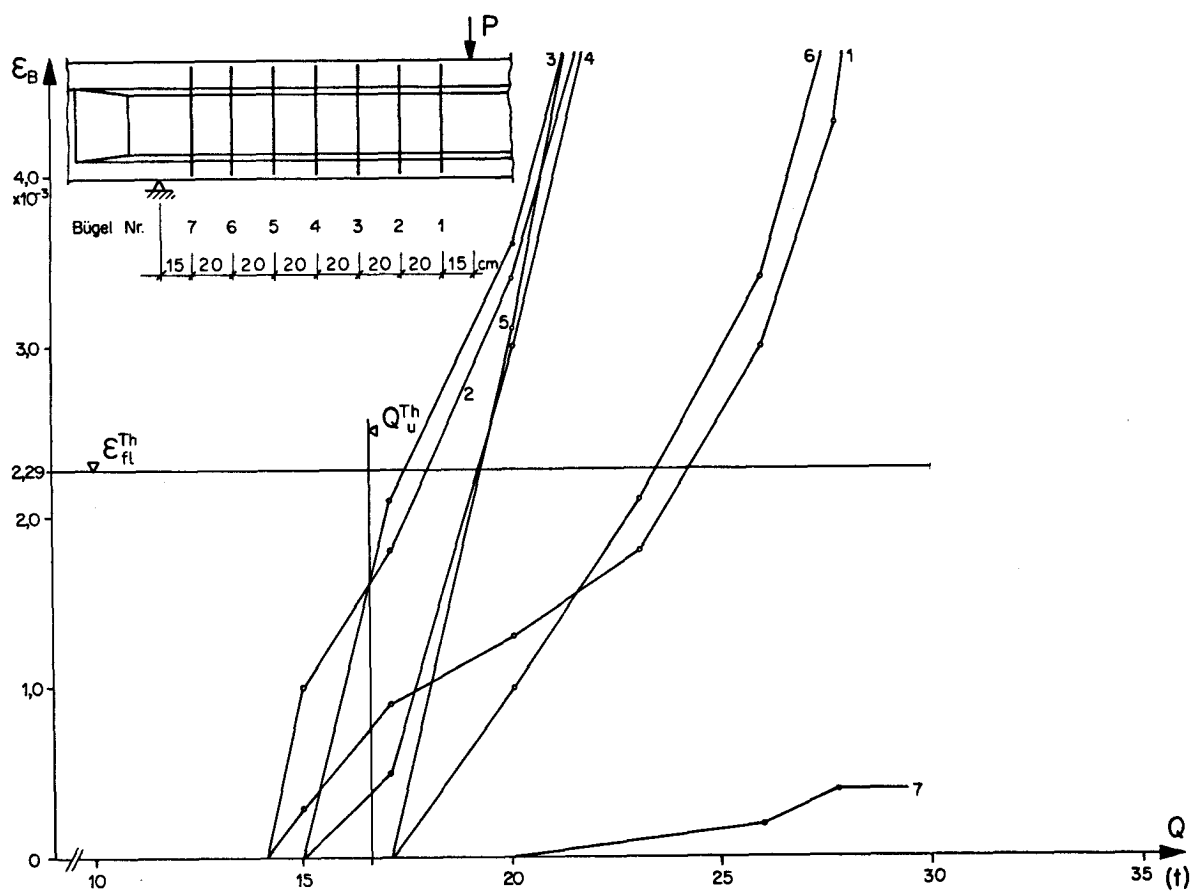


Bild 86: Balken C₄, links: Dehnungen der Schubarmierung

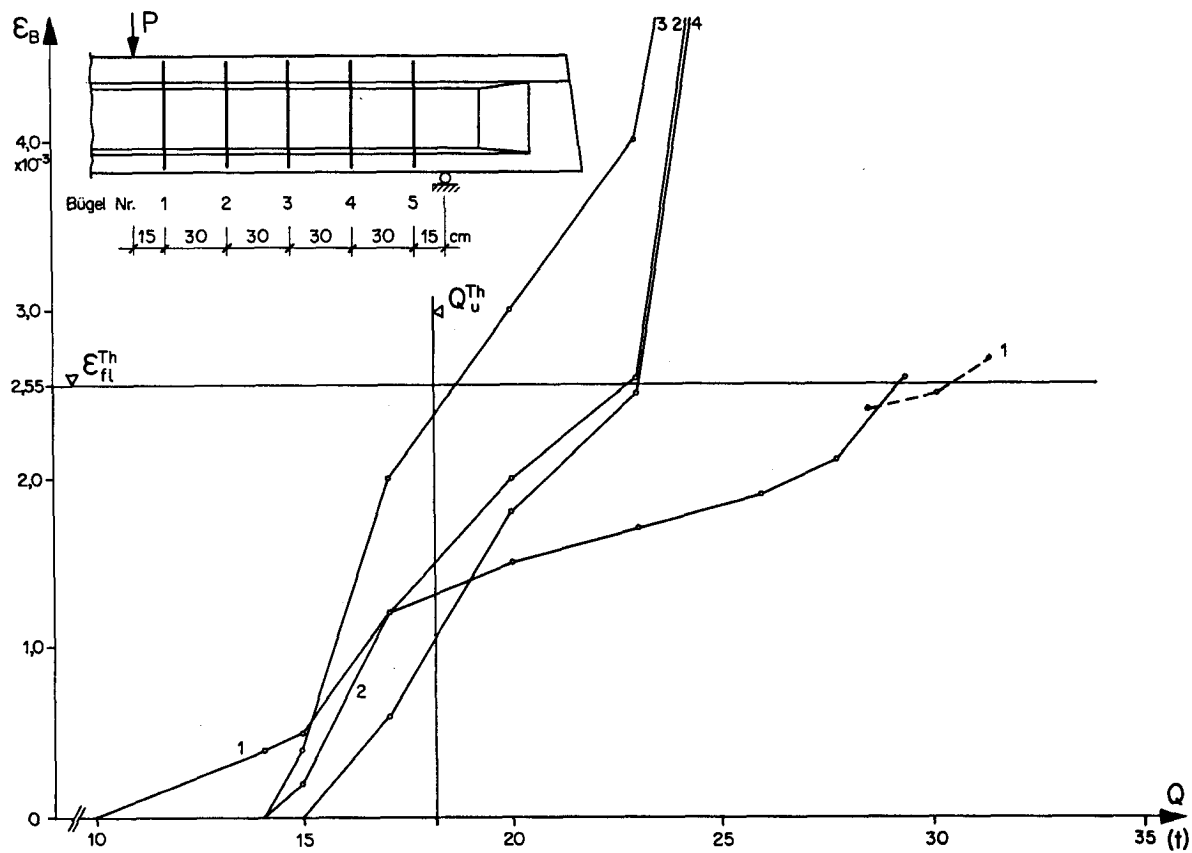


Bild 87: Balken C₄, rechts: Dehnungen der Schubarmierung

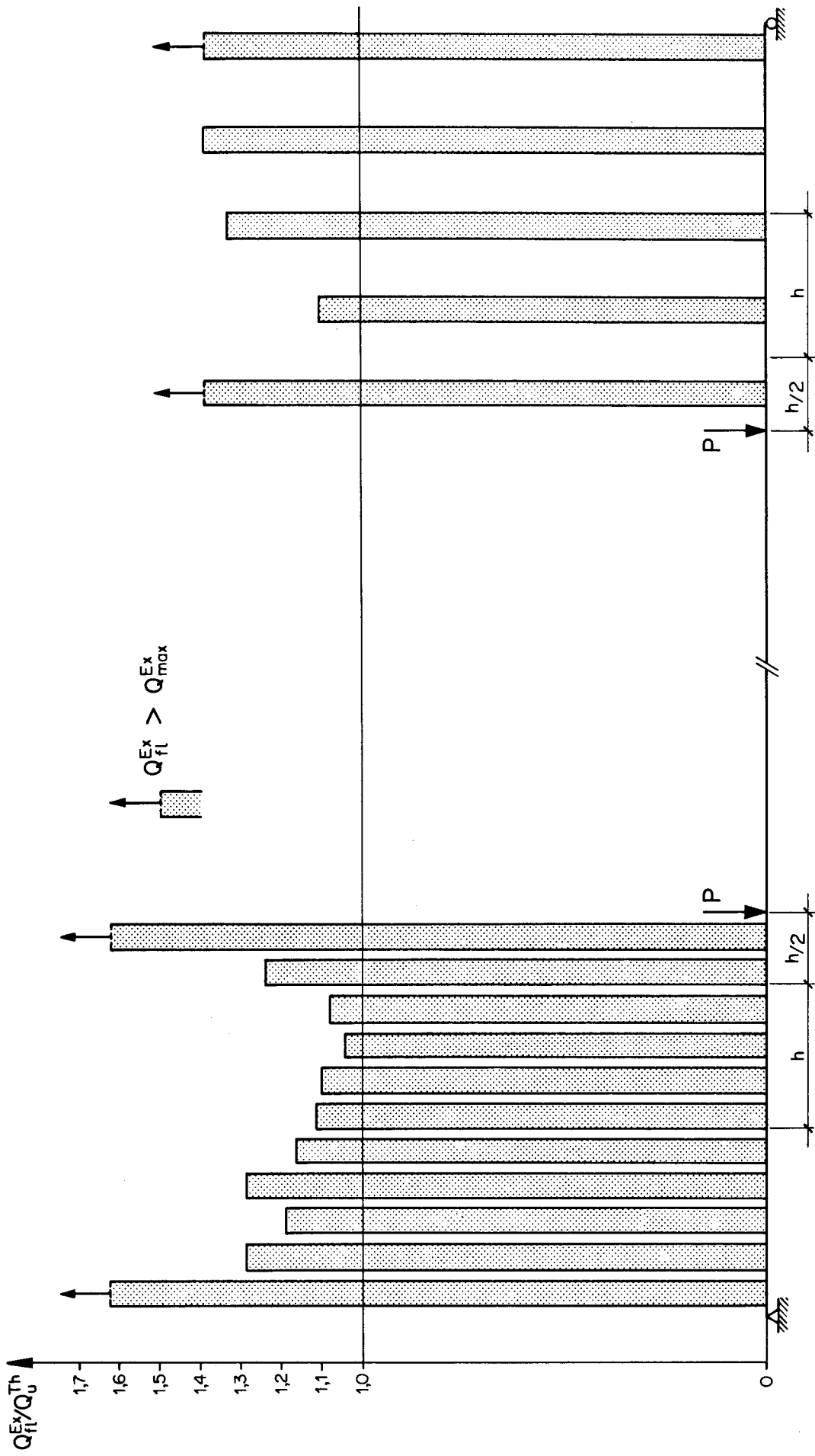


Bild 88: Balken C_1 : Fließbeginn der einzelnen Bügel

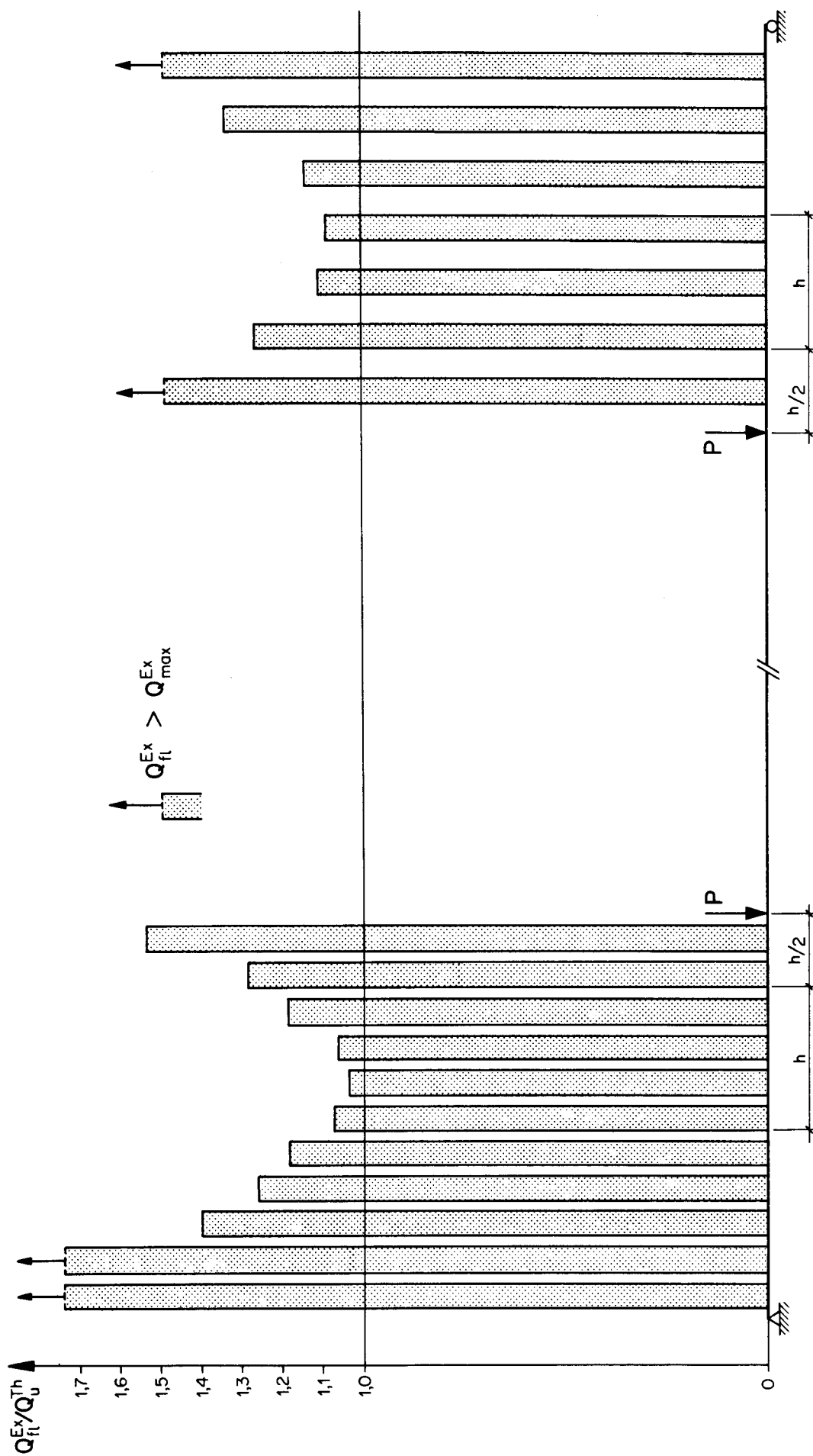


Bild 89 : Balken C_2 : Fließbeginn der einzelnen Bügel

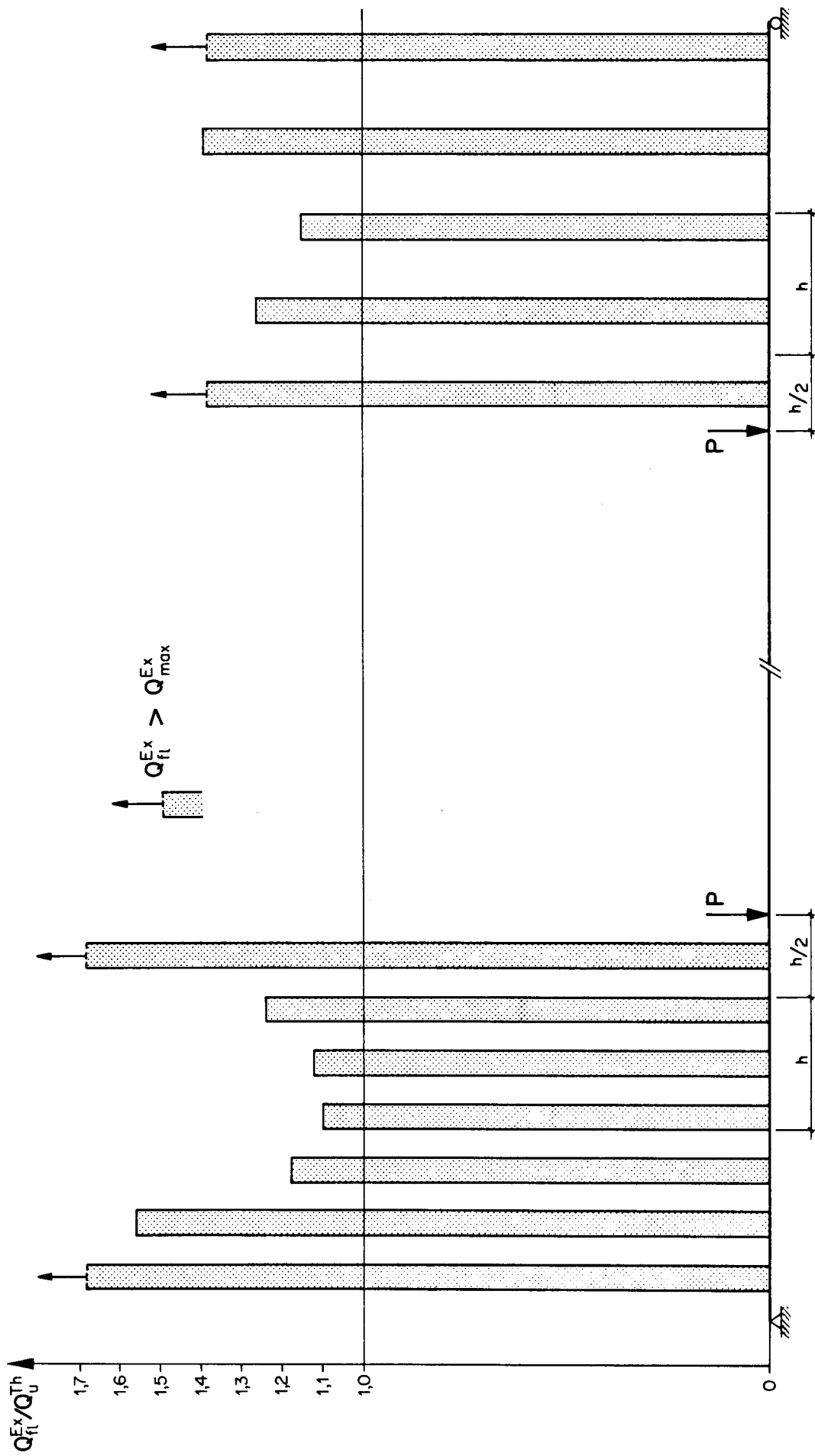


Bild 90 : Balken C'_3 : Fließbeginn der einzelnen Bügel

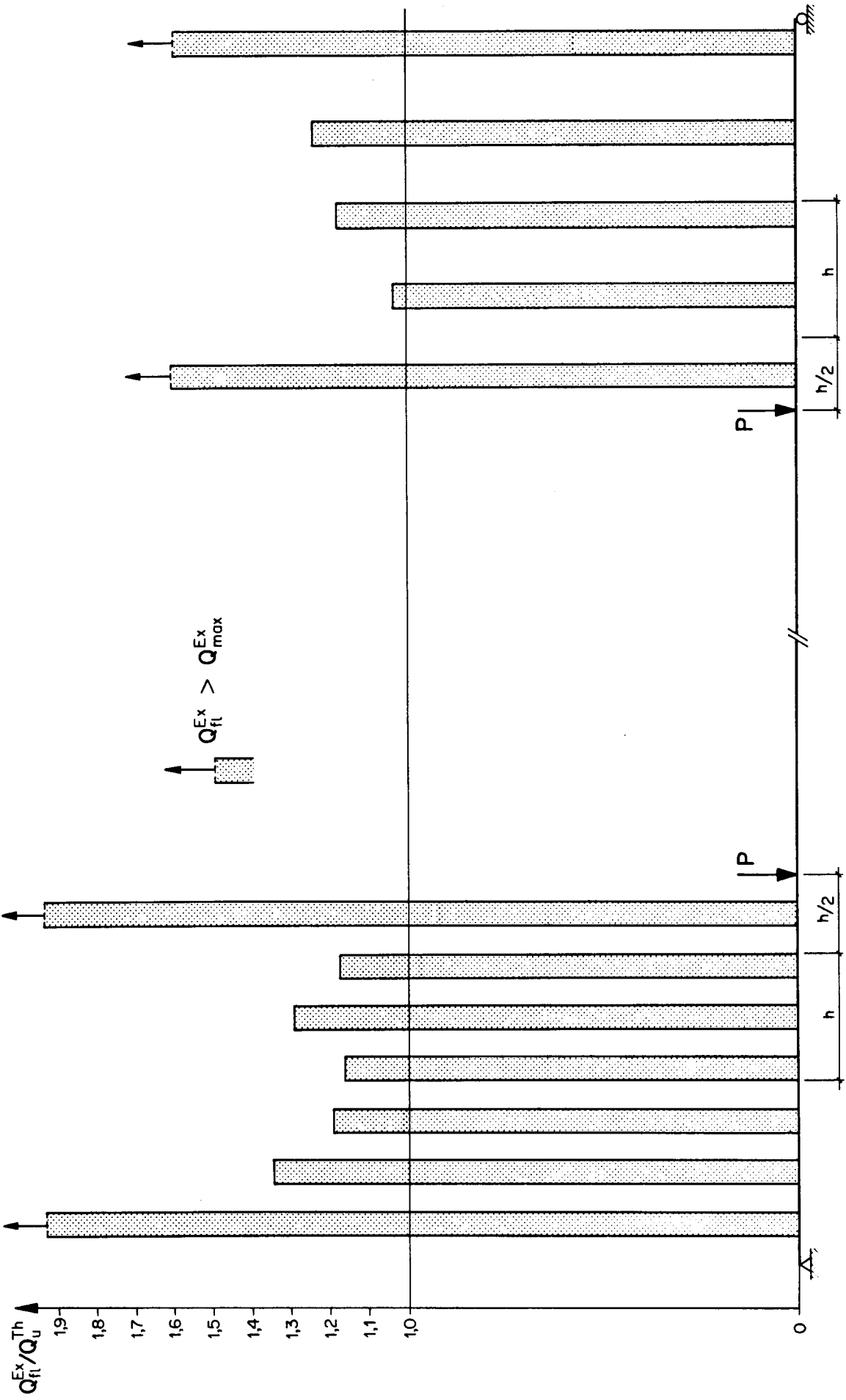


Bild 91 : Balken C₃ : Fließbeginn der einzelnen Bügel

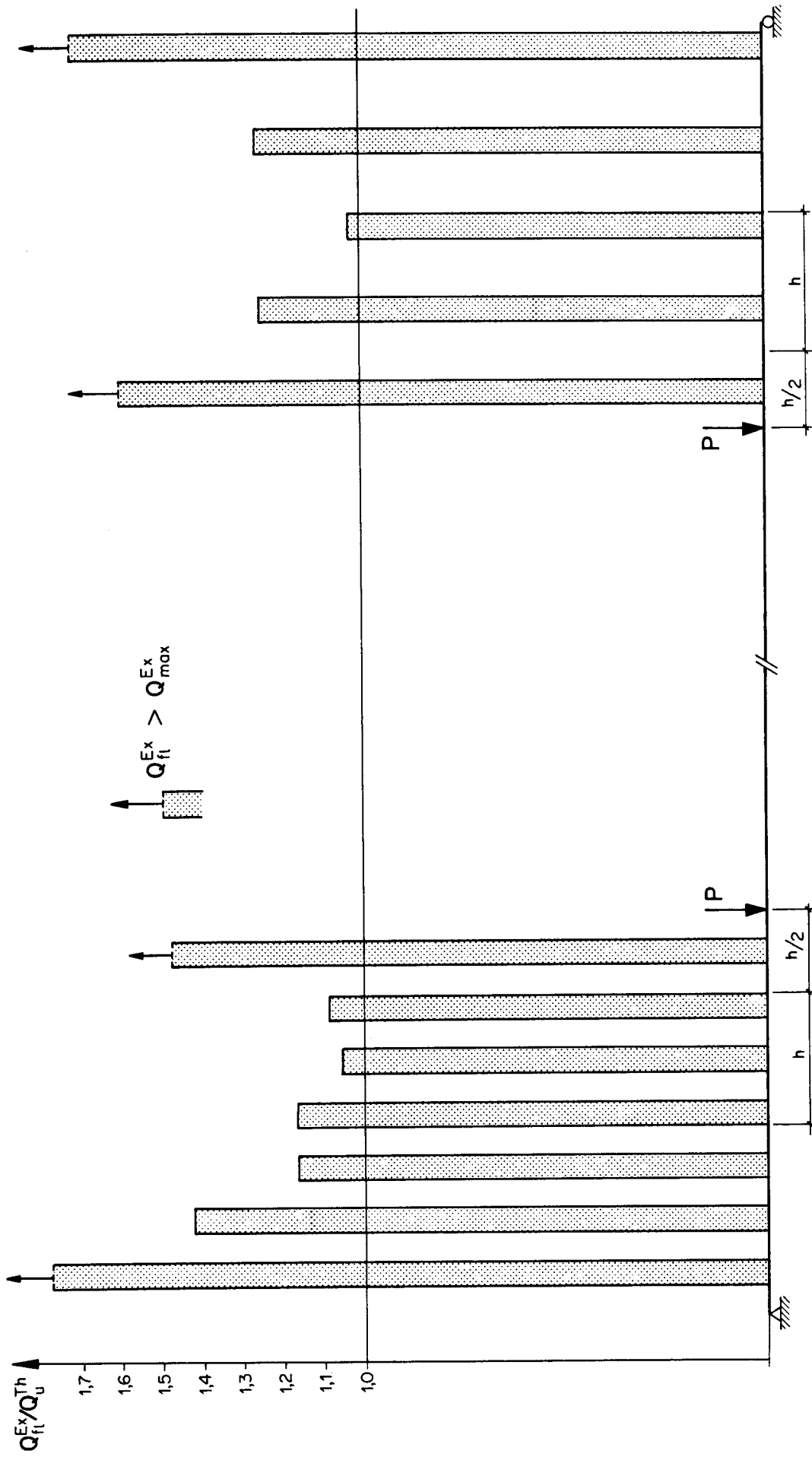


Bild 92 : Balken C₄ : Fliessbeginn der einzelnen Bügel

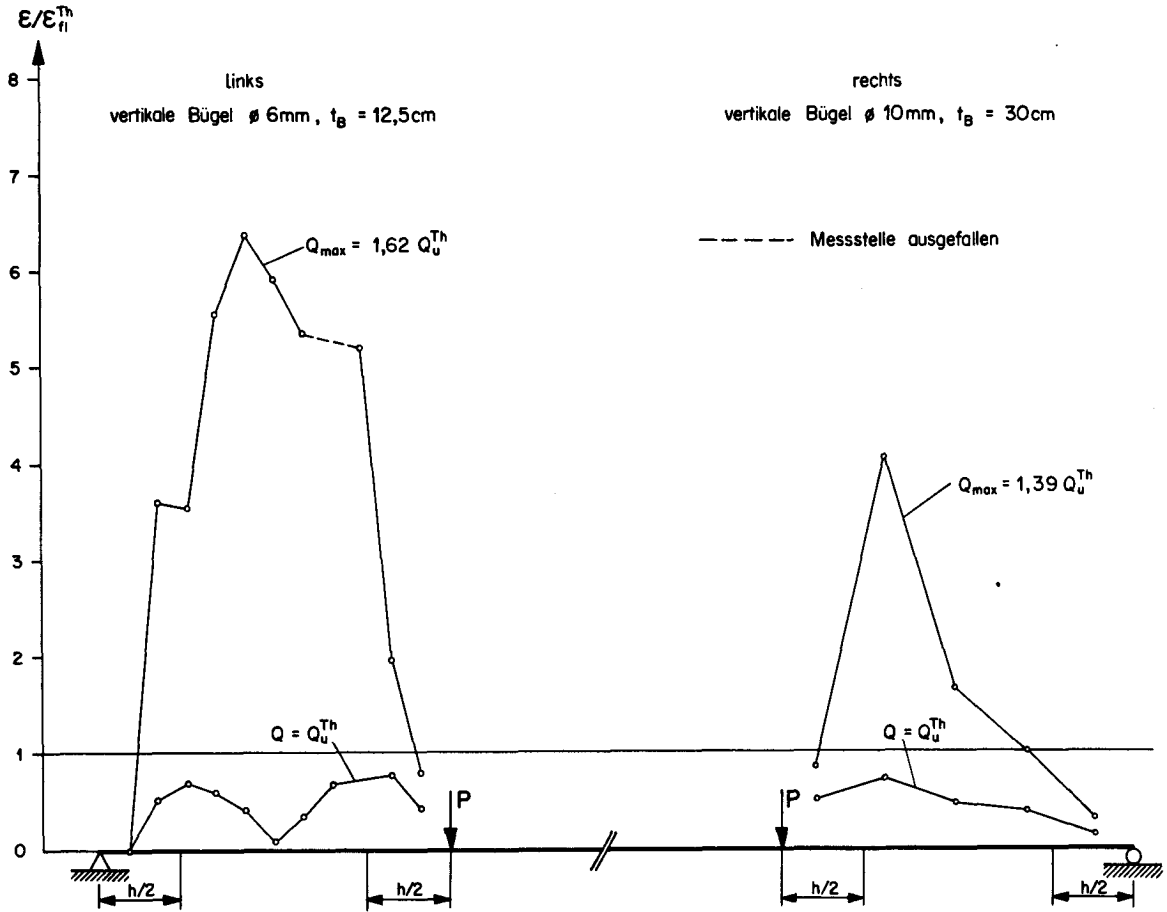


Bild 93: Balken C₁: Dehnungen der Schubarmierung bei spezifischen Belastungen

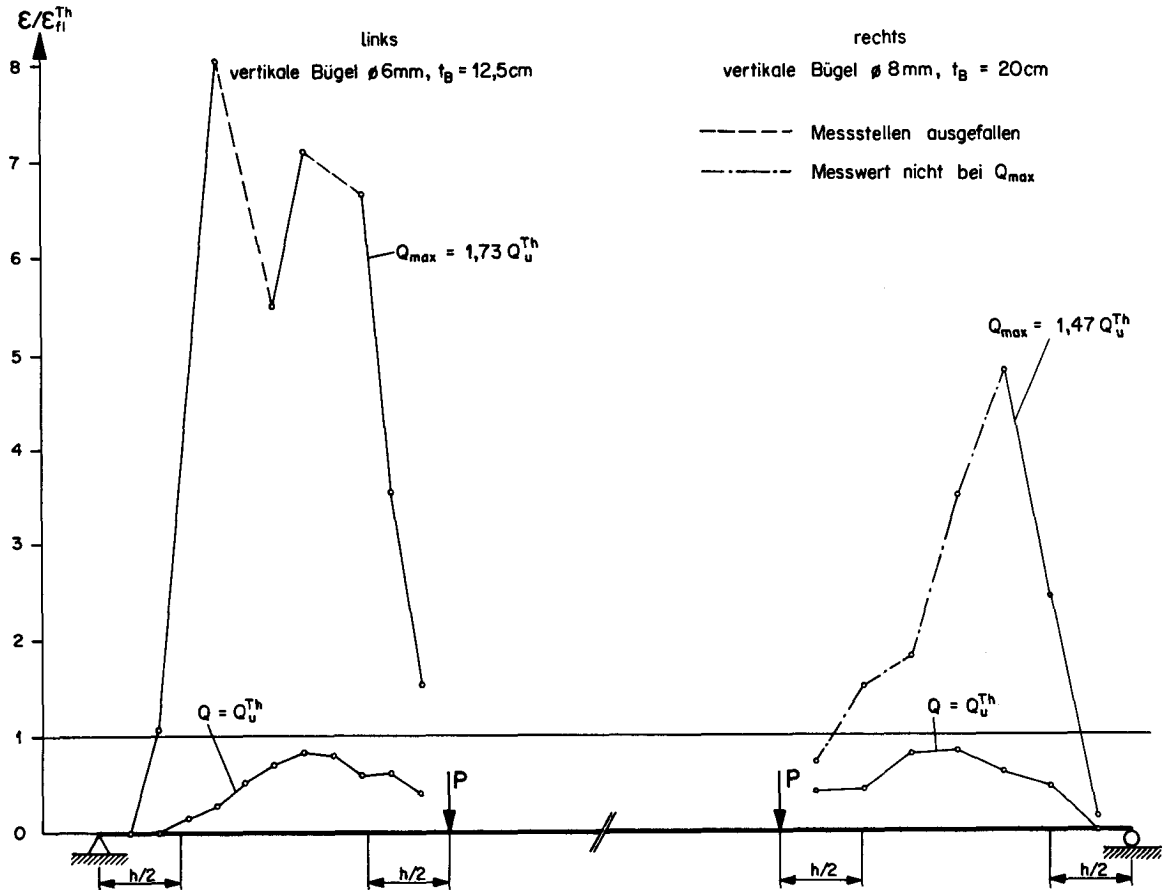


Bild 94: Balken C₂: Dehnungen der Schubarmierung bei spezifischen Belastungen

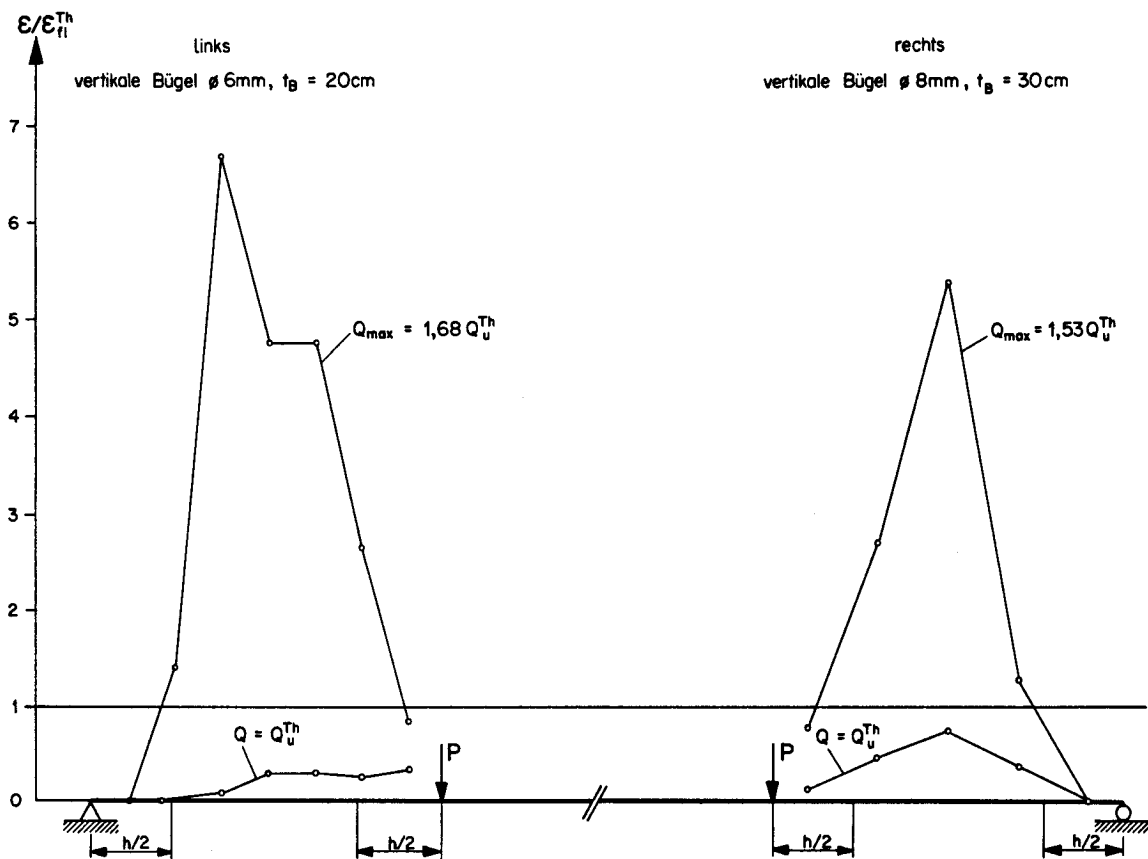


Bild 95: Balken C_3^I : Dehnungen der Schubarmierung bei spezifischen Belastungen

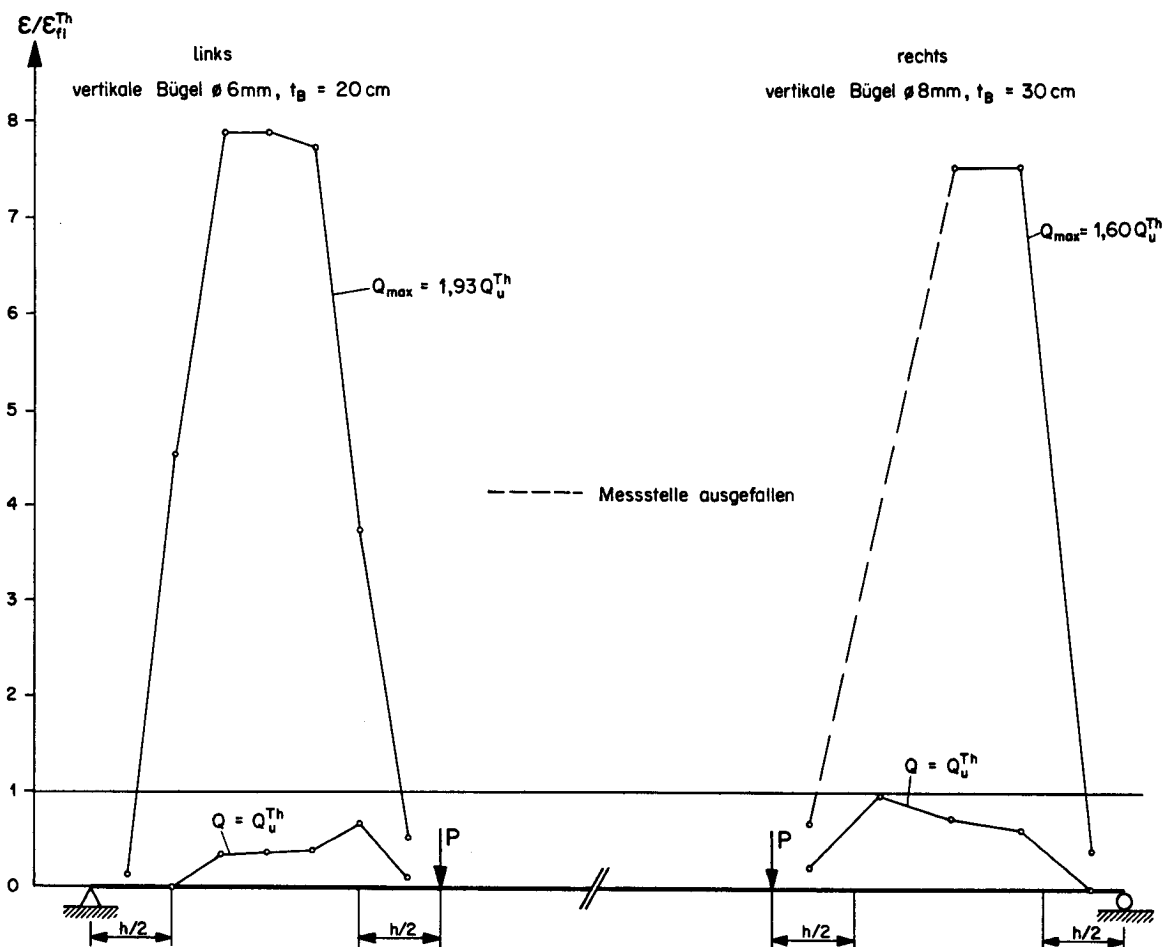


Bild 96: Balken C_3 : Dehnungen der Schubarmierung bei spezifischen Belastungen

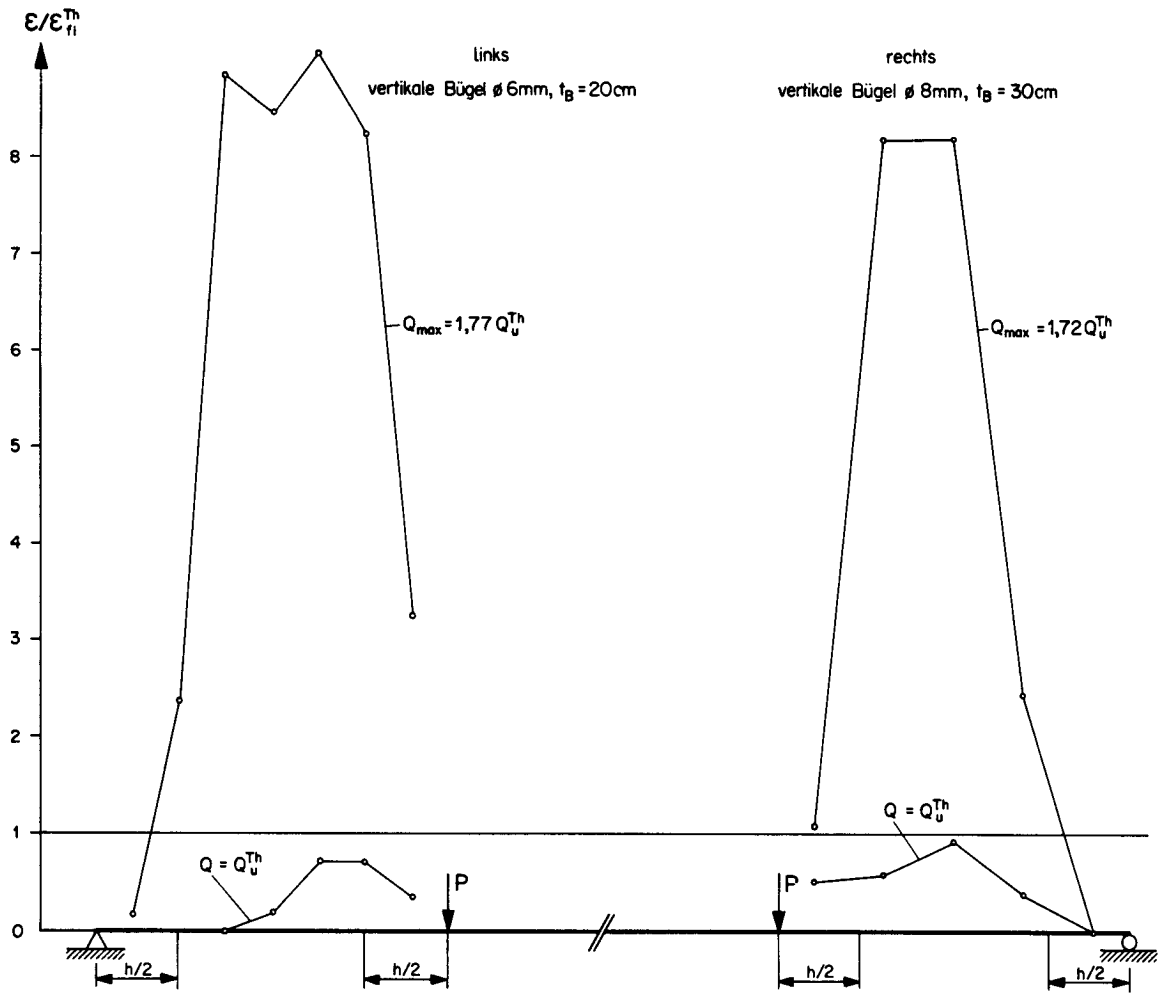


Bild 97: Balken C₄: Dehnungen der Schubarmierung bei spezifischen Belastungen

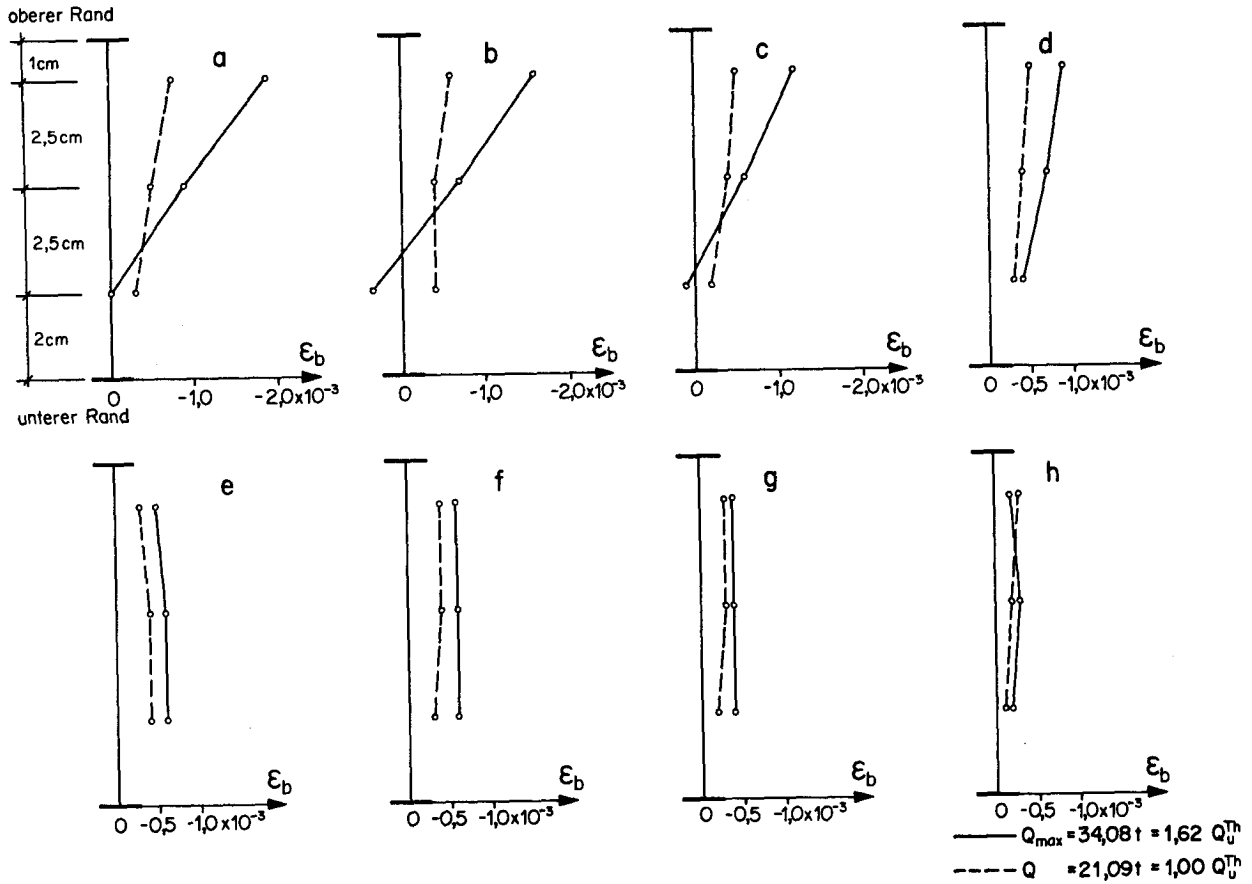


Bild 98: Balken C₁, links: Betonstauchungen in der Druckplatte

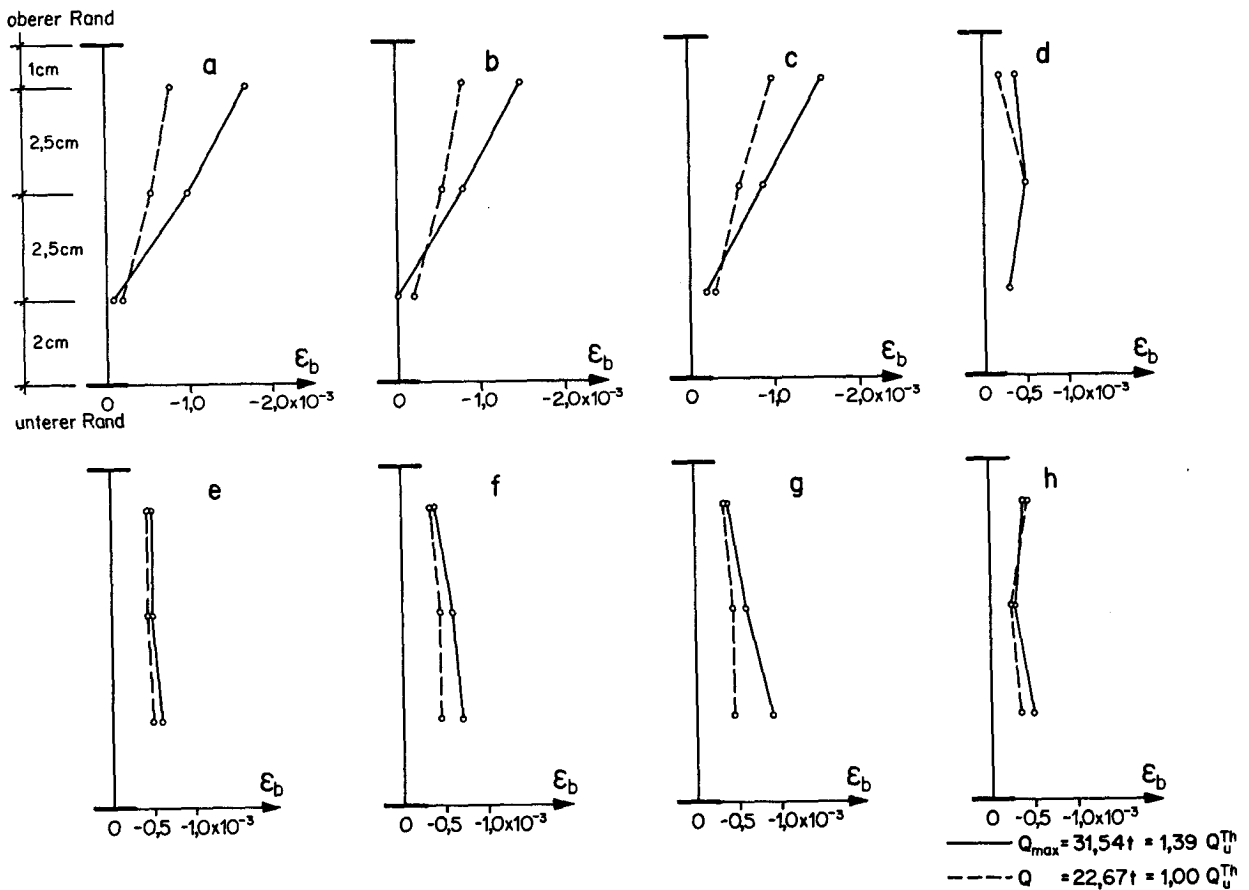


Bild 99: Balken C₁, rechts: Betonstauchungen in der Druckplatte

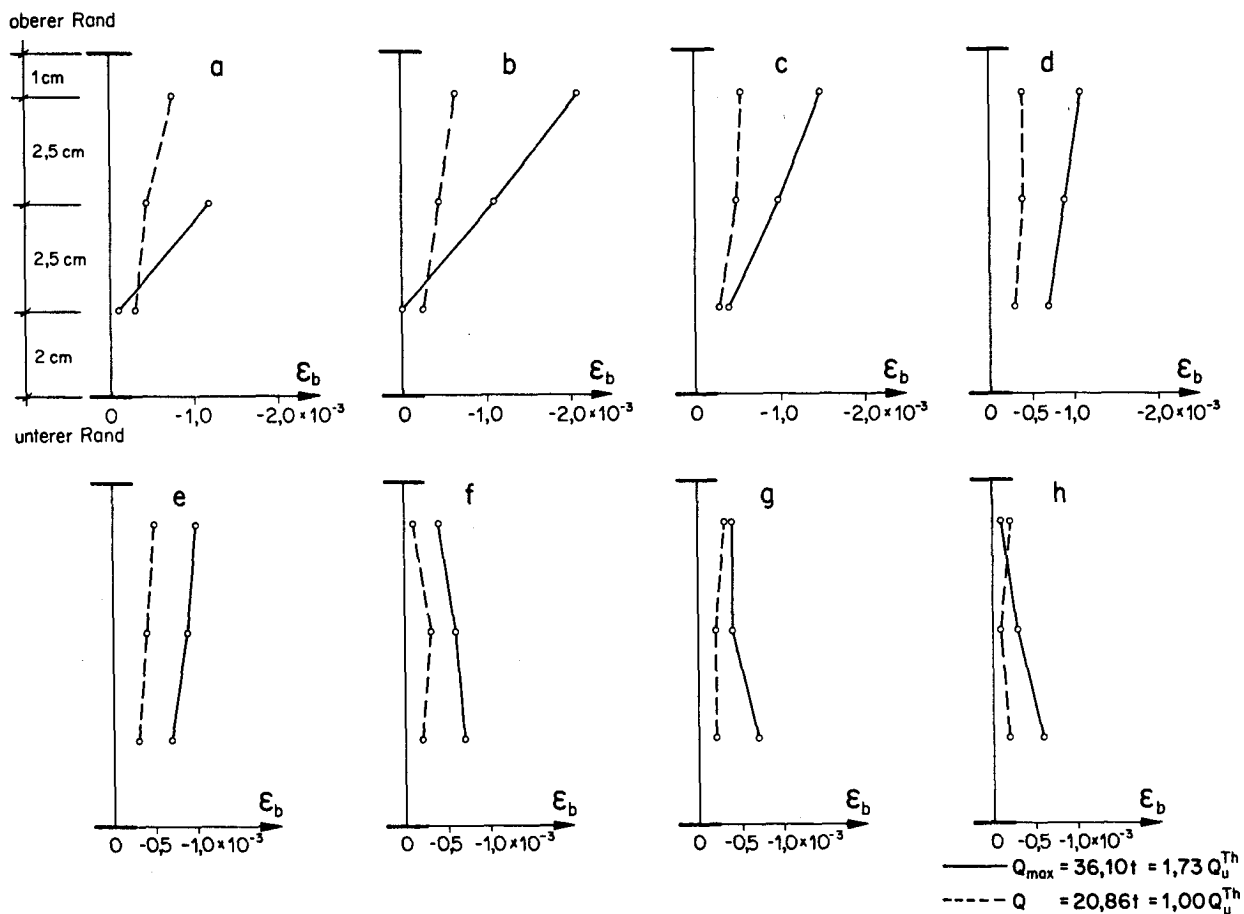


Bild 100: Balken C₂, links: Betonstauchungen in der Druckplatte

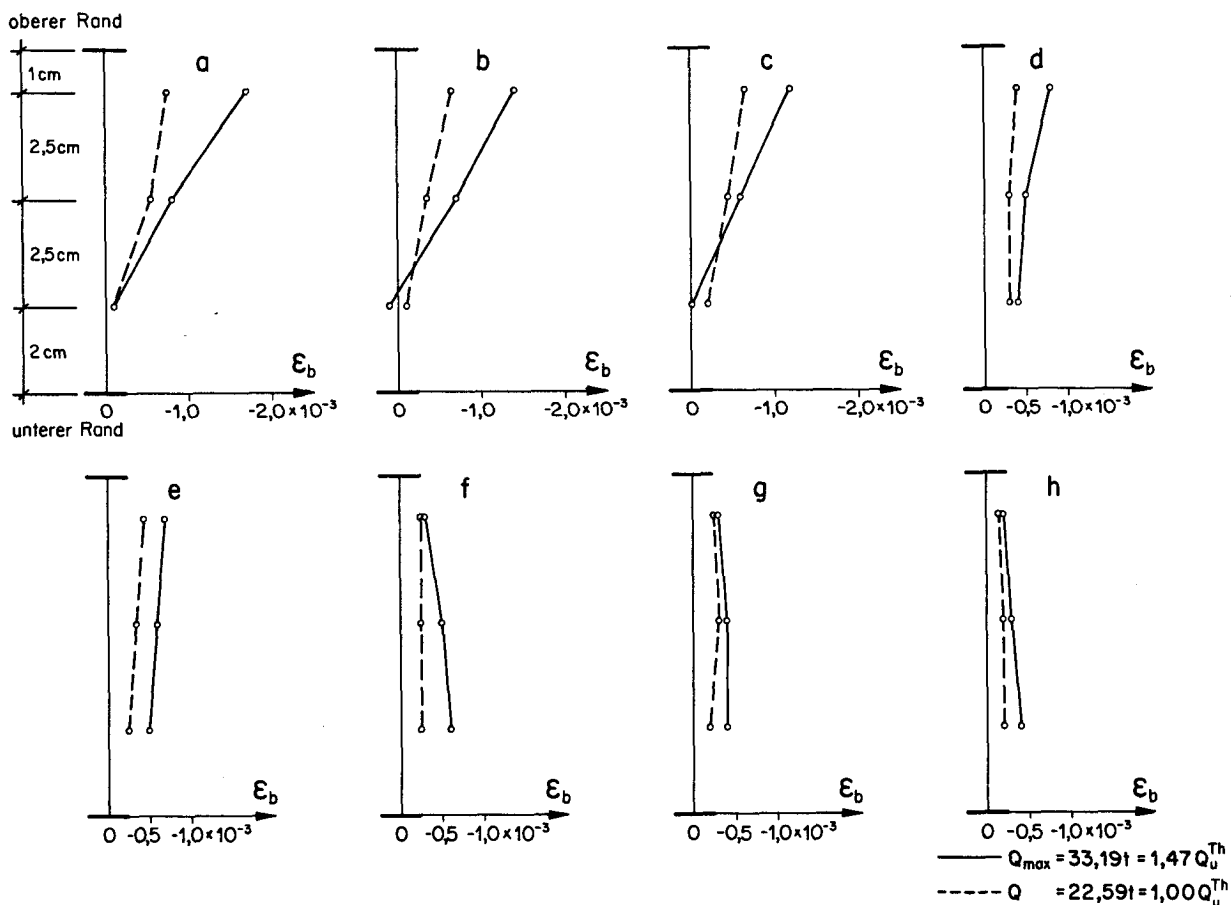


Bild 101: Balken C₂, rechts: Betonstauchungen in der Druckplatte

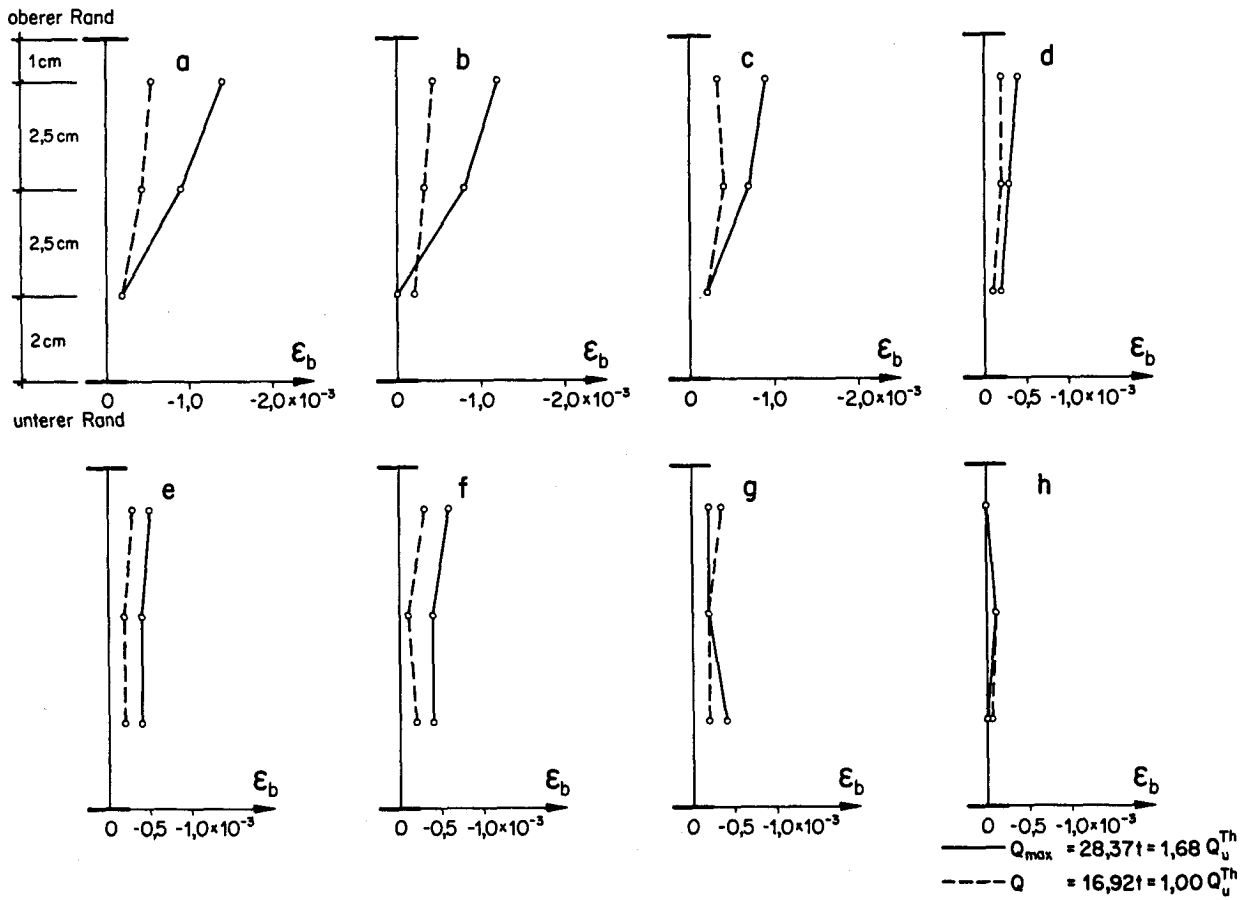


Bild 102: Balken C₃^l, links: Betonstauchungen in der Druckplatte

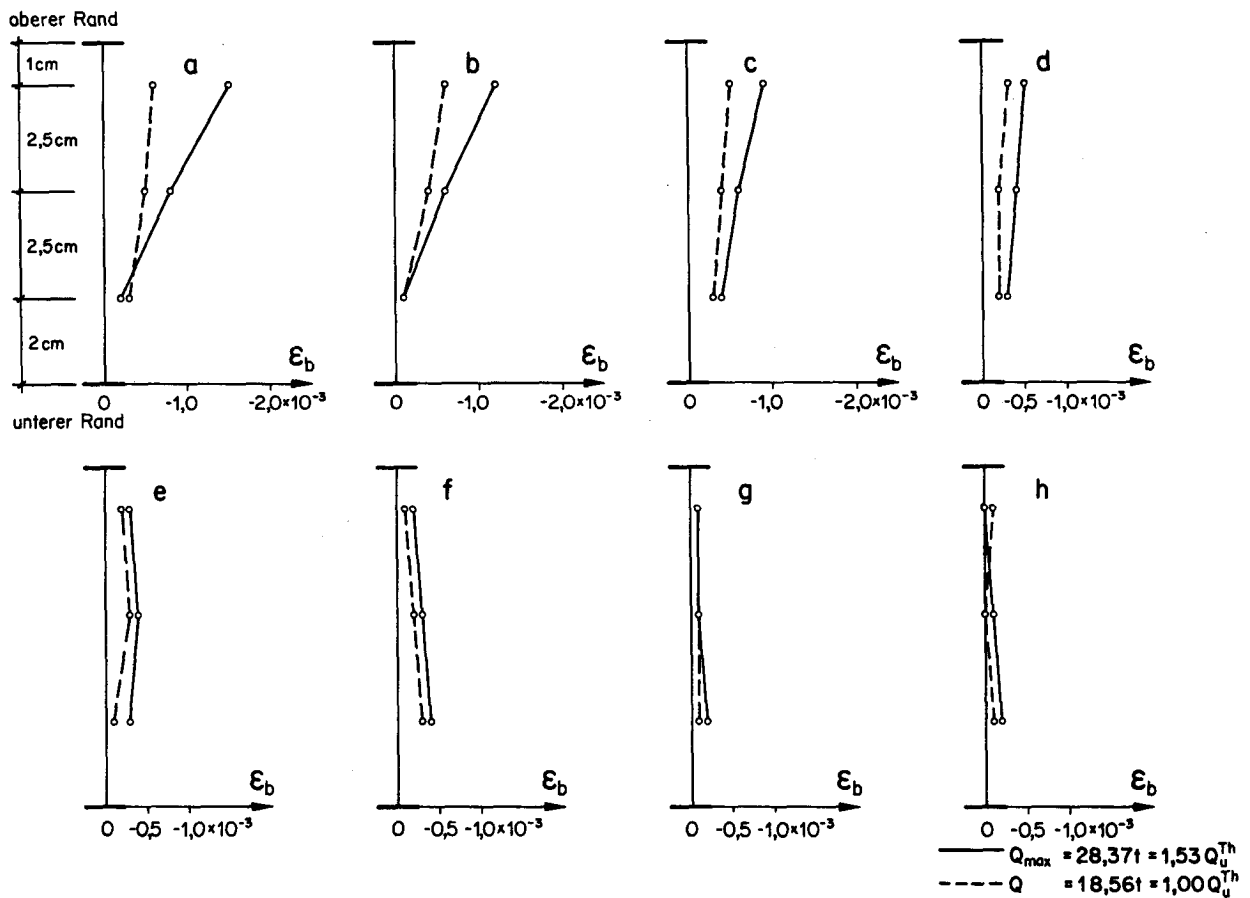


Bild 103: Balken C₃^r, rechts: Betonstauchungen in der Druckplatte

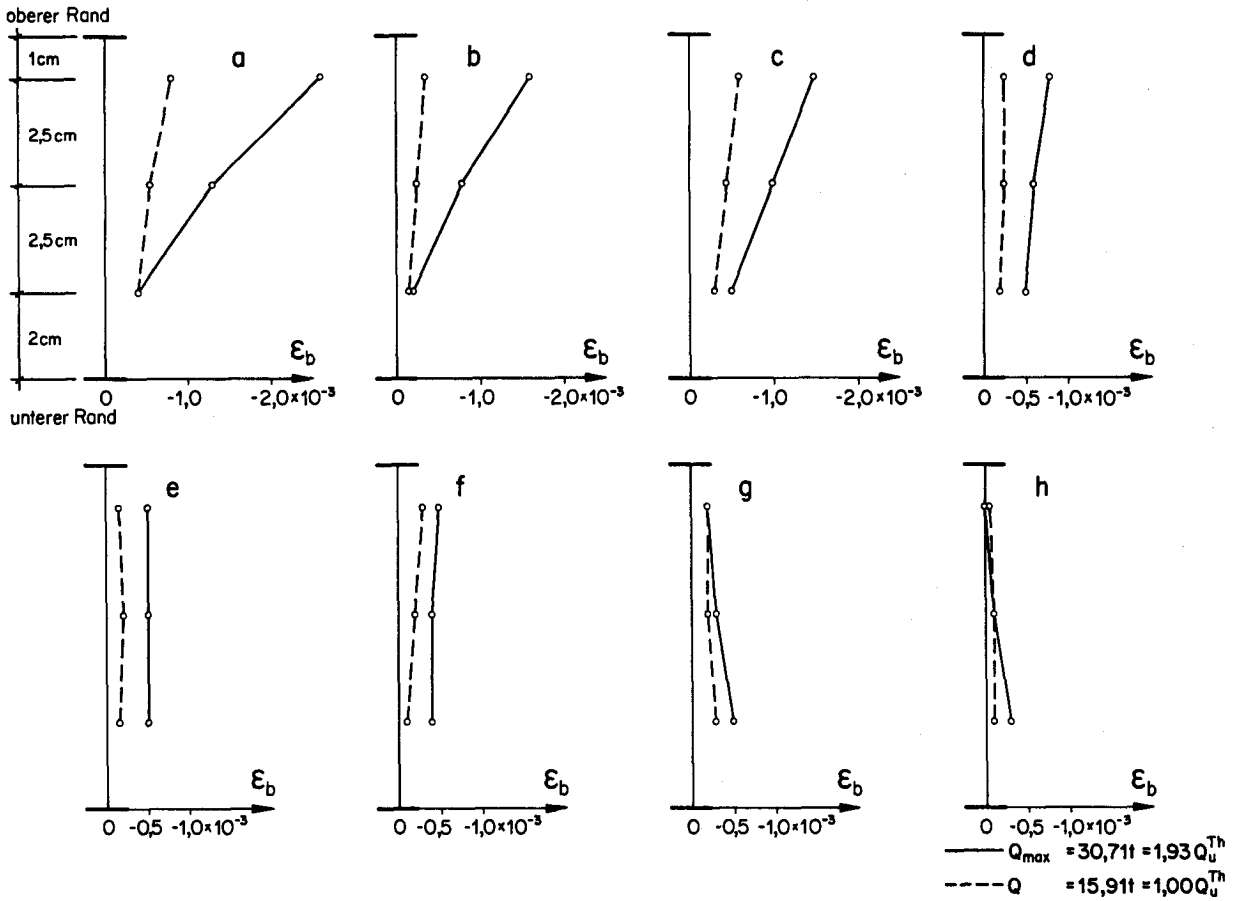


Bild 104: Balken C₃, links: Betonstauchungen in der Druckplatte

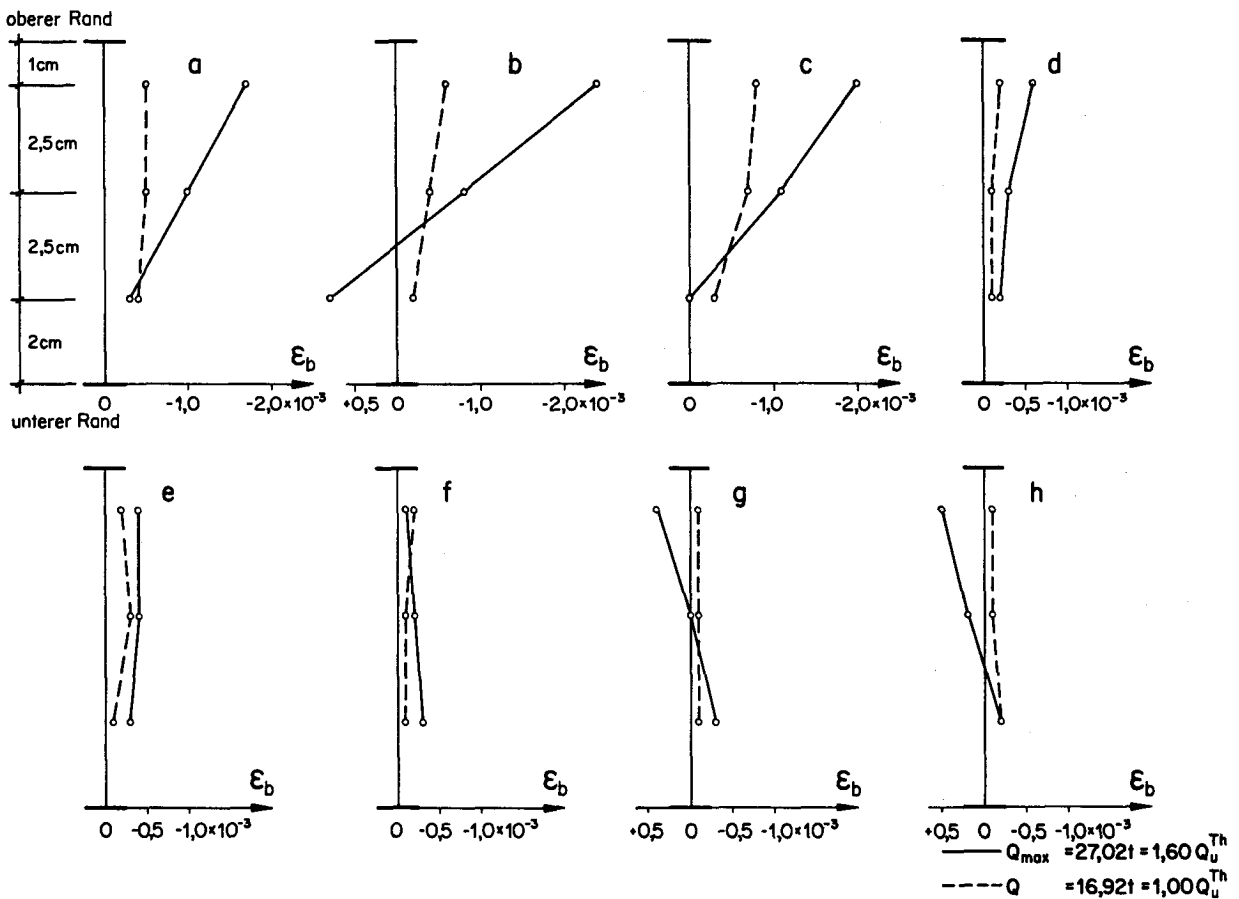


Bild 105: Balken C₃, rechts: Betonstauchungen in der Druckplatte

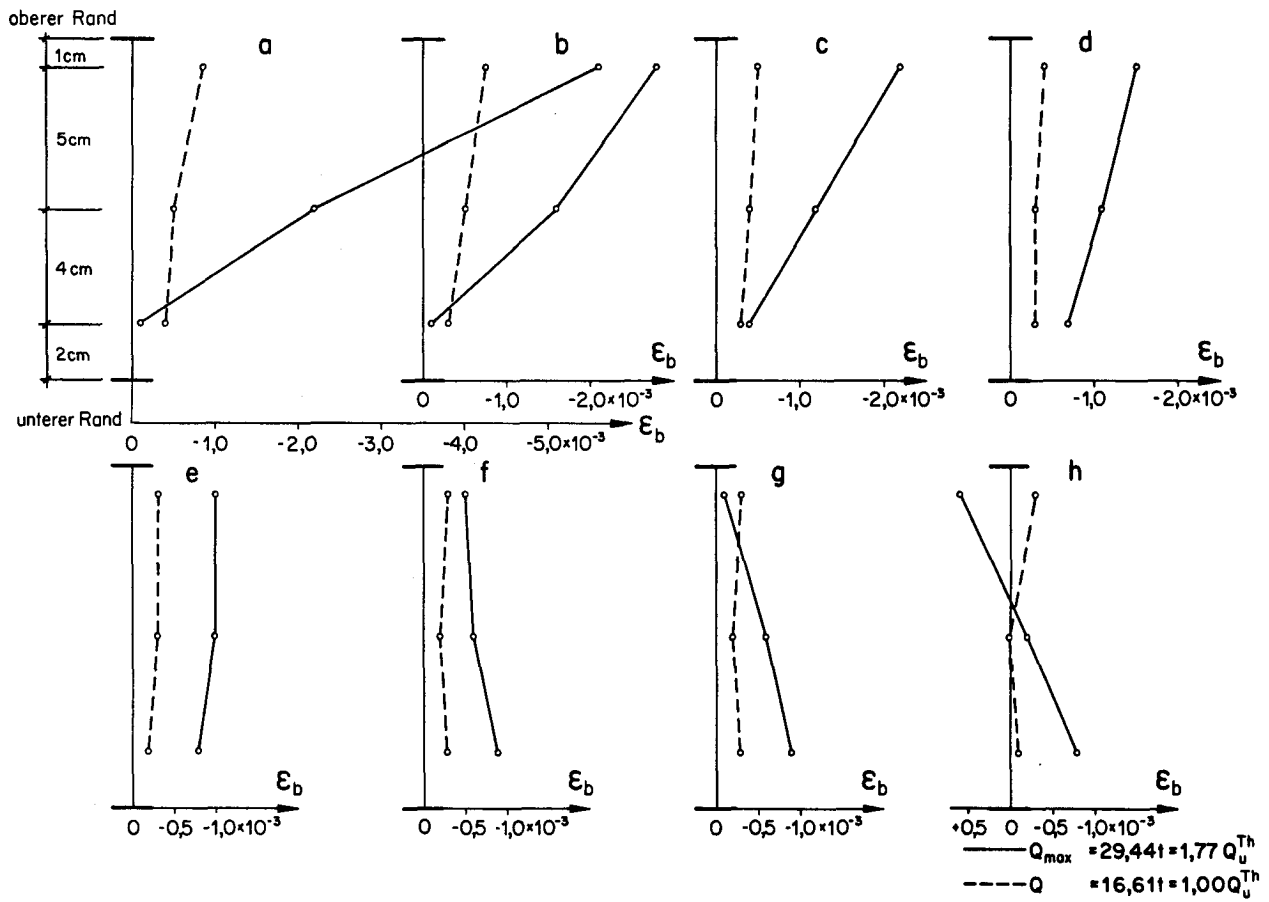


Bild 106: Balken C₄, links: Betonstauchungen in der Druckplatte

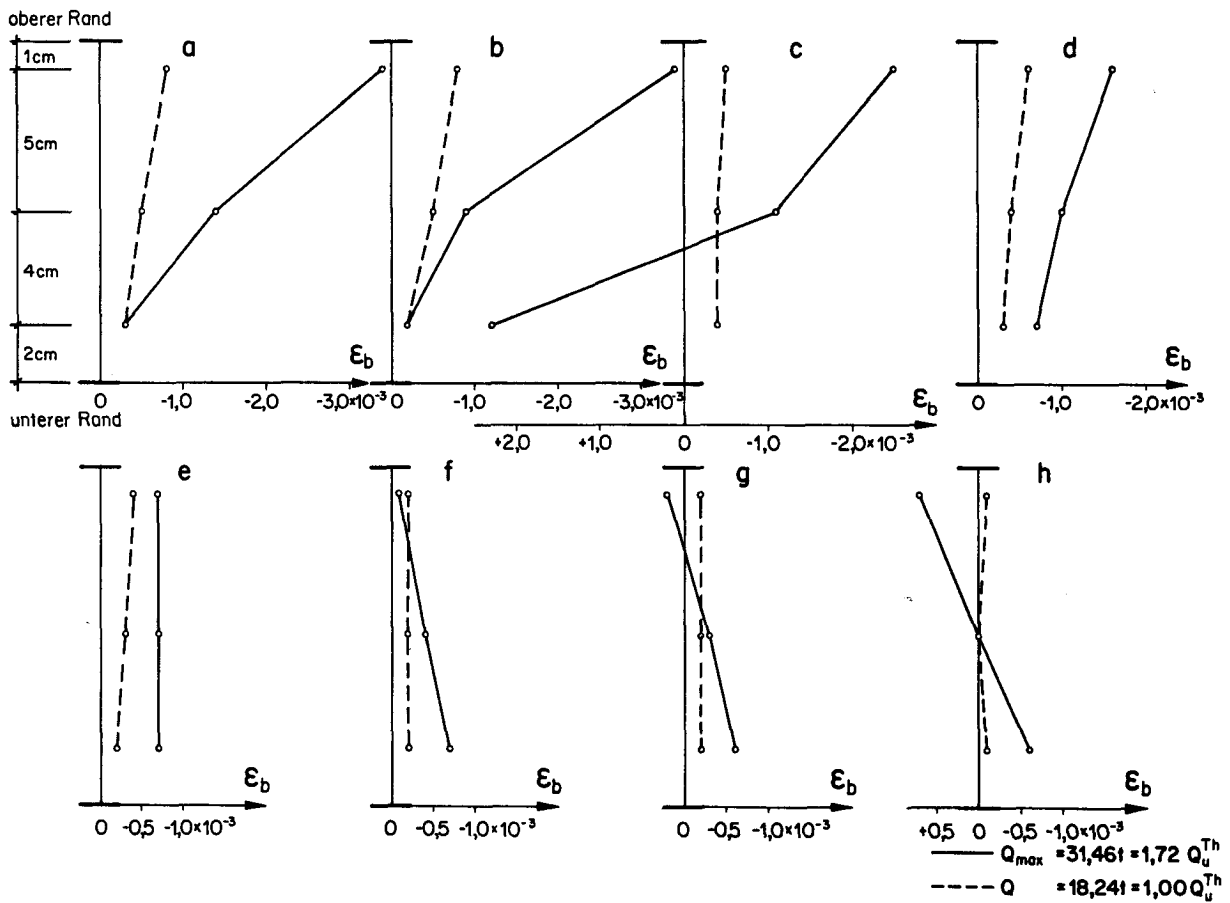


Bild 107: Balken C₄, rechts: Betonstauchungen in der Druckplatte

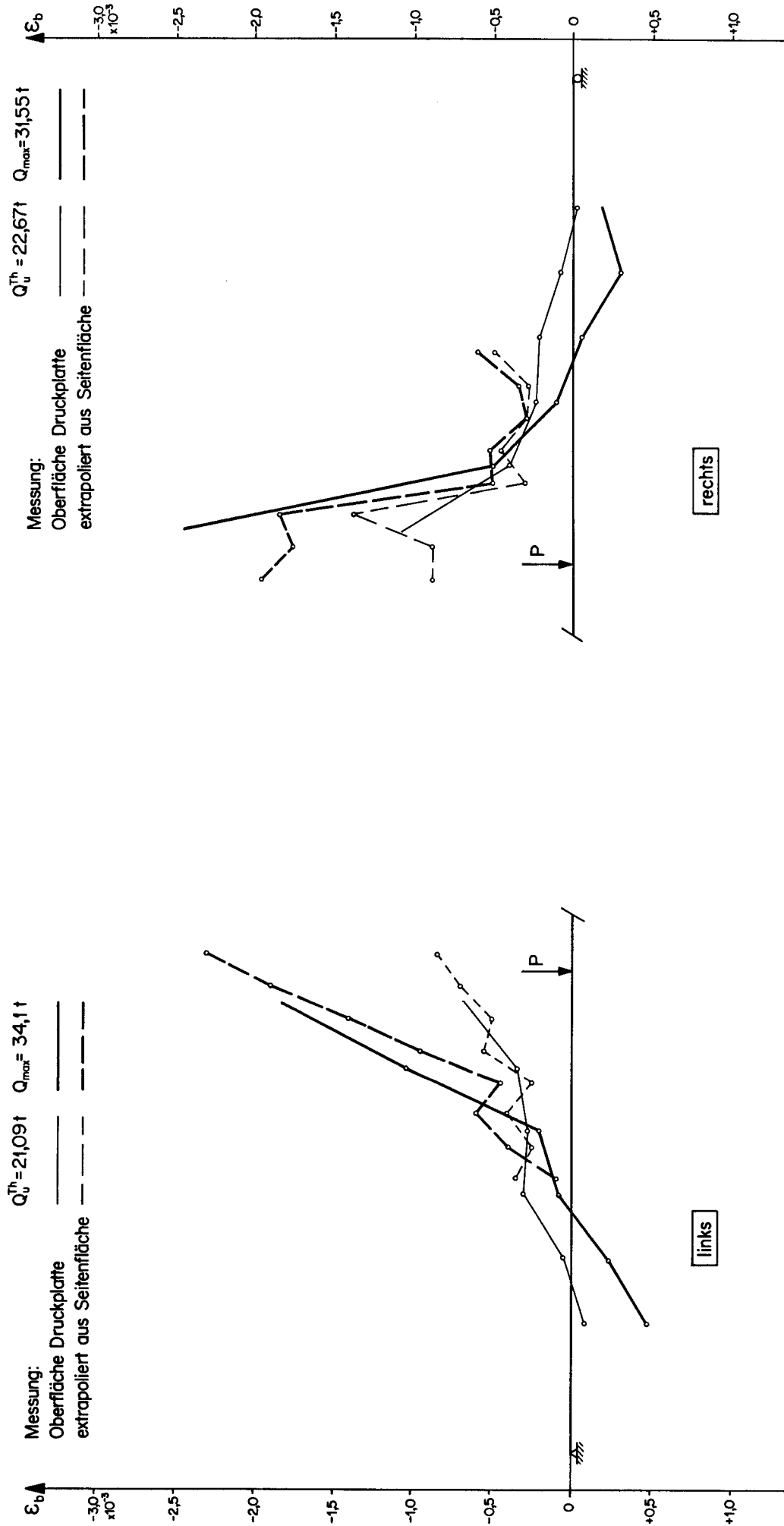


Bild 108 : Balken C₁ : Betonstauchungen am Druckplattenrand

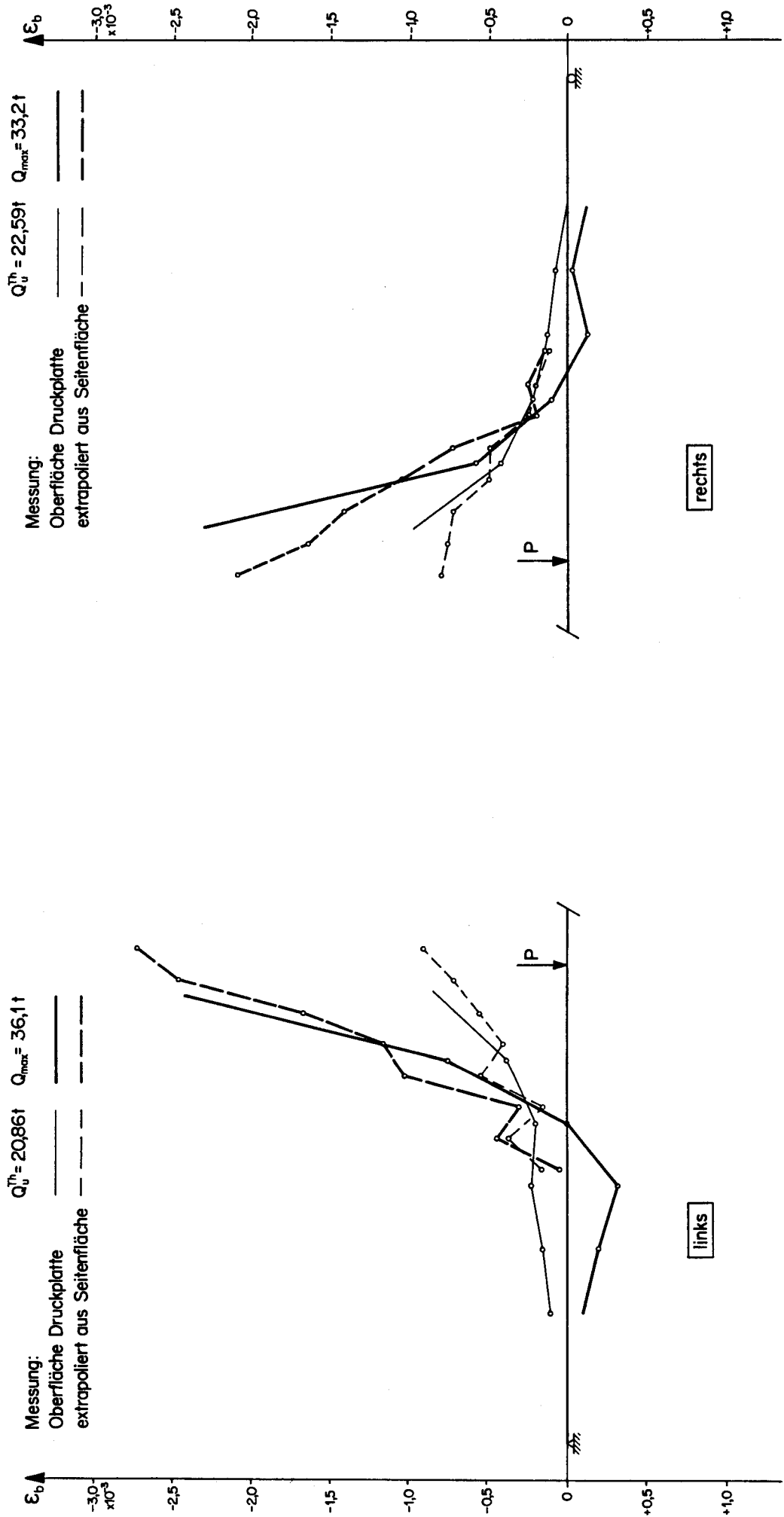


Bild 109 : Balken C₂ : Betonstauchungen am Druckplattenrand

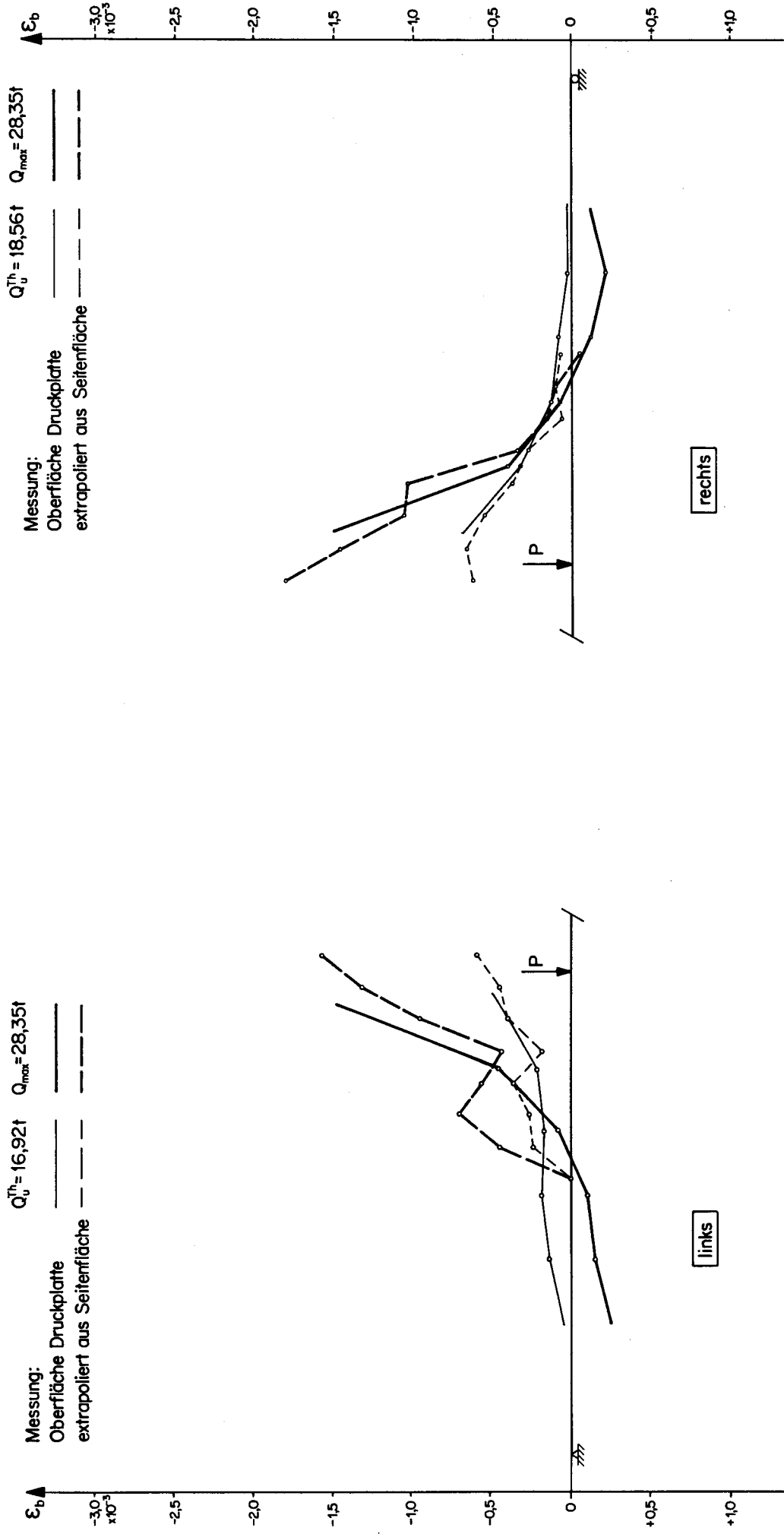


Bild 110: Balken C'_3: Betonstauchungen am Druckplattenrand

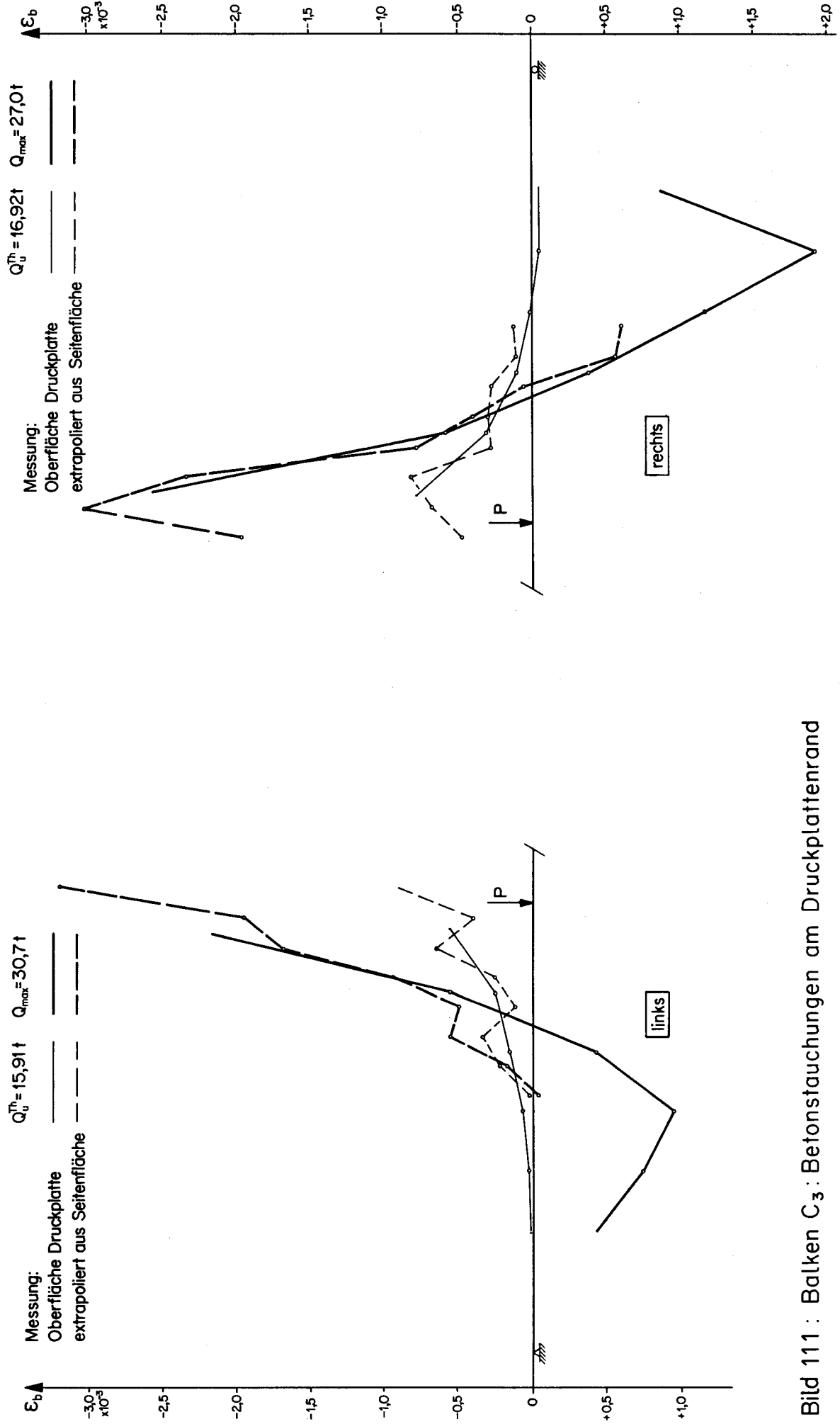


Bild 111 : Balken C₃ : Betonstauchungen am Druckplattenrand

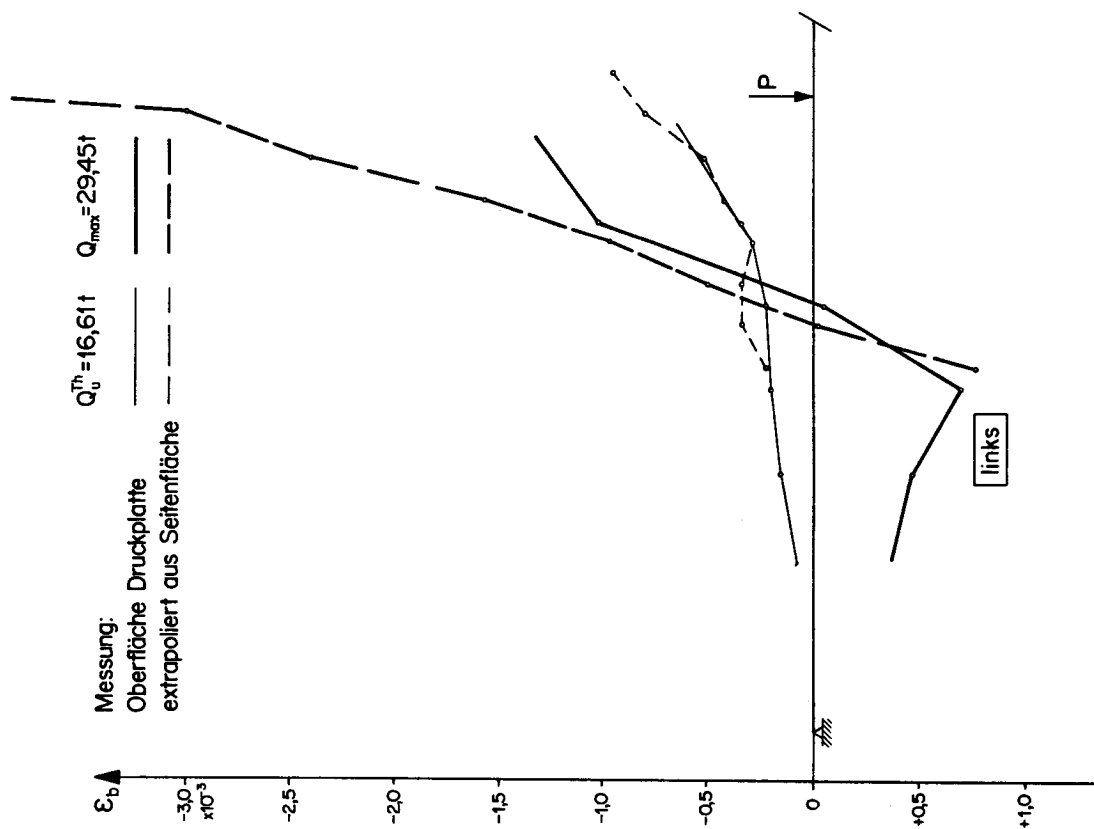
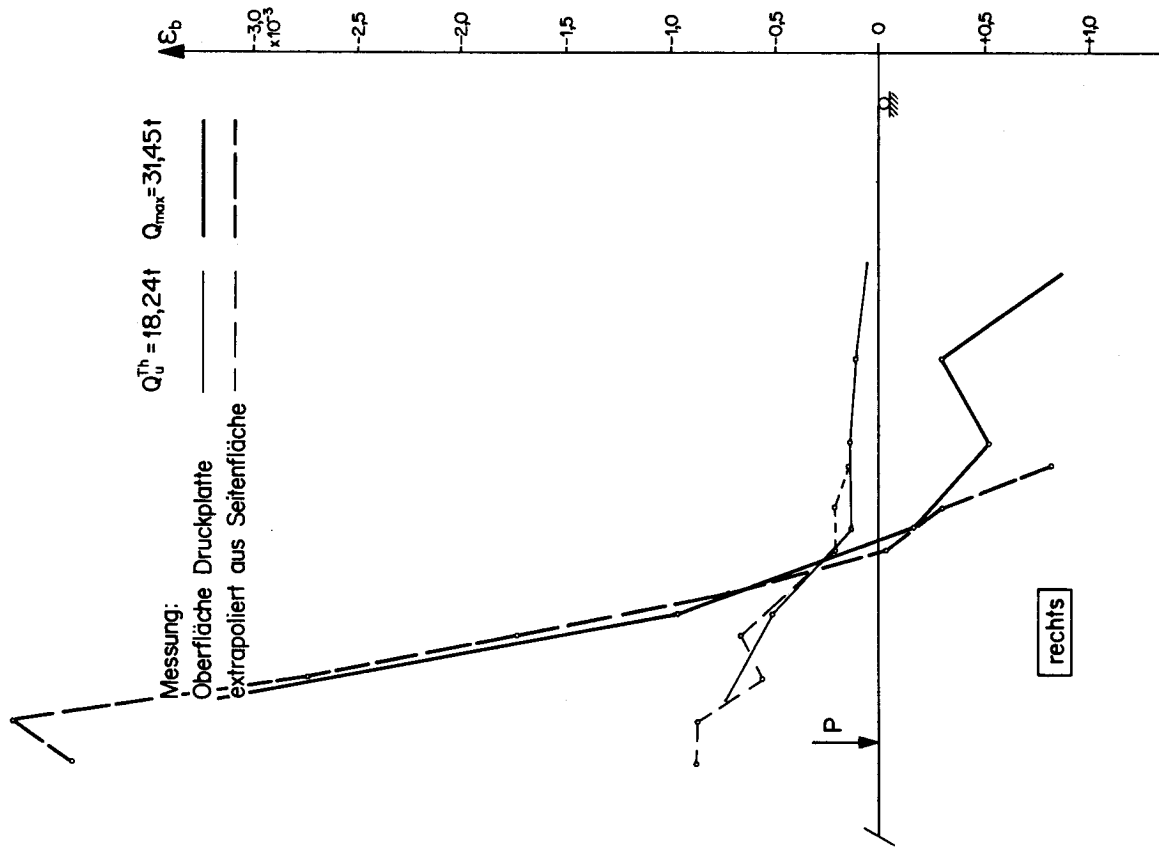


Bild 112 : Balken C₄: Betonstauchungen am Druckplattenrand

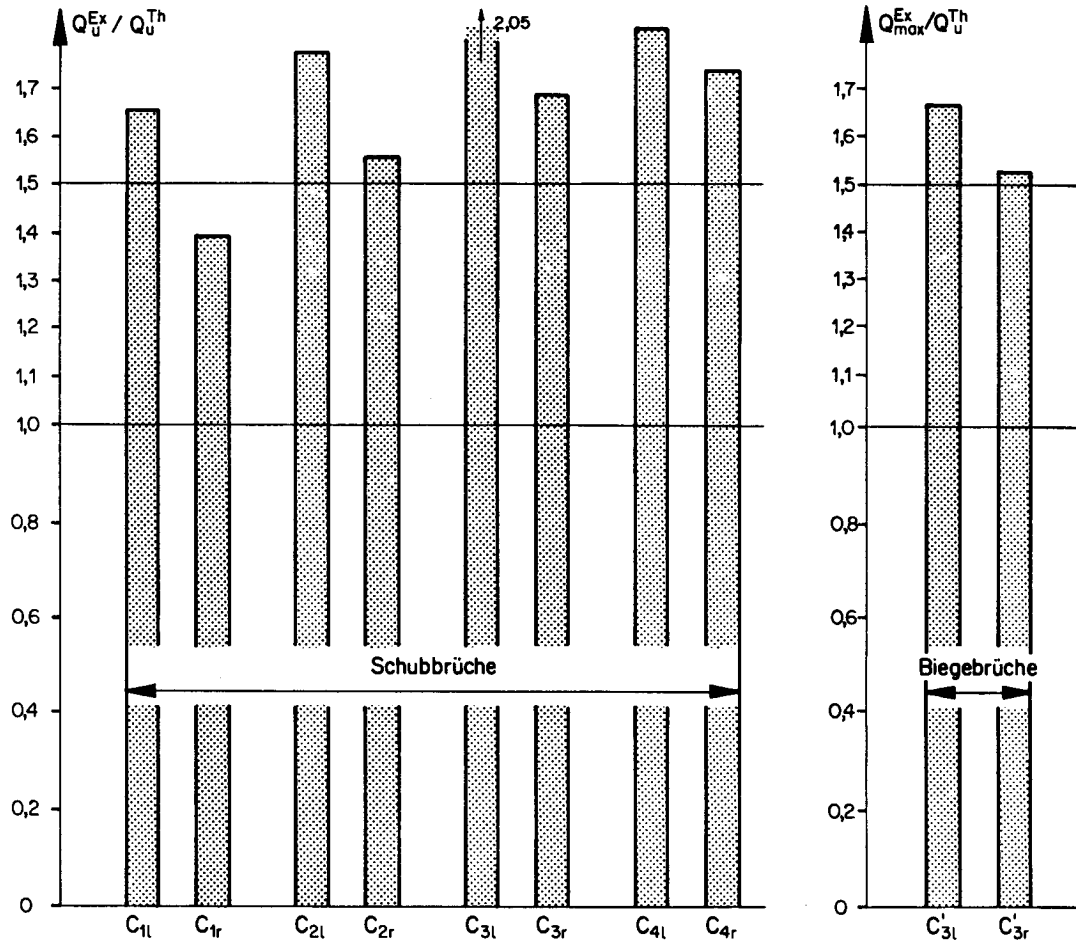


Bild 113: Vergleich experimentelle - theoretische Bruchquerkraft (Schubarmierung)

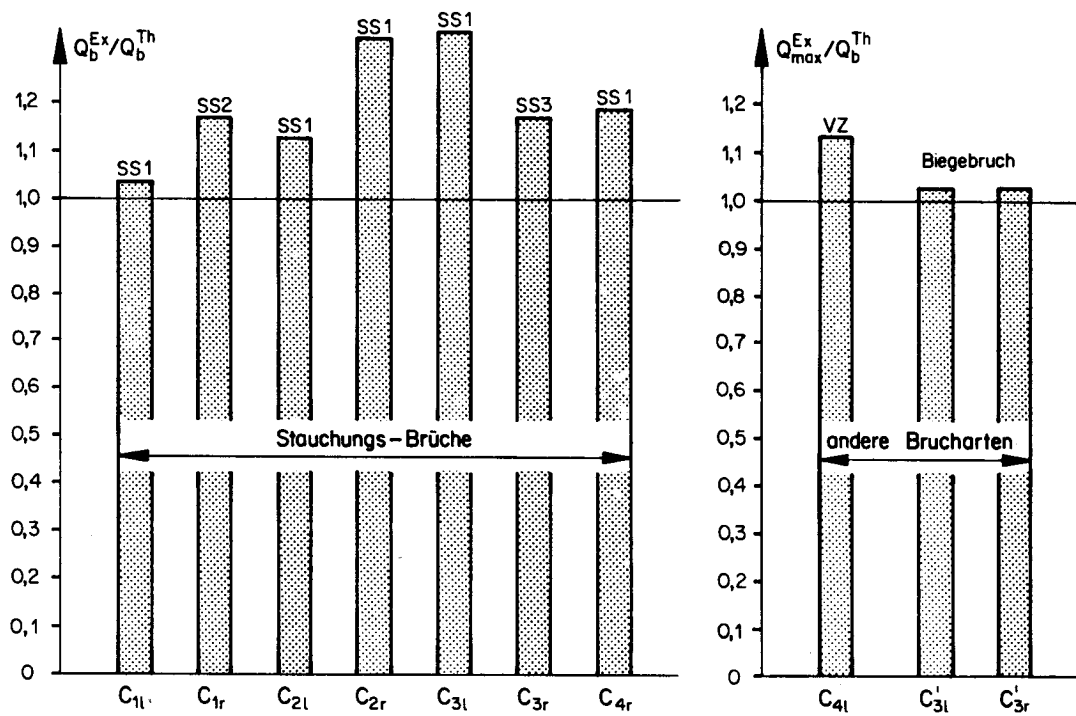


Bild 114: Vergleich experimentelle - theoretische Bruchquerkraft (obere Schubspannungsgrenze)

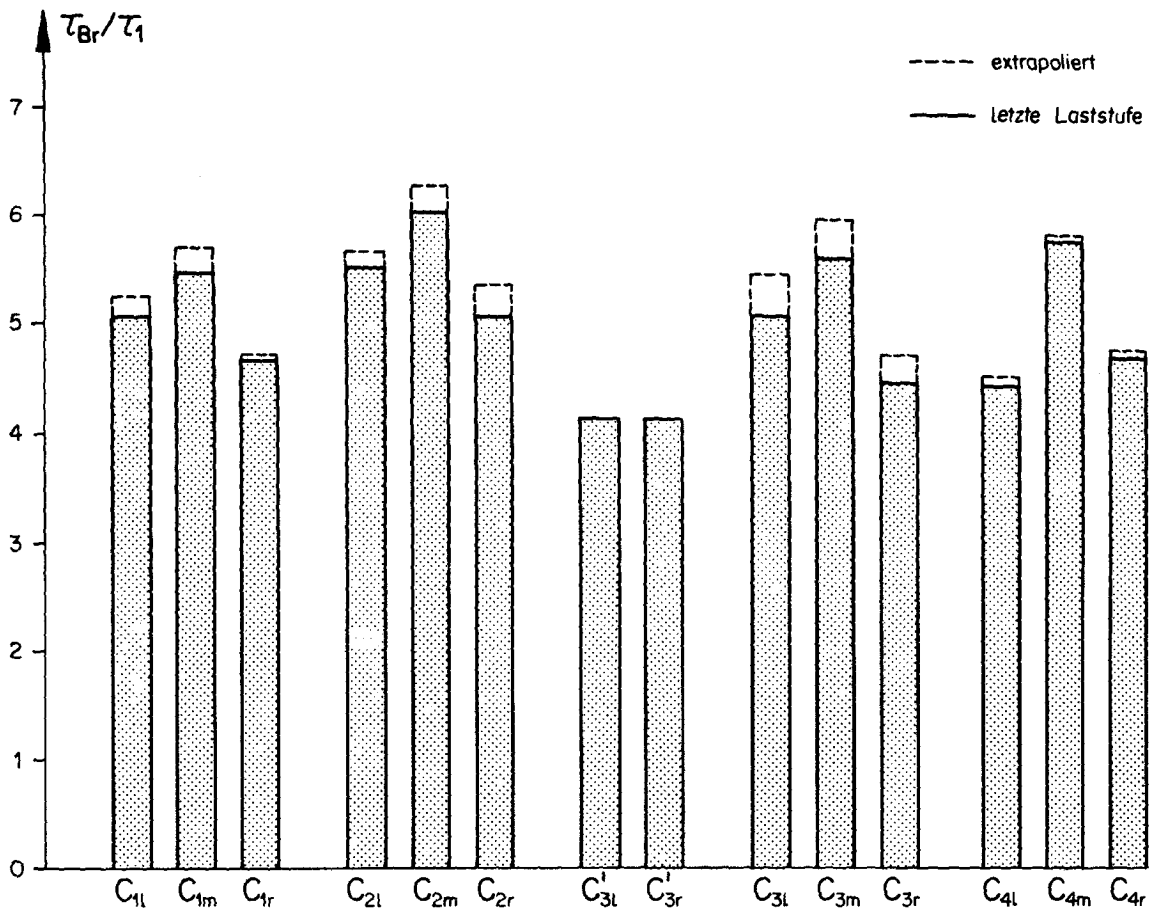


Bild 115: Vergleich maximaler nomineller Schubspannungen

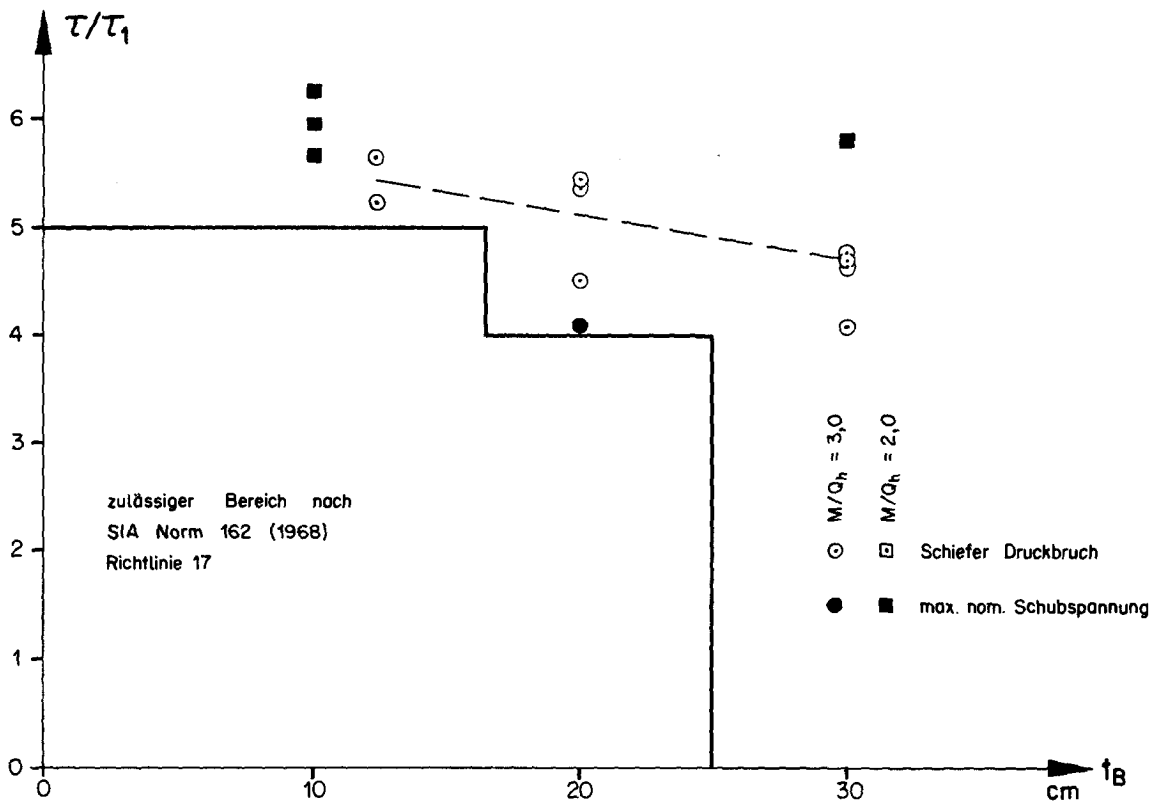


Bild 116: Maximale nominelle Schubspannung

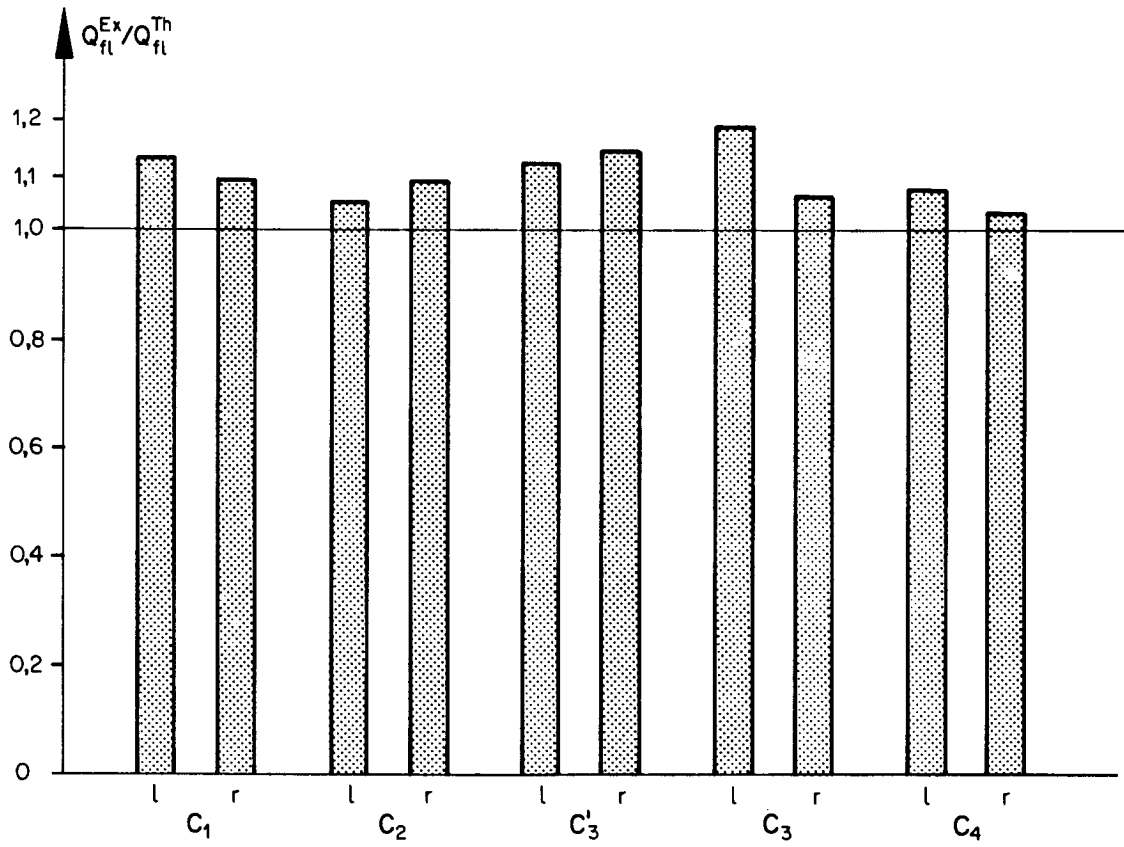


Bild 117: Querkraft bei Fließbeginn

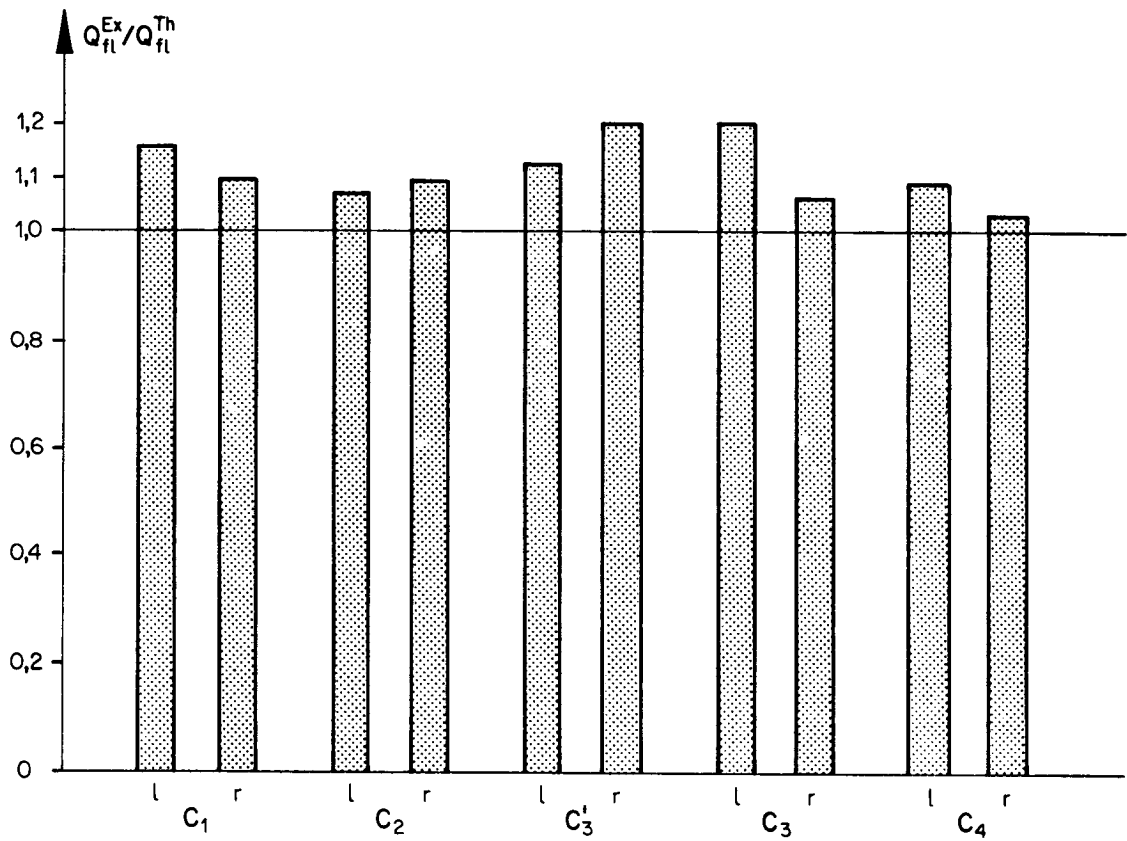


Bild 118: Querkraft bei Fließen der massgebenden Bügel

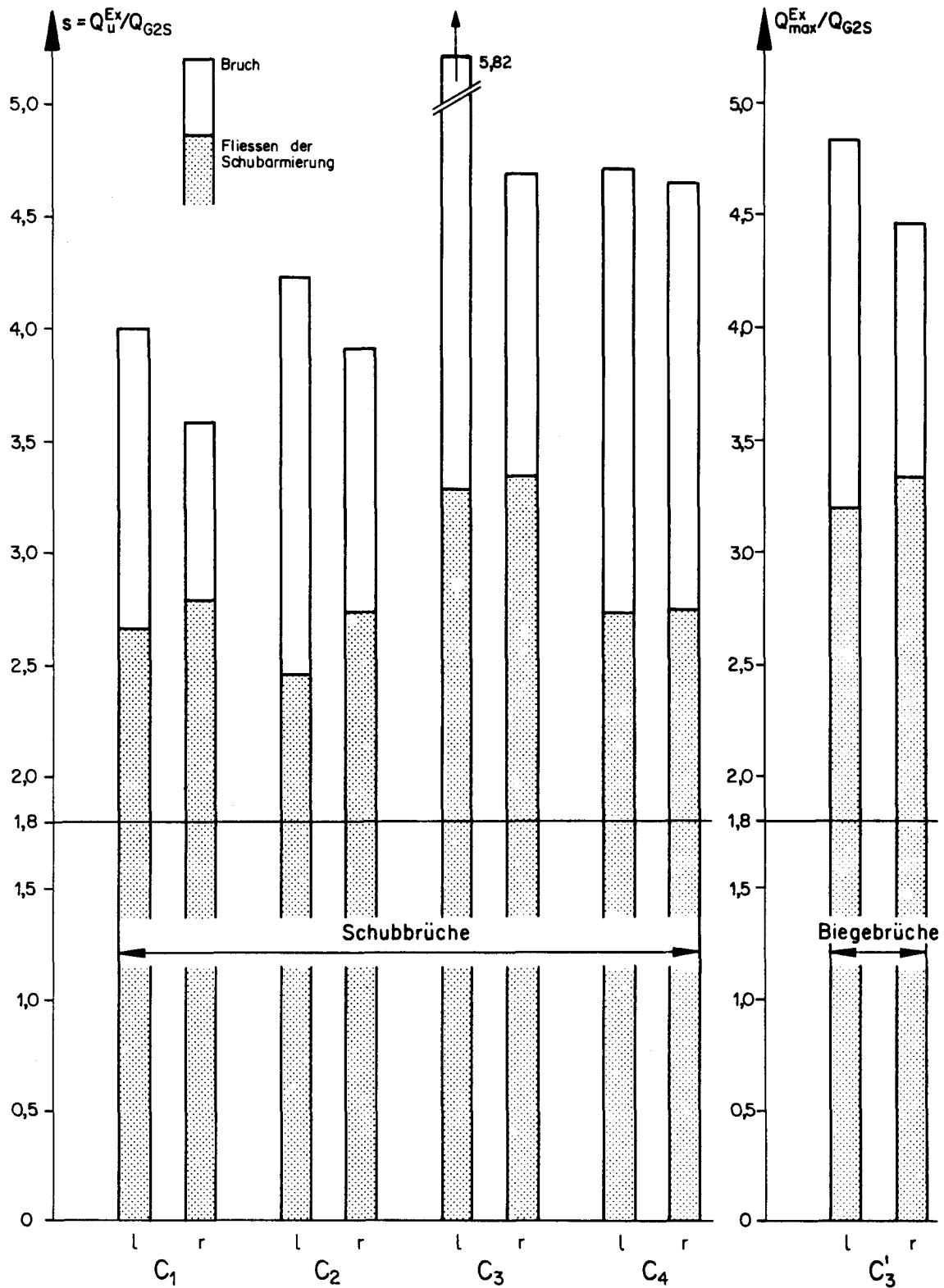


Bild 119 : Vergleich Bruchquerkraft resp. max. Querkraft - zul. Querkraft Q_{G2S}
(SIA Norm 162, Art. 5.13, Stahl)

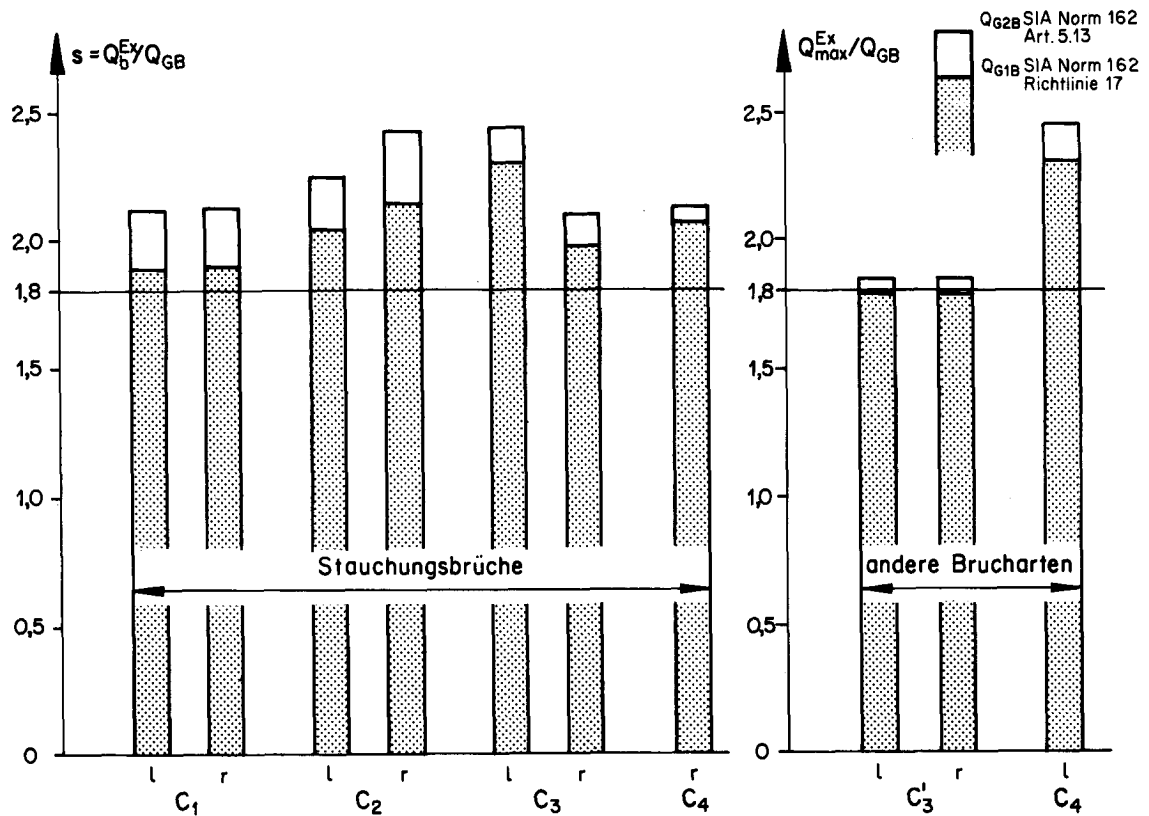


Bild120: Vergleich Bruchquerkraft resp. max. Querkraft-zul. Querkraft Q_{G1B} und Q_{G2B} (SIA Norm 162 Art. 5.13 und Richtlinie 17, Beton)

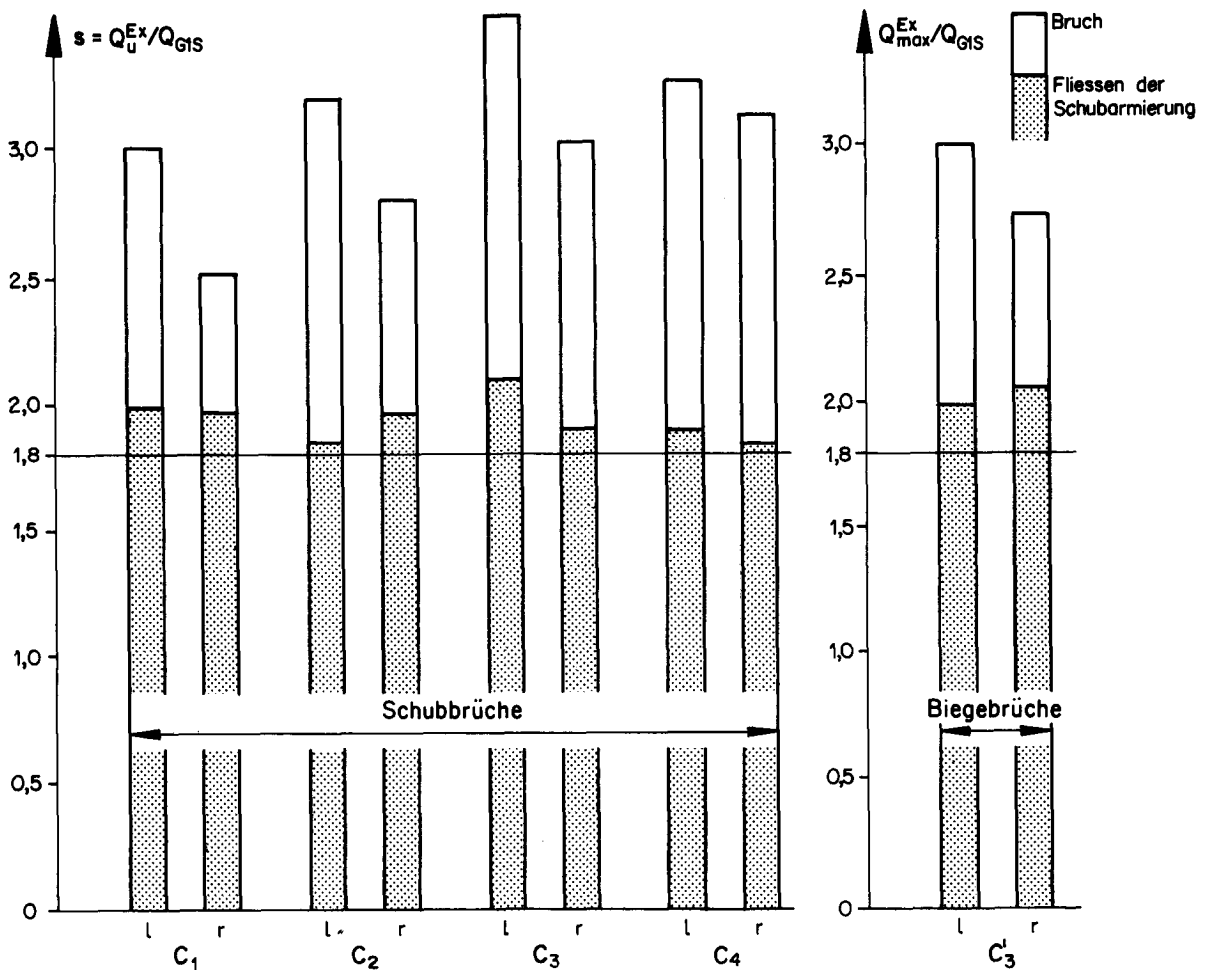


Bild121: Vergleich Bruchquerkraft resp. max. Querkraft-zul. Querkraft Q_{G1S} (SIA Norm 162, Richtlinie 17, Stahl)

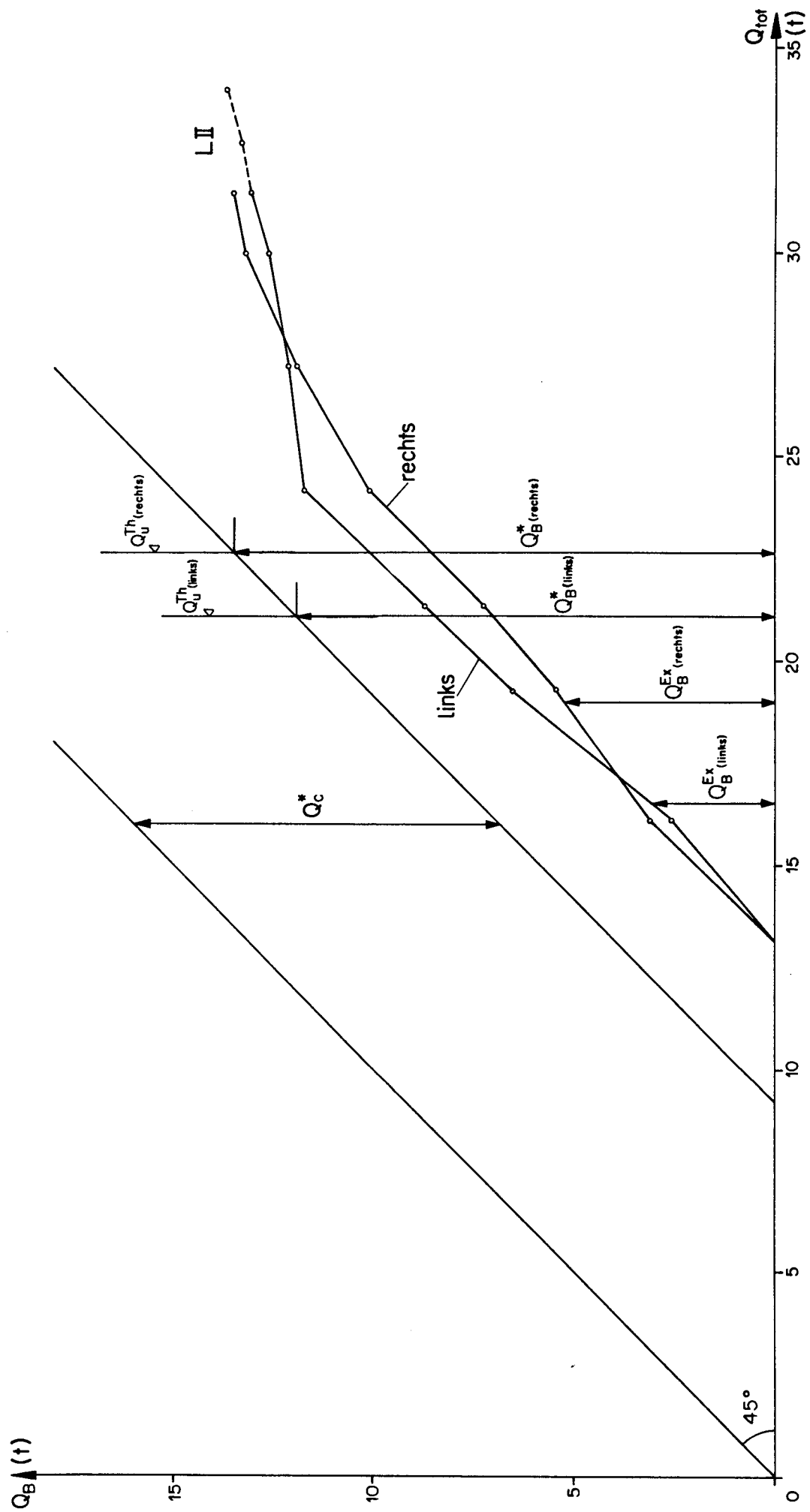


Bild 122 : Balken C_1 : Aufteilung der Querkraft

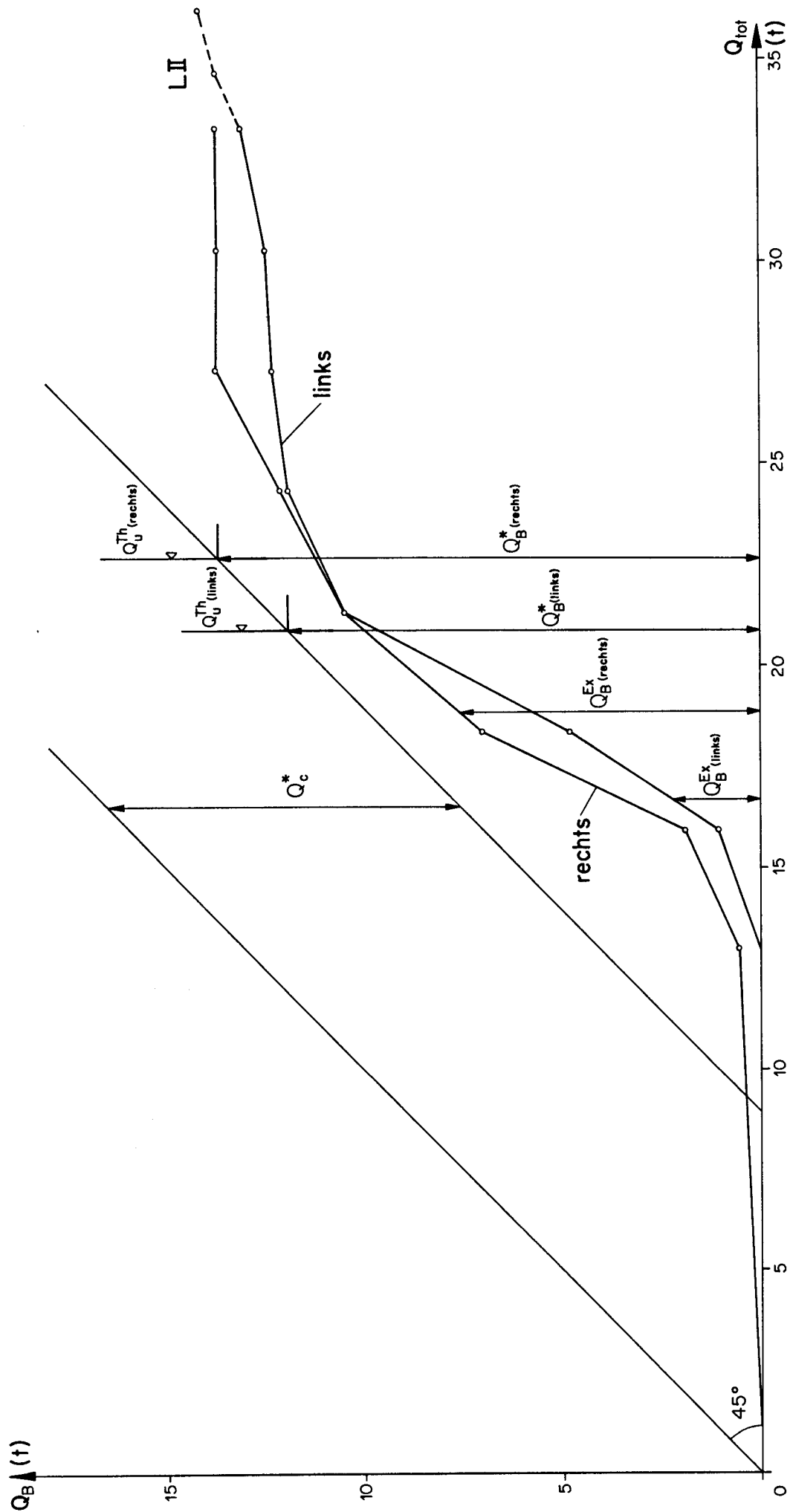


Bild 123 : Balken C_2 : Aufteilung der Querkraft

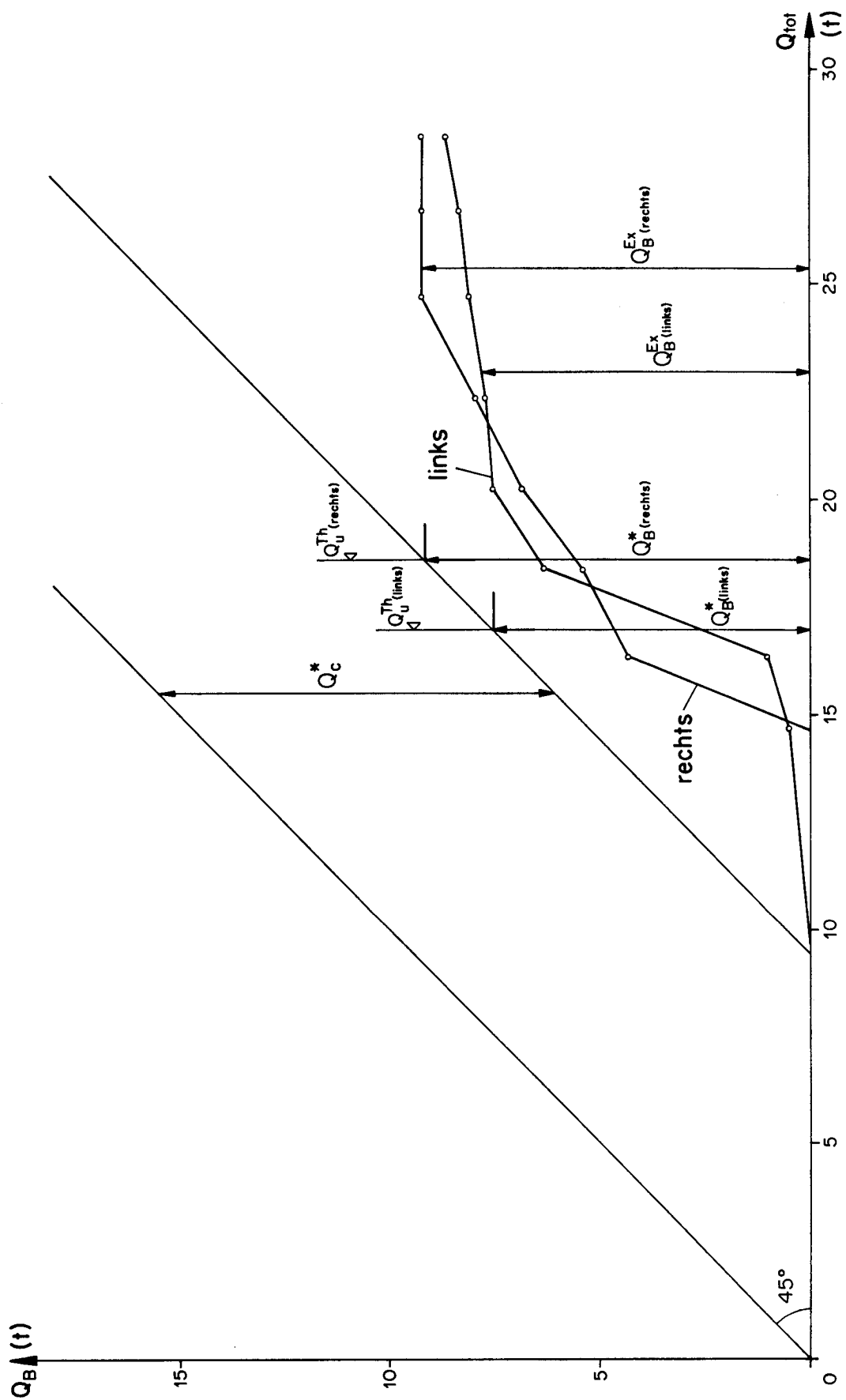


Bild 124 : Balken C'_3 : Aufteilung der Querkraft

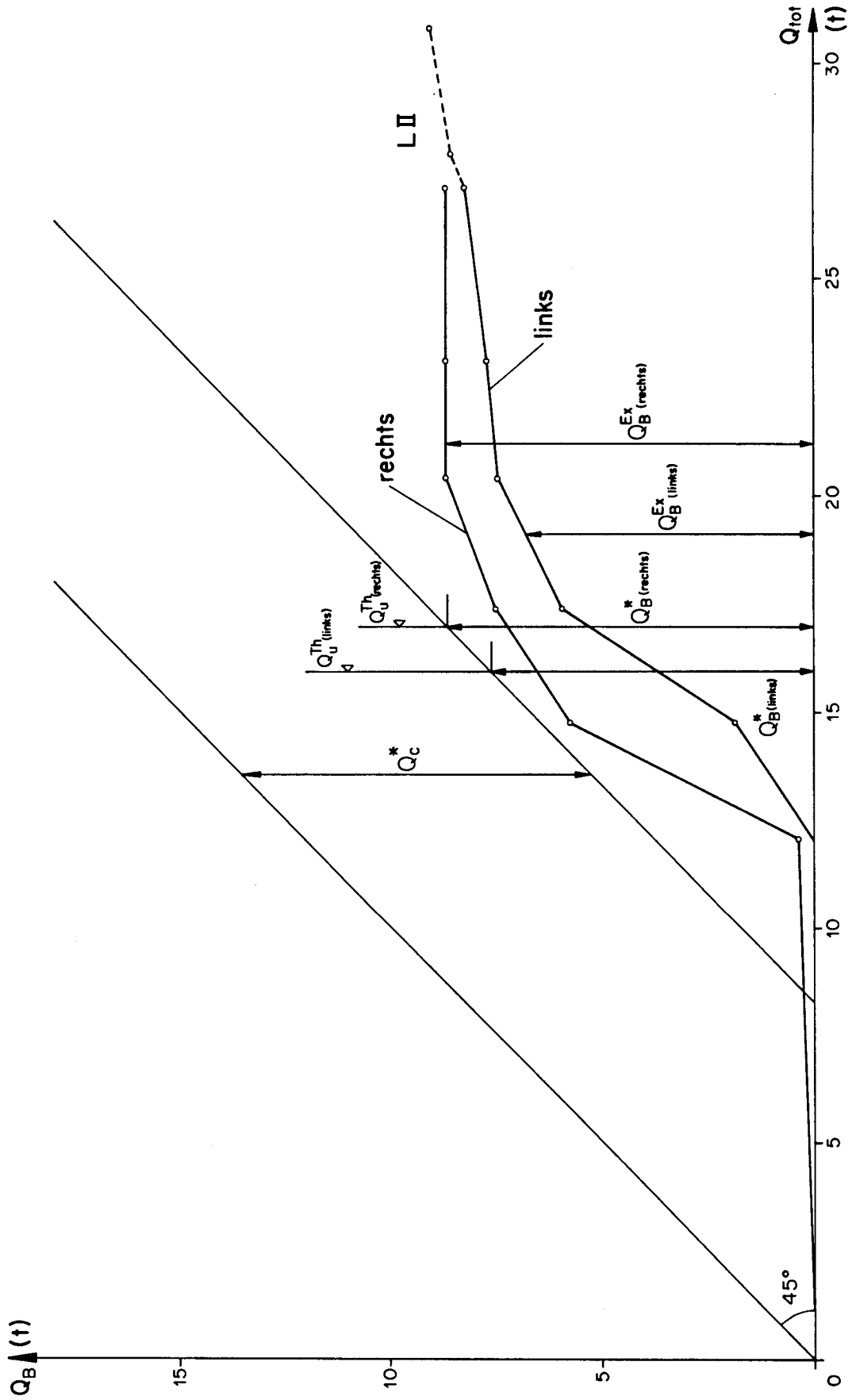


Bild 125 : Balken C_3 : Aufteilung der Querkraft

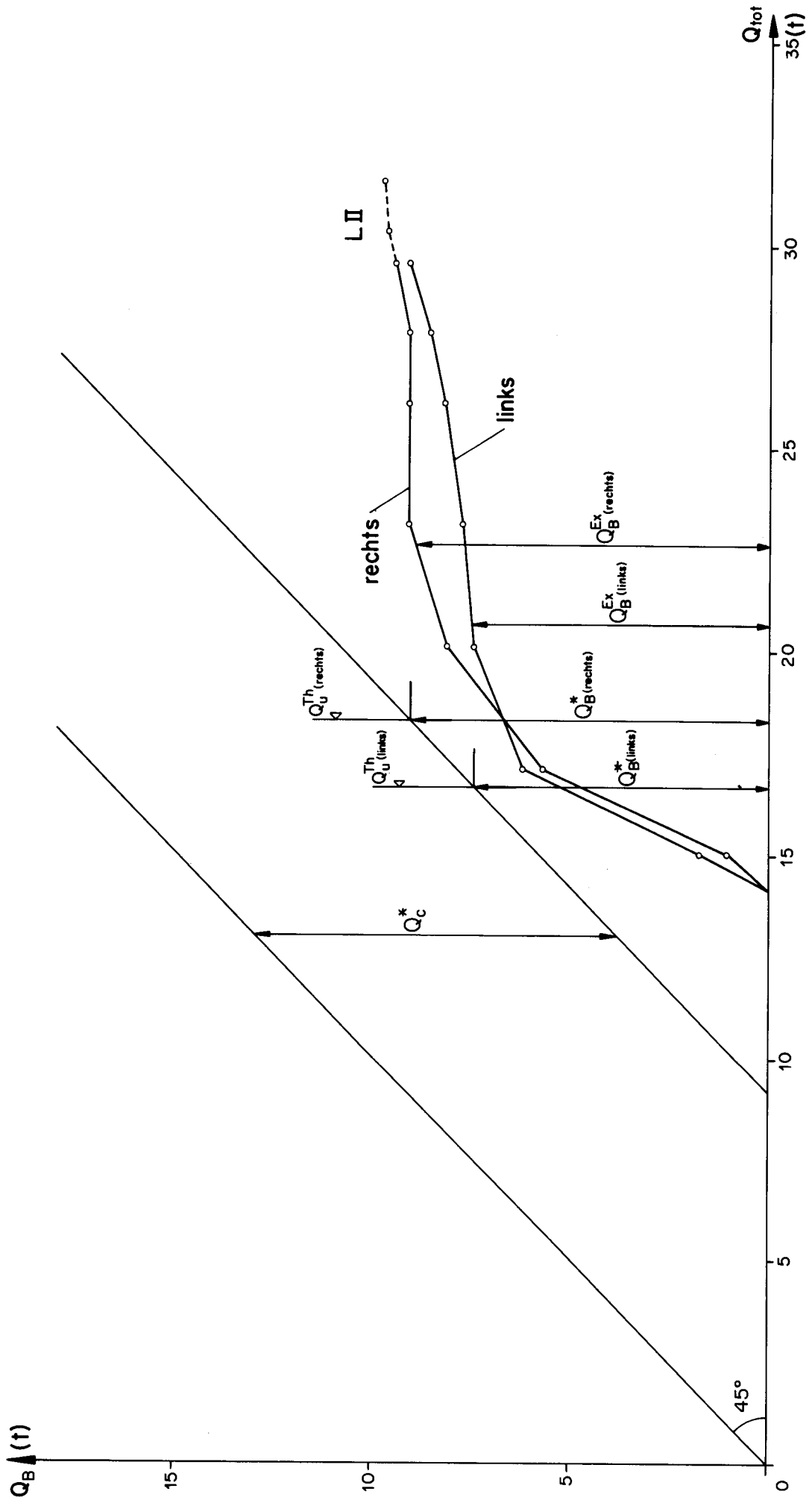


Bild 126 : Balken C_4 : Aufteilung der Querkraft