

Schubversuche an Stahlbeton-Platten

Working Paper**Author(s):**

Pralong, Jean; Thürlimann, Bruno; Marti, Peter

Publication date:

1977

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000138231>

Rights / license:

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

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 7305(2)

Schubversuche an Stahlbeton-Platten

Peter Marti
Jean Pralong
Bruno Thürlimann

September 1977
Bericht Nr. 7305-2

Schubversuche an Stahlbeton-Platten

von

Peter Marti, dipl. Ing.
Jean Pralong, dipl. Ing.
Prof. Dr. B. Thürlimann

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
September 1977

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Versuchsprogramm	2
2. VERSUCHSKOERPER	3
2.1 Beschreibung	3
2.2 Baustoffe	5
3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG	7
3.1 Versuchsanlagen	7
3.2 Versuchsablauf	7
4. VERSUCHSRESULTATE	10
4.1 Plattenstreifen PS 6 bis PS 11	10
4.1.1 Trag- und Bruchverhalten	10
4.1.2 Verschiebungen	13
4.1.3 Rissverhalten	14
4.2 Platten P 2 und P 3	15
4.2.1 Trag- und Bruchverhalten	15
4.2.2 Durchbiegungen	16
4.2.3 Horizontale Verschiebungen in den Messebenen	16
4.2.4 Betonstauchungen und Stahldehnungen	17
4.2.5 Rissverhalten	18
ZUSAMMENFASSUNG	19
RESUME	21
SUMMARY	23
VERDANKUNG	25
LITERATURVERZEICHNIS	26
BEZEICHNUNGEN	27
TABELLEN 1 - 13	30
BILDER 1 - 101	37
ANHANG	111

1. EINLEITUNG

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" wurden am Institut für Bau-
statik und Konstruktion der ETH Zürich in einem ersten Schritt theoretische und ex-
perimentelle Arbeiten über das Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund
durchgeführt [1], [2]. Im Hinblick auf ein besseres Verständnis des Schubtragverhal-
tens von Stahlbeton-Platten wurden in einem weiteren Schritt theoretische Untersuchun-
gen, hauptsächlich auf der Grundlage der Plastizitätstheorie, unternommen, welche
z.T. in [3] dargestellt sind. Ein Ueberblick über wichtige bei der Berechnung, Bemess-
ung und Ausführung von vorgespannten Flachdecken auftretende Probleme ist in [4] ent-
halten. In diesem Bericht sind die Ergebnisse von Versuchen festgehalten, die zur wei-
teren experimentellen Untersuchung des Schubtragverhaltens von Stahlbeton-Platten
durchgeführt wurden. Vergleiche mit Bemessungsvorschriften werden in einer in Vorbe-
reitung begriffenen theoretischen Arbeit dargestellt.

1.1 Problemstellung

Bei der Konstruktion von Flachdecken aus Stahlbeton stellt die Gefahr des Durchstan-
zens bei den Stützen eines der entscheidenden Probleme dar. Seit dem Aufkommen dieser
Bauform befassten sich sehr viele, meist experimentelle Untersuchungen, mit dieser
Frage [5]. Während bei Stahlbetonbalken i.a. eine Mindestschubbewehrung vorgeschrie-
ben und damit ein mehr oder minder duktiler Verhalten gewährleistet ist, wird der
Stützenbereich von Flachdecken meistens ohne Schubbewehrung ausgeführt. Bei zu hoher
Beanspruchung kann ein spröder örtlicher Bruch die Folge sein.

Im Rahmen der allgemeineren Problemstellung des Schubtragverhaltens von Stahlbeton-
elementen [6] können im gerissenen Zustand grundsätzlich Traganteile aus folgenden
Widerständen unterschieden werden: Schubarmierung, Bogen- bzw. Sprengwerkwirkung, Ver-
zahnung der Rissufer und Verdübelungswirkung von Bewehrungsstäben oder Biegedruckzo-
nen. Die Grössenordnung der einzelnen Anteile sowie deren Zusammenwirken und die Kräf-
teumlagerung bei zunehmenden Verformungen ist für verschiedene Elemente unterschied-
lich und von vielen Einflüssen abhängig.

Innerhalb der Theorie starr-ideal plastischer Körper gestattet die Anwendung der bei-
den Grenzwertsätze eine einheitliche Betrachtungsweise für die Abschätzung des Schub-
widerstandes verschiedener Stahlbetonelemente. Die entsprechenden Methoden führen zu
einer einfachen physikalischen Vorstellung des Bruchmechanismus sowie des Kräftever-
laufs im Tragwerk. Für Probleme, bei denen die Entfestigung des Betons unter grossen
Verformungen eine Rolle spielt, und für die weitere theoretische Abklärung der Umla-
gerung der inneren Kräfte vor dem Erreichen der Bruchlast müssen zur Ergänzung Modelle
herangezogen werden, welche Aussagen über die auftretenden Verformungen erlauben. In
vielen Fällen kann eine rein starr-ideal plastische Berechnung jedoch eine brauchbare
Grundlage für die praktische Bemessung abgeben, sofern insbesondere die Betonfestig-
keitswerte vorsichtig in Rechnung gestellt werden. Beobachtungen bei Versuchen bilden
dabei die notwendige Basis für den Ansatz dieser Festigkeitswerte je nach der beson-
deren Problemstellung.

Mit der statischen Methode der Plastizitätstheorie kann das Tragfähigkeitsproblem der
Stützenbereiche von Flachdecken auf ein Raumfachwerkmodell oder, stärker verein-

fachend, auf ein Balkenmodell zurückgeführt werden. Beim Balkenmodell werden die an den Stützensseitenflächen anschliessenden Plattenteile als über die Stütze durchlaufende, bzw. auf der Stütze aufgelagerte Balken idealisiert. Der Gesamtwiderstand setzt sich aus den Beiträgen der einzelnen Balken zusammen. Eine solche Reduktion des räumlichen Problems auf ein ebenes ist besonders nützlich für die Beurteilung des Kräfteverlaufs bei Rand- und Eckstützen, bei zusätzlicher Beanspruchung durch Stützenkopfmomente und beim Vorhandensein einer Schubbewehrung. Durch Folgerungen ergänzt, die aus der Interpretation von Versuchsergebnissen gezogen werden können, dürften solche auf der Plastizitätstheorie beruhende Modellvorstellungen bei vielen praktischen Bemessungsproblemen ein ausreichendes Hilfsmittel darstellen.

1.2 Zielsetzung

Durch einige Versuche an Plattenstreifen und an Plattenausschnitten wurde der Einfluss wichtiger Parameter auf den Schubwiderstand und das Verformungsvermögen von Stahlbeton-Platten experimentell untersucht. Als Versuchsparameter wurden folgende Grössen gewählt:

- Längsarmierungsgehalt,
- seitliche Haltung mit Membrankräften in der Plattenmittelebene,
- Schubarmierungsgehalt,
- Vorspanngrad (teilweise Vorspannung mit Kabeln ohne Verbund).

Bei allen Versuchen wurde das Tragverhalten bis zum Bruch beobachtet, d.h. im einzelnen folgende Vorgänge:

- Verhalten im ungerissenen und im gerissenen Zustand,
- Umlagerung der inneren Kräfte,
- Ausbilden von Bruchmechanismen.

Zu diesem Zweck wurden ausser den aufgebrachten Kräften globale und lokale Verschiebungen sowie Rissöffnungen gemessen.

1.3 Versuchsprogramm

Das experimentelle Forschungsprogramm ist in Tabelle 1 zusammengestellt. Es umfasste Versuche an sechs Plattenstreifen und an zwei achteckigen Platten mit kreiszylindrischen Stützen. Die Bezeichnung der Versuchskörper schliesst an die der früheren Biegeversuche [2] an den Plattenstreifen PS 1 bis PS 5 und an der Platte P 1 an.

Für den Plattenstreifen PS 8 und die Platte P 3 wurden besondere Bügel entwickelt, welche auf die Schalung gestellt werden können und ein Verlegen der Plattenarmierung ohne Einfädeln erlauben. Ihre Verankerungen umfassen die äussersten Stäbe der oberen und unteren Plattenarmierung (Bild 5).

2. VERSUCHSKÖRPER

2.1 Beschreibung

Abmessungen und Armierung gehen aus den Bildern 1 bis 5 hervor. Die Plattendicke von 18 cm erlaubte eine normale konstruktive Ausbildung. Die Versuchskörper wurden in der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf (ZH) betoniert und bis zum Versuch bei einer Raumtemperatur von ungefähr 18° C gelagert.

Plattenstreifen PS 6 bis PS 11

Als Stirnseiten der Holzschalung dienten stählerne Endplatten, die später mit den entsprechenden Teilen der Versuchsanlage zusammengeschraubt werden konnten. Beim Versuch übertrugen die Endplatten die Auflagerreaktionen. Zur Aufnahme der Längsarmierung wurden die Endplatten durchbohrt. Die Armierungsstäbe wurden an den Enden mit Gewinden versehen und mit Muttern an der Aussenseite der Endplatten fixiert. Damit konnte die Armierung genau verlegt werden, und eine sichere Verankerung war gewährleistet. Wie sich bei den Versuchen PS 9 und PS 11 herausstellte, konnte ein gewisser Schlupf bis zum satten Anliegen der Muttern an den Endplatten nicht in allen Fällen vermieden werden. Bei den beiden vorgespannten Versuchskörpern PS 9 und PS 10 wurden die Verankerungskräfte direkt über die Endplatten eingetragen.

Bei den beiden Lasteinleitungsstellen wurden an der Plattenoberseite Flachstähle in die Schalung eingelegt. Beim Versuch wurden die Lastübertragungsplatten an diesen angeschraubt.

Die obere Längsarmierung und die Querarmierung bestehend aus geraden Stäben \varnothing 8 mm war bei allen Versuchskörpern gleich ausgebildet. Die minimale Betonüberdeckung betrug 1 cm.

Nur beim Plattenstreifen PS 8 wurde eine Schubarmierung eingelegt. Sie bestand aus speziell hergestellten, stellbaren Bügeln, die mit kräftigen, am Vertikalstab angeschweissten kreuzförmigen Verankerungen versehen waren (Bild 5). Im Schubbereich links wurden Bügel \varnothing 5 mm, rechts Bügel \varnothing 7 mm angeordnet.

Die beiden Versuchskörper PS 9 und PS 10 wurden mit je einer Litze \varnothing 0.6" vorgespannt. Der Verlauf der zentrisch verankerten Kabel war trapezförmig mit einer Exzentrizität von 7.1 cm bei den Lasteinleitungsstellen. Es wurden handelsübliche, nicht injizierte Spannglieder mit einem Kunststoffhüllrohr verwendet. An den Litzenenden wurden Hülsen aufgedrückt. Über ein in die Presshülsen eingeschnittenes Gewinde wurde die Spannkraft mit Muttern auf die Endplatten der Versuchskörper übertragen. Auf der Festseite wurde eine Druckmessdose zwischen Endplatte und Gewindemutter angeordnet. Auf der Spannseite konnte die Litze bei der gewünschten Kraft mit der Gewindemutter fixiert werden. Die Vorspannkraft von 16.7 to wurde zwei Wochen vor Versuchsbeginn aufgebracht. Sie wurde mit einem Manometer und mit einer Druckmessdose kontrolliert. Bei Versuchsbeginn betrug die Spannkraft noch 15.8 to, was einer zentrischen Vorspannung von 22 kg/cm² entsprach.

Platten P 2 und P 3

Die beiden Platten wurden in einer Holzschalung in Form eines regelmässigen Achteckes hergestellt. Für die 30 cm hohen kreiszylinderförmigen Stützen mit 30 cm Durchmesser wurde eine Stahlschalung verwendet. Bei den acht Lasteinleitungsstellen wurden konische Aussparungen angeordnet. Zwei diametral gegenüberliegende Aussparungen \varnothing 3 cm im Abstand 30 cm vom Plattenzentrum ermöglichten beim Versuch die Rissbeobachtung im Platteninnern. Bei der Platte P 3 wurden in einem Quadranten drei Löcher \varnothing 1.5 cm für die Beobachtung der Plattendicke ausgespart. Diese Aussparungen waren 32.5 cm vom Zentrum entfernt.

Die Plattenarmierung bestand aus orthogonal in einem quadratischen Raster von 12 cm verlegten Stäben. Die oberliegenden Armierungsstäbe \varnothing 18 mm waren mit Endhaken versehen, welche eine Randarmierung umfassten. Die Randarmierung wurde aus je zwei Stäben \varnothing 14 und 8 mm gebildet, die in Abständen von 12 cm mit geschlossenen Bügeln \varnothing 6 mm verbügelt waren. Die untere Armierung bestand aus geraden Stäben \varnothing 10 mm. Die Stütze war mit acht Stäben \varnothing 10 mm und mit einer Spirale \varnothing 6 mm armiert. Die Ganghöhe der Spirale betrug 6 cm.

Innerhalb eines Radius von 60 cm wurden im Stützenbereich der Platte P 3 Bügel \varnothing 8 mm mit einem gegenseitigen Abstand von 12 cm angeordnet. In Bild 5 ist ein einzelner Bügel gezeigt. Er besteht aus einem trapezförmig gebogenen Armierungsstahl \varnothing 8 mm, an den in den Abbiegungen zwei V-förmige Stäbe \varnothing 6 mm mit Schweisspunkten angeheftet sind. Endhaken, in die die Plattenarmierung verlegt wird, gewährleisteten eine gute Verankerung. Auf den drei Endhaken kann der Bügel stabil auf die Schalung gestellt werden.

Den beiden in Bild 5 gezeigten Bügelformen liegt die gleiche Idee zugrunde. In Versuchen [7] wurde festgestellt, dass eine Schubarmierung bestehend aus genügend eng gestellten, geschlossenen Bügeln, welche die Biegearmierung umfassen, sowohl die Tragfähigkeit als auch die Duktilität der Stützenbereiche von Flachdecken entscheidend verbessern kann. Bei der Ausführung ergeben sich Probleme, weil die Biegearmierung meist zeitraubend in die Bügel eingefädelt werden muss. Als Alternative sollten die bei den vorliegenden Versuchen verwendeten Bügel bei gleich guter Verankerung (Umfassen der äussersten Biegearmierungsstäbe) ein einfacheres Verlegen der Biegearmierung erlauben. Bei Flachdecken mit üblichen Abmessungen und Abständen der Biegearmierung könnten Bügel gemäss Bild 5 etwas schlanker gehalten werden. Die Ausdehnung der Bügelverankerung würde im Verhältnis zur Bügelhöhe und zum Durchmesser des vertikalen Stabes geringer, wäre aber immer noch relativ gross. Allein aus diesen Verhältnissen ergibt sich ein maximal erreichbarer Schubarmierungsgehalt. Konstruktive Erfordernisse wie das Freihalten von Vibrationslücken und der zum Verlegen der Armierung benötigte minimale Platz ergäben von Fall zu Fall weitere Beschränkungen. Eine Weiterentwicklung der Idee hinsichtlich einer platzsparenden, statisch genügenden und konstruktiv einfachen Bügelverankerung ist denkbar. Mit solchen Verankerungen versehene Einzelstäbe könnten dazu benützt werden, nachträglich die äussersten Stäbe der beiden Armierungsebenen miteinander zu verbinden, nachdem diese auf übliche Art verlegt worden sind. In Plattenbereichen mit bedeutender Schubbeanspruchung dürfte mit einer derartigen Bewehrung des Betons in allen drei Raumrichtungen bei verhältnismässig bescheidenem Mehraufwand eine wesentliche Verbesserung des Tragverhaltens erreicht werden.

Das Vibrieren des Betons erforderte im Stützenbereich der Platte P 3 besondere Sorgfalt, war aber mit einer Rüttelflasche \varnothing 4 cm noch gut möglich. Die Bügel wirkten als

sehr gute Distanzhalter für die obere Armierung im Stützenbereich, welche exakt in der Soll-Lage gehalten wurde. Die mittlere statische Höhe der oberen Armierung betrug im Stützenbereich bei der Platte P 2 14.3 cm gegenüber 15.2 cm bei der Platte P 3. Am Plattenrand mass die mittlere statische Höhe bei beiden Platten 15.2 cm.

2.2 Baustoffe

Schlaffe Armierung

In Tabelle 2 sind die Festigkeitswerte des verwendeten Bewehrungsstahls zusammengestellt. Die Stäbe \varnothing 5 bzw. 7 mm für die Bügel beim Plattenstreifen PS 8 waren aus normalem Baustahl. Die übrige schlaffe Bewehrung bestand aus naturhartem Armierungsstahl.

Alle Proben wurden verformungsgesteuert in einer mechanischen Prüfmaschine geprüft. Bild 6 zeigt ein damit gewonnenes Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Die Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_e = d\epsilon_e/dt$ betrug $1.2\% \text{ min}^{-1}$. Die statischen Festigkeitswerte wurden aus zwei Minuten dauernden Dehnungshalten ($\dot{\epsilon}_e = 0$) gewonnen. Der Versuchsauswertung sind die statischen Festigkeitswerte zugrunde zu legen, nicht die von der Dehnungsgeschwindigkeit abhängigen dynamischen.

Spannstahl

Die Festigkeitswerte der verwendeten Litzen \varnothing 0.6" sind in der untersten Zeile von Tabelle 2 angegeben. Es wurden zwei Proben geprüft. Sie waren gleich lang und besaßen dieselbe Verankerung wie die Litzen für die Plattenstreifen PS 9 und PS 10. Die Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_s = d\epsilon_s/dt$ betrug $0.4\% \text{ min}^{-1}$. Der Elastizitätsmodul E_s wurde aus einer Dehnungsmessung mit einem induktiven Wegaufnehmer über eine Messlänge von 25 cm ermittelt. Der Bruch trat bei beiden Proben am Ende bei einer Presshülse auf. Bei beiden Proben versagte einer der sieben Drähte durch Gleitbruch und zwei bzw. drei weitere zeigten Trichterbrüche. Bild 7 zeigt ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm einer Litze.

Beton

Die Zusammensetzung des Frischbetons war für alle Versuchskörper gleich. Sie ist in Tabelle 3 angegeben. Die Zuschlagstoffe mit Maximalkorn \varnothing 16 mm waren gewaschenes und rolliges Material. Die Sieblinie entsprach ungefähr der EMPA-Kurve. Es wurde normaler schweizerischer Portlandzement verwendet. Bei der Wasserzugabe wurde der durch Trocknen bestimmte Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe berücksichtigt.

Zur Ermittlung der Betonfestigkeitswerte wurden mit jedem Plattenstreifen acht Prismen $12 \times 12 \times 36$ cm und drei Zylinder \varnothing 15 x 30 cm hergestellt. Mit den drei Mischungen jeder Platte wurden insgesamt 14 Prismen und acht Zylinder hergestellt. Im Versuchsalter der Plattenstreifen bzw. der Platten wurden jeweils an drei bzw. sechs Prismen der Elastizitätsmodul und die Prismendruckfestigkeit ermittelt und an weiteren drei bzw. sechs Prismen die Biegezug- und Würfeldruckfestigkeit. Mit je drei bzw. sechs 15 cm hohen Zylindern \varnothing 15 cm wurden Querzug- (Brasilianerversuche) und Stempelversuche durchgeführt. Alle Festigkeitswerte sind in Tabelle 4 zusammengestellt (Mittelwerte). Die Versuche wurden mit relativ grosser Dehnungsgeschwindigkeit durchgeführt, z.B. die Prismendruckversuche mit ca. $2\% \text{ min}^{-1}$.

Nach Abschluss der Versuche wurden an einem Prisma je Versuchskörper Druckversuche

in einer 160 to Universalprüfmaschine durchgeführt. Die Verformungen wurden durch Messung des Kolbenweges, Messung der Relativverschiebung der Belastungsplatten mit Messuhren und mit einer Dehnungsmesseinrichtung kontrolliert. Mit der Dehnungsmessung wurde die mittlere Dehnung ϵ_b über eine Messlänge von 10 cm in Prismenmitte ermittelt. In Bild 8 ist ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Prismas dargestellt. Die Dehnungsgeschwindigkeit war jeweils während des ganzen Versuches konstant und betrug $0.1\% \text{ min}^{-1}$. Die Festigkeitswerte aller dieser Versuche sind aus Tabelle 5 ersichtlich.

Bild 9 zeigt ein Last-Weg-Diagramm eines Stempelversuches. Die Stahlstempel besaßen einen Durchmesser $2a = 37.5 \text{ mm}$. Der Bruchmechanismus ist im Bild schematisch dargestellt. Unter den Stahlstempeln in den Zylinder eindringende Betonkegel verdrängten das radial aufreissende übrige Material seitwärts. Meist bildeten sich vier Radialrisse. Unter der Annahme, der Beton sei ein starr-ideal plastisches Material und folge einer modifizierten Fließbedingung von Coulomb, wurden von Chen obere Grenzwerte für die Traglast P aus dem dargestellten Mechanismus berechnet [8]. Mit den Bezeichnungen von Bild 9 kann das Ergebnis mit der Näherung

$$\beta_{sz} = \frac{P}{\pi \cdot (1.2 \cdot b \cdot h - a^2)} \quad (2.1)$$

für die Betonzugfestigkeit vereinfacht werden. Diese Formel liegt den in Tabelle 4 enthaltenen Werten zugrunde. Wie Chen zeigte, liegen die durch (2.1) angenäherten oberen Grenzwerte nahe bei der theoretisch exakten Kollapslast, sofern es sich um normalen Beton und um Abmessungsverhältnisse handelt, die etwa jenen in Bild 9 entsprechen.

Ein Vergleich der Festigkeitswerte in den Tabellen 4 und 5 zeigt, dass der Beton der Platten P 2 und P 3 deutlich höhere Druckfestigkeiten aufwies als die Betone der Plattenstreifen. Die Zugfestigkeiten und die Elastizitätsmoduli dagegen waren bei den Platten etwa gleich gross oder nur wenig grösser als bei den Plattenstreifen. Als einziger bewusster Unterschied bei der Betonherstellung ist zu erwähnen, dass für die Platten Sand zwar vom gleichen Werk, aber aus einer anderen Lieferung als für die Plattenstreifen verwendet wurde. Möglicherweise sind die Festigkeitsunterschiede darauf zurückzuführen.

3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG

Alle Versuche wurden auf dem Aufspannboden der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf (ZH) durchgeführt.

3.1 Versuchsanlagen

Plattenstreifen PS 6 bis PS 11

Die für die früheren Biegeversuche an den vorgespannten Plattenstreifen ohne Verbund PS 1 bis PS 5 [2] entwickelte Versuchsanlage konnte mit einigen Anpassungen wieder verwendet werden (vgl. Bild 10). Die vertikale Belastung wurde in zwei Schnitten aufgebracht, die 64 cm vom Auflager entfernt waren. Zwei Zugkolben in jedem Schnitt übertrugen über einen an seiner Unterseite mit einer Schneide versehenen Balken die Belastung auf eine auf dem Versuchskörper festgeschraubte Stahlplatte. Die vier Zugkolben waren an einem Pendelmanometer parallel angeschlossen. Die vertikalen Auflagerkräfte wurden über die Endplatten der Plattenstreifen und seitlich geführte Teflongleitlager auf massive Stahlböcke abgegeben. Bei den seitlich gehaltenen Plattenstreifen wurden die Horizontalkräfte mit zwei nebeneinander angeordneten, an einem Federmanometer angeschlossenen Kolben aufgebracht, welche sich auf den Stahlbock abstützten. Auf der Gegenseite übernahmen zwei wie die Horizontalkolben gelagerte Pendelstangen die Horizontalreaktion. Einzelheiten über die Längenmessung können dem Bericht [2] entnommen werden. Gemessen wurde die Relativverschiebung von Punkten in der Plattenmittelebene, die sich in einem seitlichen Abstand von 26.5 cm von der Achse des Plattenstreifens an der Aussenseite der Stahlendplatten befanden.

Platten P 2 und P 3

Wie die Bilder 11 und 12 zeigen, wurde die Belastung mit acht Zugkolben aufgebracht. Diese waren an ein Pendelmanometer angeschlossen. Die Platten waren mit ihren Stützen auf drei Druckmessdosen gelagert, welche auf einer kurzen, auf dem Aufspannboden befestigten Stahlstütze standen.

Wie aus Bild 11 ersichtlich ist, wurde ein aus Stahlelementen bestehender Messrahmen montiert. Auf dem Rahmen wurden Messuhren, Messbolzen für die Durchbiegungsmessung und eine Kamera mit Weitwinkelobjektiv zur Aufnahme der Rissbilder fixiert. Als Sicherheitsmassnahme war die Platte mit lose durchhängenden Kabeln mit dem Rahmen verbunden.

3.2 Versuchsablauf

In Bild 13 ist ein generelles Belastungsschema dargestellt sowie das Schema einer Laststufe bei lastgesteuertem bzw. verformungsgesteuertem Vorgehen. Während der Messungen wurde bei den Plattenstreifen die Mittendurchbiegung und bei den Platten die Durchbiegung am Rand konstant gehalten. Die dabei auftretende Relaxation zeigt sich im Abfallen der Last vom Anfangswert P_A auf den Enwert P_E . Bei der Versuchsauswertung wurde den Messwerten stets die Endlast zugeordnet. Den Endlasten entsprechen die statischen Materialfestigkeitswerte, da sie in ähnlicher Weise erhalten wurden (vgl. Abschnitt 2.2). Mit Ausnahme des Versuchs P 3, der sich über drei Tage erstreckte, dauerten alle Versuche zwei Tage. Während der Nacht wurden die Versuchskörper jeweils entlastet.

Plattenstreifen PS 6 bis PS 11

Aus Bild 27 geht hervor, dass bei den seitlich gehaltenen Plattenstreifen die Horizontalkraft proportional zur Vertikallast gesteigert wurde bis die maximale Druckkraft von 36 to erreicht war. Bei diesem Wert wurde die Horizontalkraft für grössere Vertikallasten konstant gehalten. Die besonderen Verhältnisse beim Plattenstreifen PS 10 sind aus Bild 28 ersichtlich. Der Ablauf dieses Versuches bei grossen Durchbiegungen bis zum Biegebruch war ähnlich demjenigen der früheren Versuche PS 1 bis PS 5.

Die Anordnung der Messstellen ist in Bild 14 wiedergegeben.

Die Vertikallast wurde am Pendelmanometer abgelesen und mit Strain Gages auf allen vier Zugstangen kontrolliert. Die Horizontalkraft wurde am Federmanometer abgelesen und mit Strain Gages auf den beiden Pendelstangen kontrolliert. Es konnte festgestellt werden, dass die Lagerreibung nicht mehr als ± 100 kg betrug. Der Kabelkraftzuwachs in den beiden vorgespannten Versuchskörpern PS 9 und PS 10 konnte mit einer Druckmessdose an der Verankerungsstelle verfolgt werden.

Mit induktiven Wegaufnehmern wurden die Durchbiegungen in sieben Punkten gemessen. Die Mittendurchbiegung wurde zusätzlich mit einer mechanischen Messuhr und einem weiteren induktiven Wegaufnehmer verfolgt. Die Auflagereinsenkungen wurden mit mechanischen Messuhren ermittelt. Die Längenänderung wurde, wie in Abschnitt 3.1 erwähnt, mit Invardrähten und induktiven Wegaufnehmern gemessen und mit mechanischen Messuhren kontrolliert.

Mit induktiven Setzdehnungsmessern mit Basislängen von 141 und 200 mm wurden in den Schubbereichen an den Seitenflächen der Plattenstreifen Triangulationsnetze ausgemessen. Die Setzdehnungsmesser wurden auf Messbolzen aufgesetzt, die mit einem Schnellklebstoff auf der freiliegenden Armierungsstahloberfläche aufgeklebt waren. Die Instrumente konnten bis zum Bruch einwandfrei angesetzt werden.

Diese Messungen wurden ergänzt durch Reihenmessungen mit dem induktiven Setzdehnungsmessgerät 141 mm im Biegebereich an den Seitenflächen und durch weitere an der Plattenober- und -unterfläche. Oben und unten wurden die Messbolzen auf die freiliegende Betonfläche geklebt. Bei den Lasteintragungsstellen wurden insgesamt vier Strain Gages (6 cm) zur Kontrolle der Betonstauchungen eingesetzt. Die Plattendicke wurde in den Schubbereichen mit einem speziell hergestellten induktiven Setzdehnungsmesser 180 mm gemessen.

Die Rissbreiten wurden mit Hilfe eines Rissmassstabes eingeschätzt. Vergleiche mit Messungen mit einem Rissmikroskop zeigten, dass die Ungenauigkeit der Schätzung max. ± 0.05 mm betrug.

Platten P 2 und P 3

Die Anordnung der Messstellen geht aus Bild 16 hervor.

Die Lastablesungen am Pendelmanometer wurden mit Strain Gages auf vier Zugstangen und durch Messung der Auflagerreaktion mit drei Druckmessdosen kontrolliert.

Die Durchbiegungen am Plattenrand wurden mit zwei fest montierten induktiven Wegaufnehmern, zwei mechanischen Messuhren und mit einem Messstab gemessen. In einem Qua-

dranten der Platte wurden mit dem Messstab zusätzlich die Vertikalverschiebungen von 15 Punkten an der Plattenunter- und -oberfläche ermittelt. Der Messstab wurde auf Bolzen aufgesetzt, die auf den freiliegenden Betonoberflächen und auf dem Aufspannboden bzw. auf einem Messrahmen (Bild 11) aufgeklebt waren. Die Verschiebung der Plattenunterseite gegenüber der zwischen Messdosen und Stahlbetonstütze angeordneten Stahlplatte wurde mit zwei diametral gegenüberliegenden mechanischen Messuhren verfolgt, die 3.5 cm vom Stützenrand entfernt waren. Die Stützenverkürzung, einschliesslich derjenigen der drei Messdosen, wurde mit einer mechanischen Uhr gemessen.

Mit einem induktiven Setzdehnungsmessgerät mit einer verstellbaren Basislänge von 424 bzw. 600 mm wurde auf der Plattenunter- und -oberfläche ein Triangulationsnetz ausgemessen. Das Messgerät wurde auf Bolzen aufgesetzt, die auf den Armierungsstäben aufgeklebt waren. Mit zwei diametral gegenüberliegenden mechanischen Uhren, die auf der Höhe der (unverformten) Plattenmittelebene am Aussenrand angeordnet waren, ergab sich eine grobe Kontrolle der Triangulationsmessungen (vgl. Bilder 11 und 16).

An der Plattenunterseite wurden mit vier auf den Beton geklebten Strain Gages (6 cm) örtliche Stauchungen in der tangentialen und radialen Richtung bestimmt. Die tangential angeordneten Gages hatten einen Abstand von 4 cm von der Stütze. Der Mittelpunkt der radial verlaufenden Gages war 8 cm von der Stütze entfernt. Bei der Platte P 3 wurde bei drei Aussparungen in einem Quadranten der Platte die Plattendicke gemessen. Dazu wurde ein speziell angefertigtes, induktives Setzmessgerät verwendet.

Die Rissbreiten wurden mit Hilfe eines Rissmassstabes eingeschätzt. Für die Rissbeobachtung im Platteninnern bei den beiden Beobachtungsfenstern wurde ein spiegeloptisches Gerät mit einem flexiblen, lichtdurchlässigen Kabel (Glasfaserbündel) eingesetzt. Die Rissbreiten konnten an einer im Gerät eingebauten Skala abgelesen werden.

4. VERSUCHSRESULTATE

4.1 Plattenstreifen PS 6 bis PS 11

4.1.1 Trag- und Bruchverhalten

Der Belastungsablauf der sechs Versuche geht aus den Tabellen 6 bis 11 hervor. Ausser den Anfangs- und Endlasten samt den zugehörigen Zeitangaben (vgl. Bild 13) sind in diesen Tabellen Horizontalkraft, Kabelkraftzuwachs, Mittendurchbiegung und die mittels Invardrähten gemessene Längenänderung der Plattenstreifen zusammengestellt.

Die Bilder 18 bis 25 zeigen die Endlasten in Abhängigkeit der Mittendurchbiegung. Für den Plattenstreifen PS 10 sind zwei Last-Durchbiegungs-Diagramme angegeben. Bild 23 zeigt den Anfangsbereich bei kleinen Durchbiegungen, und in Bild 24 ist der gesamte Verlauf bis zum Bruch dargestellt. Die Last-Durchbiegungs-Kurven aller Versuche sind in Bild 25 zusammengestellt.

Wie aus den Bildern 26 und 27 hervorgeht, verlängerten sich die seitlich nicht gehaltenen Plattenstreifen PS 6, PS 8 und PS 9, während die Plattenstreifen PS 7, PS 10 und PS 11 infolge der äusseren Horizontalkraft verkürzt wurden. Die Last-Verlängerungs-Kurve des Plattenstreifens PS 8 mit Schubarmierung fällt über einen weiten Bereich in Bild 26 praktisch mit der des Plattenstreifens PS 6 ohne Schubarmierung zusammen. Der Plattenstreifen PS 9 hatte etwa denselben Bruchwiderstand der gesamten Längsarmierung wie der PS 6, war aber teilweise vorgespannt mit einer Litze ohne Verbund. Dem entsprechend begann sich der PS 9 erst bei grösserer Last, dann aber verhältnismässig stärker zu verlängern als der PS 6. Der gleiche Unterschied wie zwischen PS 6 und PS 9 ist beim Vergleich der Kurven PS 7 und PS 10 in Bild 27 zu beachten, insbesondere für den Rückgang der Verkürzung unter maximaler Horizontalkraft.

Beim Vergleich der Last-Durchbiegungs-Kurven in Bild 25 zeigen sich ähnliche, durch die verschiedene Ausbildung der Prüfkörper bedingte Steifigkeitsunterschiede.

Bei den Versuchen PS 6, PS 9 und PS 11 ergaben sich schlagartige Brüche in den Schubbereichen. Der Plattenstreifen PS 8 versagte durch Fliessen der Schub- und Längsarmierung mit anschliessendem Stauchen der Betondruckzone im Biegebereich. Trotz ersten Anzeichen für ein Versagen in den Schubbereichen stellte sich beim Versuch PS 7 der Bruch durch Fliessen der Längsarmierung und Betonstauchen im Biegebereich ein. Das Verhalten des Plattenstreifens PS 10 entsprach demjenigen der früher beschriebenen Biegeversuche an vorgespannten Platten ohne Verbund [2]. Nach Erreichen eines relativen Lastmaximums fiel die Last auf ein relatives Minimum ab, worauf sie bis zum Bruch noch stark gesteigert werden konnte. Der Bruch trat bei diesem Versuch durch Reißen der Vorspannlitze ein.

In Bild 28 sind für den Versuch PS 10 Kabelkraftzuwachs, Horizontalkraft und Verlängerung in Abhängigkeit der Mittendurchbiegung dargestellt. In Bild 29 ist der Kabelkraftzuwachs von PS 10 demjenigen von PS 9 gegenübergestellt, sowohl in Abhängigkeit der Mittendurchbiegung als auch der Endlast.

Plattenstreifen PS 6

Wie aus Bild 57 zu ersehen ist, erhielten Biegeanrisse im mittleren Drittel der Schubbereiche erstmals bei Laststufe 12 an ihrem oberen Ende deutliche Abknickungen zur Last hin. Am deutlichsten war dies im Schubbereich rechts. Bild 57 (a) zeigt, dass sich der unter der Messstelle 112 verlaufende Riss bei der Laststufe 13 weiter abflachte und stark verlängerte. Der Abstand seines Endes von der Plattenoberfläche nahm von 5.5 cm bei Laststufe 12 auf 2.5 cm bei Laststufe 13 ab. Ebenfalls bei der Laststufe 13 bildeten sich in den Schubbereichen horizontal verlaufende Anrisse entlang der Längsarmierung aus, vor allem ausgeprägt im Schubbereich rechts. Zusätzlich entstand im Schubbereich rechts ein leicht S-förmig gekrümmter, unter einer mittleren Neigung von etwa 1:2 zur Lasteinleitungsstelle hin verlaufender, neuer Schrägriss entlang der Messstelle 192. Beim Belasten versagte bei der Laststufe 14 der Schubbereich links schlagartig (vgl. Bild 57 (b)). Der leicht S-förmig gekrümmte Bruchriss folgte in seinem unteren, steil verlaufenden Teil einem bei der Messstelle 137 vorhandenen Schrägriss. Der obere, weniger geneigte Teil bis zur Lasteinleitungsstelle entstand unmittelbar beim Bruch, ebenso wie der sich bis zum Auflager erstreckende, klaffende Trennriss entlang der Armierung.

Plattenstreifen PS 7

Horizontale Risse entlang der Längsarmierung in den Schubbereichen bildeten sich ab Laststufe 8 allmählich aus. Deutliche Abknickungen von Biegeanrissen konnten ab Laststufe 9 verfolgt werden. Bild 58 (a) zeigt den Stand der Rissentwicklung bei Laststufe 12, und Bild 58 (b) hält die Weiterentwicklung bis zur Laststufe 15 fest.

Bei der Laststufe 14 wurden erste Anzeichen von Betonstauchungen im Biegebereich etwa 5 cm von den Lasteinleitungsstellen entfernt beobachtet. Bei der Laststufe 15 begann die Längsarmierung im Biegebereich zu fließen. Die Belastung konnte bei Laststufe 16 nur mehr unwesentlich gesteigert werden, worauf sie mit zunehmendem Stauchen der Betondruckzone in Plattenstreifenmitte kontinuierlich abnahm. Während der Messungen von Laststufe 19 knickte bei den Messstellen 105 bis 107 der gedrückte Längsarmierungsstab \varnothing 8 mm aus. Für noch grössere Durchbiegungen mit stark abfallender Last wurden keine Messungen mehr durchgeführt.

Plattenstreifen PS 8

Erste Horizontalrisse entlang der Längsarmierung in den Schubbereichen wurden bei Laststufe 7 festgestellt, Abknickungen von Biegeanrissen bei Laststufe 8. Bei der Laststufe 10 begannen in den Schubbereichen links und rechts Bügel zu fließen. Nach Entlastung (Laststufe 11) und Wiederbelastung (Laststufe 12) konnte die Last bei Laststufe 13 noch leicht gesteigert werden. Bei dieser Laststufe flossen die Längsarmierung sowie links und rechts alle Bügel, links jedoch mit entsprechend grösseren Schubrissweiten stärker als rechts. Bild 59 (b) zeigt das Rissbild bei Laststufe 13 im Schubbereich links. Als Detail davon zeigt Bild 59 (a) die Rissuferverschiebung entlang einem kurzen Stück eines der beiden ausgeprägten, quer über die anfänglichen Biegerisse verlaufenden, flach geneigten Schrägrisse. Ebenfalls bei Laststufe 13 wurden erste Anzeichen für Stauchen der Betondruckzone in der Mitte des Biegebereichs festgestellt. Bei Laststufe 14 begannen sich die Risse im Biegebereich oben Y-förmig zu verzweigen. Nach einer erneuten Entlastung (Laststufe 15) und Wiederbelastung (Laststufe 16) wurde mit Laststufe 17 die vorherige Maximallast wieder erreicht. Die Bilder 59 (c) und (d) halten gegenüber (a) und (b) die weitere Rissentwicklung im Schubbereich links fest. Bei Laststufe 17 und in der Folge konzentrierte sich die

Rotation im Biegebereich auf einen klaffenden Riss bei Messstelle 59 und Betonstau-
chen vor allem bei Messstelle 41. An dieser Stelle erfolgte der Bruch nach Ausknicken
des gedrückten Längsarmierungsstabes durch Aufstauchen des Betons über die ganze
Breite des Plattenstreifens bei einer Durchbiegung w_m von 39.5 mm und einer Last P_A
von etwa 13 to.

Plattenstreifen PS 9

Die teilweise Vorspannung ohne Verbund dieses Versuchskörpers verursachte gegenüber
PS 6 und PS 8 eine deutliche Erhöhung der Risslast und eine kleinere Steifigkeit im
gerissenen Zustand (vgl. Bild 25). Ab Laststufe 10 begannen sich in den Schubbereichen
deutliche Schrägrisse auszubilden, und bei Laststufe 11 wurden erste horizontale An-
risse entlang der Längsarmierung festgestellt. Bei Laststufe 14 bildete sich im Schub-
bereich rechts ein leicht S-förmig gekrümmter Schrägriss bis unter die Lasteinleitungs-
stelle aus, mit einer maximalen Rissbreite von 1.25 mm. Verlauf und Öffnung dieses
Risses sind aus den Bildern 60 (a) und (b) ersichtlich. Beim Rissende an der Platten-
streifenhinterseite unter der Messstelle 130 ergab sich eine gegenseitige vertikale
Verschiebung der Rissufer von etwa 0.5 mm. Bei der Laststufe 15 entwickelten sich Risse
entlang der Längsarmierung bis zum Auflager weiter, und der Schrägriss verbreiterte
sich stark. Seine maximale Breite betrug 2.5 mm (vgl. Bild 60 (c)). Der Bruch erfolgte
beim Belasten auf Laststufe 16 schlagartig durch weiteres Aufreißen entlang dem
grossen Schrägriss im Schubbereich rechts mit horizontaler Fortsetzung entlang der
Längsarmierung bis zum Auflager. Bild 60 (d) zeigt das Bruchbild.

Plattenstreifen PS 10

Wie beim Plattenstreifen PS 9 schlossen sich beim PS 10 dank der Vorspannung die Bie-
gerisse bei jeder Entlastung praktisch vollständig. In den Schubbereichen entwickel-
ten sich nur unbedeutende schräge und horizontale Risse. Die beiden Längsarmierungs-
stäbe \emptyset 10 mm begannen bei Laststufe 10 zu fließen. Bei der Laststufe 14 wurden erste
Stauchungen der Betondruckzone in Plattenstreifenmitte festgestellt sowie der Beginn
von Y-förmigen Verzweigungen von Biegerissen. In der Folge bildete sich mit einem
klaffenden Riss und zunehmenden, grossen Betonstauchungen ein Gelenk in Plattenstrei-
fenmitte aus. Diese Entwicklung ist in den Bildern 61 (a) bis (d) festgehalten. Bei
der Laststufe 20 ergab sich eine plötzliche Umlagerung von der dreieckförmigen zu ei-
ner trapezförmigen Durchbiegungslinie durch Ausbilden zweier neuer grosser Gelenke
bei den Lasteinleitungsstellen. Beim Belasten der Laststufe 21 brach die linke Veran-
kerung des hinteren Längsarmierungsstabes \emptyset 10 mm. Bild 61 (e) zeigt Verformung und
Risse bei dieser Laststufe über die ganze Plattenstreifenlänge. Kurz nach dem Beginn
der Weiterbelastung nach Laststufe 21 fiel die Kabelkraft zunächst um ca. 4 to ab,
wahrscheinlich infolge Bruch bzw. Schlupf eines der sieben Litzendrähte. Unmittelbar
darauf riss die Litze mit lautem Knall im Gelenk unter der Lasteinleitung rechts. Der
Bruch ereignete sich bei einer Durchbiegung w_m von ca. 199 mm unter einer Last
 $P_A = 11.2$ to. Als Folge des Kabelbruchs wurden sämtliche Längsarmierungsstäbe bei ih-
ren Verankerungen von der Endplatte rechts abgerissen.

Plattenstreifen PS 11

Erste Horizontalrisse entlang der Längsarmierung unmittelbar neben den Auflagern wurden bei diesem Versuch bei Laststufe 6 festgestellt. Schrägrisse in den Schubbereichen begannen sich ab Laststufe 7 auszubilden und rasch zu öffnen. Die Bilder 62 (a) und (b) zeigen den Stand der Rissentwicklung in den Schubbereichen bis zur Laststufe 11. Der unter einer Neigung von etwa 1:3 verlaufende Schrägriss im Schubbereich links war bei Laststufe 11 im Maximum 0.9 mm breit, bei Laststufe 12 bereits 2.0 mm (Bild 62 (c)). Bei Laststufe 12 wurden erste Anzeichen für Aufstauchungen bei den Lasteinleitungsstellen beobachtet. Der Bruch erfolgte bei Laststufe 13 schlagartig im Schubbereich rechts (Bild 62 (d)).

4.1.2 Verschiebungen

Der Verlauf der Durchbiegungen bei ausgewählten Laststufen ist in den Bildern 30 bis 33 für alle Versuche dargestellt. Die Durchbiegungslinie in den Schubbereichen verläuft bei den seitlich gehaltenen und bei den vorgespannten Plattenstreifen gestreckter als bei PS 6 und insbesondere beim schubarmierten PS 8. Die Umlagerung bei Laststufe 20 des Versuches PS 10 von einem auf zwei grosse Gelenke ist in Abschnitt 4.1.1 erwähnt worden. Wie Bild 33 zeigt, wurde diese Tendenz bei Laststufe 21 noch verstärkt, indem die Rotation im ursprünglichen Gelenk in Plattenstreifenmitte weiter abnahm.

Für die Auswertung wurden die Triangulationsnetzmessungen an Plattenstreifenhinter- und -vorderseite gemittelt und mit einem baustatischen Verfahren für statisch unbestimmte Fachwerke ausgeglichen. Die gemessenen Längenänderungen der Fachwerkstäbe wurden als Zwängungen eingegeben. Mit Berücksichtigung der Durchbiegungsmessungen konnten aus der Triangulation die Verschiebungen der Knotenpunkte des Netzes im Schubbereich ermittelt werden. Die verwendeten Bezeichnungen für Knoten, Strecken und Verschiebungen sind in Bild 15 angegeben. Detaillierte Angaben über das angewendete Verfahren sowie die resultierenden Knotenverschiebungen sind im Anhang enthalten.

Durch Differenzenbildung wurden aus den Knotenverschiebungen Verzerrungs-Mittelwerte berechnet. In den Bildern 34 bis 36, 40 bis 42 und 46 bis 49 sind die mittleren Dehnungen ϵ_a , ϵ_b und ϵ_v über die einzelnen horizontalen und vertikalen Messstrecken der quadratischen Messnetze der aufgebrachten Belastung gegenübergestellt. Ausgenommen bei den Bildern 46 und 47 handelt es sich dabei um Mittel der Werte in den Schubbereichen links und rechts. Abweichungen vom Mittel können aus den Bildern 37 bis 39, 43 bis 45 und 50 bis 52 ersehen werden, in denen der Verlauf der Dehnungen in beiden Schubbereichen aufgetragen ist. In den Bildern 53 bis 55 ist der Verlauf der Schiebungsmittelwerte γ_o und γ_u am oberen und unteren Rand des Triangulationsnetzes dargestellt. Die Herleitung der Formeln für γ_o und γ_u ist im Anhang enthalten.

Bei der Interpretation der Messresultate ist zu beachten, dass die Knotenpunkte 1 und 11 der Messnetze auf den Stahlendplatten lagen. Verformungen dieser Endplatten sind also in den Messwerten der unmittelbar neben den Auflagern gelegenen Einzelmessnetze enthalten. Diese Tatsache wirkte sich insbesondere bei den "Betonstauchungen" und "Stahldehnungen" in den Messstrecken 1 bzw. 11 der seitlich gehaltenen Plattenstreifen PS 7, PS 10 und PS 11 aus, bei denen die Endplatten unter der zusätzlichen Einwirkung der äusseren Horizontalkräfte standen.

Im weiteren ist zu beachten, dass mit der gewählten Art der Verankerung der Längsar-

mierungsstäbe an den Stahlendplatten eine gewisse Nachgiebigkeit, z.T. sogar ein Schlupf bis zum satten Anliegen der Muttern verbunden war (vgl. Abschnitt 2.1). Die in Abschnitt 4.1.1 geschilderte Rissentwicklung ab Laststufe 15 im Auflagerbereich rechts des Plattenstreifens PS 9 muss damit in Zusammenhang gebracht werden, ebenso wie die ab Laststufe 11 deutliche Entwicklung in den Schubbereichen links und rechts des PS 11.

Als nominelle Vergleichswerte sind in den Bildern 34 bis 39 ("Stahldehnungen") sowie 47 und 50 (Vertikaldehnungen PS 8) die mit Zugversuchen an Einzelstäben ermittelten Fliessdehnungen $\epsilon_f = \sigma_{fs} / E_e$ der Armierung eingetragen. In den Bildern 34 bis 45 sind ausser den Angaben für die Schubbereiche auch die Mittelwerte der entsprechenden Dehnungen im Biegebereich angegeben.

4.1.3 Rissverhalten

In Bild 56 sind für alle sechs Plattenstreifen ausser den mittleren und den maximalen Rissweiten im Biegebereich die grössten Rissöffnungen in den Schubbereichen der aufgebrachten Belastung gegenübergestellt. In den Diagrammen der einzelnen Versuche ist die zugehörige Erstrisslast P_R angegeben.

Die maximalen Rissweiten im Biegebereich blieben bei allen Versuchen bis zum Bruch, oder zumindest bis zu Lasten nur wenig unterhalb der Bruchlast, sehr begrenzt. Wie das Verhältnis der mittleren zu den maximalen Rissweiten zeigt, waren die Risse in den Biegebereichen gut verteilt. Ein mittlerer Rissabstand von 8 cm wurde bei den einzelnen Versuchen entweder schon bei der Erstbelastung oder bei der ersten Wiederbelastung unter Lasten P_E von etwa 5 bis 6.5 to erreicht. Durch Entstehen weiterer Risse verminderte sich der mittlere Rissabstand bis zu Lasten P_E zwischen 7 und 8 to bei den Plattenstreifen PS 6, PS 9 und PS 11 auf ca. 7 cm und beim PS 8 auf weniger als 6 cm bei $P_E = 12.6$ to. Unter noch grösseren Lasten entstanden keine neuen Risse mehr in den Biegebereichen. Bei den beiden vorgespannten Plattenstreifen PS 9 und PS 10 schlossen sich die Risse beim Entlasten jeweils vollständig.

Abgesehen von kleinen Biegeanrissen entstanden in den Schubbereichen erst bei im Verhältnis zur Bruchlast fortgeschrittenen Belastungen ausgeprägte Schrägrisse oder horizontale Risse entlang der Längsarmierung (vgl. Abschnitt 4.1.1). Diese Risse öffneten sich dann aber sehr rasch, wie die Diagramme in Bild 56 zeigen. Im Vergleich zum PS 6 verzögerte die Schubarmierung des PS 8 diese Entwicklung bis fast zur Biegebruchlast.

Die Bilder 59 (a) und (c) sowie Bilder 60 (a) und (c) sind typisch für die Entwicklung von Schräg- und Horizontalrissen. Beachtenswert ist der zackenförmige Verlauf mit nur wenig offenen steilen und weit sich öffnenden flachen Partien.

4.2 Platten P 2 und P 3

4.2.1 Trag- und Bruchverhalten

Der Belastungsablauf der beiden Versuche ist in den Tabellen 12 und 13 wiedergegeben und in den Bildern 63 und 64 graphisch dargestellt. Bei der Platte P 2 nahm die Last in Funktion der Randdurchbiegung nach der Risslast annähernd linear bis zum Bruch zu. Das Durchstanzen ereignete sich bei einer Randdurchbiegung von 17.9 mm und unter einer Last $P_A = 64$ to. Bei der Platte P 3 nahm die Last in Funktion der Randdurchbiegung von der Laststufe 3 bis zur Laststufe 14 ebenfalls annähernd linear zu, um auf eine immer mehr gekrümmte Kurve überzugehen. Das Lastmaximum wurde bei einer Randdurchbiegung $w_R = 27.6$ mm erreicht und betrug $P_E = 84$ to. Ab Laststufe 17 nahm die Last zuerst bei starker Zunahme der Randdurchbiegung nur leicht und nachher etwas stärker ab.

Wie aus den Bildern 63 und 64 ersichtlich ist, wurden die beiden Platten zweimal weit über die Risslast hinaus belastet und wieder entlastet. Bis zur Risslast, bei Laststufe 2, verhielten sich die Platten homogen und elastisch. Nach dem Reißen des Betons fiel die Biegesteifigkeit stark ab. Es ist zu bemerken, dass sich die Steifigkeit vor allem vom ersten Lastanstieg (ungerissener Zustand) zum zweiten Anstieg (gerissener Zustand) am stärksten verringerte. Sie änderte sich zwischen dem zweiten und dritten Lastanstieg nur noch in geringem Mass. Der Unterschied zwischen den Plattensteifigkeiten von P 2 und P 3 im gerissenen Zustand ist auf die in Abschnitt 2.1 erwähnte geringere statische Höhe von P 2 zurückzuführen.

Ab Laststufe 2 konnte die Rissentwicklung beobachtet werden. Bei der Risslast erschienen tangentielle Risse unmittelbar oberhalb der Stütze. Weiter entwickelten sich radiale Risse zuerst in Richtung der obersten Armierungslage, dann in Richtung der Winkelhalbierenden des Armierungsnetzes und zuletzt in Richtung der zweitobersten Armierungslage. Damit entstand ab Laststufe 4 ein symmetrisches Rissbild (Bilder 86 bis 97), das bis zum Bruch nur durch wenige neue Risse bzw. Rissverzweigungen ergänzt wurde. Als Unterschied zur Platte P 2 wurden bei P 3 Schrägrisse in den Beobachtungsfenstern festgestellt, erstmals bei Laststufe 13 bei einer Last $P_E = 61$ to und einer Randdurchbiegung von 14.4 mm. An der Unterseite der Platte P 2 konnte bei Laststufe 10 ein erstes Abblättern der Betonoberfläche beim Uebergang zur Stütze beobachtet werden (Bild 100). Ein ähnliches Verhalten, welches sich bis zum Bruch langsam akzentuierte, wurde bei der Platte P 3 beobachtet (Bild 101).

Bei der Platte P 2 trat der Bruch während des Konstanthaltens der Durchbiegung beim Messbeginn der Laststufe 13 schlagartig durch Durchstanzen ein. Er wurde vorgängig weder durch eine starke Zunahme der Verformung noch durch einen Schrägriss in den Beobachtungslöchern oder durch einen tangentialen Riss an der Oberseite angekündigt. Der tangentielle Riss, der den Bruchkegel an der Plattenoberseite begrenzte, bildete sich erst im Augenblick des Durchstanzens aus. Der an der Oberfläche ausgebildete mittlere Durchstanzkegel-Durchmesser mass ca. 110 cm. Nach dem Durchstanzen wurde die Platte P 2 weiter belastet. Sie konnte bei einer Randdurchbiegung von 40 mm noch 25 to tragen. Diese Resttragfähigkeit ist auf die gute Verankerung der oberen Armierung und auf die Dübelwirkung der über der Stütze durchlaufenden Bewehrung zurückzuführen.

Bei der Platte P 3 ergab sich kein schlagartiger Bruch durch Durchstanzen, sondern

ein duktiler Versagen infolge Fließens der stütznahen Schubarmierung. Nach dem Lastmaximum $P_E = 84$ to der Laststufe 17 nahm bei zunehmender Randdurchbiegung die Last langsam ab. Ab Laststufe 18 begann sich allmählich ein Durchstanzkegel mit einem mittleren Durchmesser von ca. 80 cm an der Plattenoberfläche aus der Platte herauszulösen. Der äussere kreisringförmige Plattenteil war durch die fließende Bügel- und Längsarmierung mit dem Kegel verbunden. Das Tragverhalten der Platte P 3 wurde bis zu einer Randdurchbiegung von 70 mm verfolgt. Die entsprechende Last betrug noch 50 to. Eine vollständige Umlagerung der inneren Kräfte bis zum Biegebruch der Platte wurde nicht erreicht. Bei beiden Platten wurde ein sauberer Trennbruch zwischen Durchstanzkegel und Platte beobachtet. Die an der Plattenunterseite beim Übergang zur Stütze verursachte Bruchkante war scharf und nicht zerdrückt.

4.2.2 Durchbiegungen

Die Bilder 63 und 64 zeigen die Randdurchbiegungen der Platten P 2 und P 3 in Funktion der Last P_E . In den Bildern 65 und 66 ist der Verlauf der gemittelten Durchbiegungen der beiden Platten über den Radius graphisch dargestellt. Die wiedergegebenen Werte wurden an der Plattenunterseite gemessen. Die an der Plattenoberseite mit dem Messstab gemessenen Durchbiegungen dienten nur als Kontrolle. Die angegebenen Werte stellen die relativen Durchbiegungen von Punkten an der Plattenunterseite bezüglich dem Übergangspunkt zwischen Stütze und Plattenunterseite dar. Der Wert w_R ist die Relativedurchbiegung des Plattenrandes beim Radius $r = 130$ cm, wie in der kleinen Figur in Bild 63 angegeben.

Wie aus den Bildern 65 und 66 ersichtlich ist, ist der Durchbiegungsverlauf des äusseren kreisringförmigen Plattenteils jeweils annähernd geradlinig. Im wesentlichen bestand die Verformung dieses äusseren Plattenteils aus ebenen Bewegungen starrer Sektorelemente, die durch radiale Risse getrennt sind.

Bei der Platte P 2 ergab sich bis zum Bruch eine kontinuierlich zunehmende Rotation des äusseren Plattenteils. Wie aus Bild 66 zu ersehen ist, war das Verhalten der Platte P 3 bis zu Lasten, die etwa der Bruchlast von P 2 entsprachen, ähnlich demjenigen der Platte P 2. Für grössere Lasten wurde der noch leicht zunehmenden Verdrehung bei P 3 eine sich immer vergrössernde, vertikale Translation überlagert. Diese Änderung des Bewegungsvorgangs ist auf das Fließen der stütznahen Bügel zurückzuführen.

4.2.3 Horizontale Verschiebungen in den Messebenen

Aus Symmetriegründen (orthotrope Armierung) wurden entsprechende Verschiebungsmessungen aus den vier Quadranten gemittelt und mit einem baustatischen Verfahren für statisch unbestimmte Fachwerke ausgeglichen. Die Steifigkeiten der Fachwerkstäbe entsprechen den Gewichten der Messungen. Sie wurden als konstant angesetzt. Aus den ausgeglichenen Werten wurden die horizontalen Verschiebungen der Knotenpunkte berechnet. Die Bezeichnungen für Achsen, Knoten und Verschiebungen sind aus Bild 17 ersichtlich. Wesentlich ist die in diesem Bild angegebene Höhenlage der beiden Messebenen in der Platte.

In den Bildern 67, 69, 71 und 73 sind die für das ganze Verschiebungsfeld signifikanten horizontalen Verschiebungen der Knotenpunkte 7, 8, 11 und 12 an Oberseite und Unterseite beider Platten in Funktion der Last P_E graphisch dargestellt. Der entsprechende Verlauf über den Radius ist für die beiden Platten in den Bildern 68, 70, 72 und 74 für eine Auswahl von Laststufen wiedergegeben. Wie aus Bild 17 zu ersehen ist,

liegen die ausgewählten Knotenpunkte auf den beiden Symmetrieachsen der Armierung x und y . Die horizontalen Verschiebungen der anderen Knotenpunkte der Messnetze sind im Anhang tabellarisch wiedergegeben. Wie aus den Bildern 68, 70, 72 und 74 zu ersehen ist, nahmen die radialen Verschiebungen bis zu einem Radius von ca. 45 cm stark, dann bis zum Rand noch leicht zu. Der Verschiebungszuwachs war also auf einen Stützenbereich mit einem Durchmesser von etwa 90 cm konzentriert.

In den Bildern 75 bis 78 wurde für beide Platten und für die ausgewählte Laststufe 10 das Horizontalverschiebungsfeld eines Quadranten graphisch dargestellt. Der Einfluss der orthotropen Armierungsanordnung auf die Dehnungen in der oberen und auf die Stauchungen in der unteren Messebene geht aus diesen Bildern klar hervor. Die obersten Armierungsstähe lagen in der y -Richtung. Gegenüber einem ideal achsialsymmetrischen Verschiebungsfeld weisen alle Verschiebungsvektoren innerhalb des Quadranten gewisse Abweichungen auf.

4.2.4 Betonstauchungen und Stahldehnungen

In den Bildern 79 und 80 ist der Verlauf der Betonstauchungen (Kurven 1, 2 und 3) und der Stahldehnungen (Kurve 4) für eine Auswahl von Messstellen in Funktion der Last P_E dargestellt. Die Kurven 1 und 3 zeigen die mit Hilfe der Strain Gages gemessenen Betonstauchungen in der tangentialen und in der radialen Richtung. Es ist aus den Bildern ersichtlich, dass die tangentialen Betonstauchungen bedeutend grösser waren als die radialen. Es ist jedoch zu bemerken, dass ein direkter Vergleich der Kurve 1 mit der Kurve 3 nicht zulässig ist, weil die zwei Strain Gages unterschiedliche radiale Abstände aufwiesen (vgl. Abschnitt 3.2). Aus den Bildern 79 und 80 geht hervor, dass sich die entsprechenden Stauchungen und Dehnungen bei beiden Platten bis zur Bruchlast von P_2 sehr ähnlich verhielten. Ab dieser Last verringerte sich bei P_3 die radiale Betonstauchung (Kurve 3) und erreichte bei der Laststufe 18 praktisch den Wert null. Die tangentielle Betonstauchung (Kurve 1) nahm bis zur Laststufe 17 zum Höchstwert 3.55% zu, während gleichzeitig die radiale Betonstauchung nur 0.30% betrug. Die im Abstand $r = 30$ cm gemessenen tangentialen Betonstauchungen nahmen bis zur Laststufe 18 kontinuierlich zu (Kurve 2). Aus der Kurve 4 ist ersichtlich, dass die Stahlspannungen kontinuierlich zunahmten. Bei beiden Platten floss die Armierung ab Laststufe 10 innerhalb eines Radius von etwa 42 cm.

Die Bilder 81 und 82 zeigen für die Messebenen unten und oben den Verlauf der mittleren tangentialen Dehnungen im Abstand $r = 30$ resp. 72.4 resp. 102 cm vom Plattenzentrum in Funktion der Last P_E .

In den Bildern 83 und 84 ist der Verlauf der mittleren tangentialen Dehnungen über den Radius für eine Auswahl von Laststufen graphisch dargestellt. Die angegebenen Werte wurden nach der kinematischen Beziehung

$$\epsilon_{\phi} \approx \frac{x \cdot u + y \cdot v}{x^2 + y^2} \quad (4.1)$$

für die tangentialen Dehnungen ϵ_{ϕ} aus den Verschiebungskomponenten u und v der Messpunkte mit den Koordinaten x und y berechnet. Aus den Diagrammen der Bilder 83 und 84 geht hervor, dass die tangentialen Dehnungen bei beiden Platten von einem Radius von ca. 45 cm an annähernd umgekehrt proportional zum Radius abnahmen. Es ist auch erkennbar, wie sich die Fliesszone der oberen Armierung infolge der Last ausdehnte. Aus dem Verlauf der tangentialen Dehnungen in Bild 83 ist ersichtlich, dass die Durchstanzzlast von P_2 deutlich unter der Biegebruchlast lag. Im Gegensatz zur Platte P_2

wurde bei P 3 dank einer gut feststellbaren, aber nicht ganz vollständigen Umlagerung der inneren Kräfte eine höhere Bruchlast erreicht, die nur wenig unter der Biegebruchlast lag. Die durch die Krafteinleitung verursachte lokale Störung am Plattenrand ist in den Bildern 83 und 84 gut erkennbar.

Bild 85 zeigt die Änderung der Plattendicke von P 3 in Funktion der Last. Die Messung diente zur Kontrolle des Fließens der Bügel.

4.2.5 Rissverhalten

Die Bilder 86 bis 97 geben einen Ueberblick über die Rissverteilung, die Rissentwicklung und die Rissgrößen der Platten P 2 und P 3 für eine Auswahl von Laststufen. In den Bildern 98 und 99 sind die maximalen Rissweiten im Stützenbereich sowie bei $r = 75 \text{ cm}$ in Funktion der Last P_E graphisch dargestellt.

Die ersten Risse öffneten sich bei beiden Platten bei ungefähr gleich grosser Last. Es waren tangentielle Risse unmittelbar oberhalb der Stütze. Bei der Platte P 2 wurden die ersten Risse beim Konstanthalten der Last auf $P_A = 7.9 \text{ to}$ beobachtet. Wie bei P 2 wurde die Platte P 3 bis auf $P_A = 7.9 \text{ to}$ belastet. Die ersten Risse erschienen hier eine Stunde nach Abschluss der Messungen der Laststufe 2 bei einer Last $P_E = 7.6 \text{ to}$. Das Rissbild war bei beiden Platten schon bei der Laststufe 3 fast vollständig ausgebildet. Die Risse öffneten sich zuerst in der Richtung der obersten Armierungsstäbe. Der Rissabstand entsprach ungefähr dem Armierungsabstand. Weitere Risse entstanden in der Richtung der Winkelhalbierenden des Armierungsnetzes und dann in der Richtung der zweitobersten Armierungsstäbe. Das Rissbild wurde später durch wenige neue Risse und mehrere Rissverzweigungen ergänzt. Bei den nachfolgenden Lastzyklen öffneten und schlossen sich die Risse kontinuierlich, mit Ausnahme der tangentialen Risse unmittelbar über der Stütze. Bei der Laststufe 8 wurden bei der Platte P 3 in den Beobachtungsfenstern Biegerisse bis zu 5 cm über der Plattenunterfläche beobachtet. Unmittelbar vor dem Erreichen der Höchstlast bei P 3 mass die Druckzone noch 3.5 cm.

Schubrisse in den Beobachtungsfenstern wurden bei P 2 nicht festgestellt. Bei der Platte P 3 war die Biegerissentwicklung ähnlich wie bei P 2. Hingegen wurden bei einer Last $P_E = 61 \text{ to}$, die ungefähr der Durchstanzlast von P 2 entsprach, Schrägrisse in den Beobachtungsfenstern beobachtet. Sie lagen an der dem Plattenzentrum zugewandten Seite der Beobachtungsfenster 6.4 cm unterhalb der Plattenoberfläche und waren bei dieser Laststufe 0.25 mm breit. Bei der weiteren Belastung vergrösserten sich die Schubrisse bis zur Laststufe 15 auf 0.6 mm. Die Oberfläche des Durchstanzkegels war beim Bruch der Platte P 3 vollständig gerissen (Bild 97).

Aus den Bildern 98 und 99 ist ersichtlich, dass die Rissweite mit zunehmendem Radius sehr stark abnahm. Die grössten Risse waren unmittelbar über der Stütze konzentriert. Die üblicherweise als zulässig betrachtete Rissweite von 0.2 mm wurde bei beiden Platten bei Laststufe 9 in einem radialen Abstand von etwa 60 cm nur wenig überschritten.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" wurden am Institut für Bau- statik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Versuche an sechs Plattenstreifen und an zwei achteckigen Platten durchgeführt. Die als ein- fache Balken gelagerten Plattenstreifen wurden durch zwei symmetrisch angeordnete Einzellasten belastet. Die im Zentrum auf einer Stütze gelagerten Platten wurden durch acht über den Umfang verteilte Lasten beansprucht. Die Versuche hatten zum Ziel, den Einfluss einiger wichtiger Parameter auf den Schubwiderstand und das Verformungsver- mögen von Stahlbeton-Platten experimentell zu untersuchen. Längsarmierungsgehalt und Vorspanngrad (teilweise Vorspannung mit Kabeln ohne Verbund), seitliche Haltung in der Plattenmittelebene sowie der Schubarmierungsgehalt waren die Versuchsparameter (Tabelle 1). Für den Plattenstreifen PS 8 und die Platte P 3 wurden spezielle Bügel entwickelt, welche die obere und untere Längsarmierung umfassen und trotzdem ein ein- faches Verlegen der Plattenarmierung erlauben (Bild 5). Ausser den aufgebrachtten Kräf- ten wurden globale und lokale Verschiebungen sowie Rissöffnungen gemessen.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei den Versuchen an den Plattenstreifen PS 6, PS 9 und PS 11 ergaben sich schlagar- tige Brüche in den Schubbereichen vor dem Fliessen der Längsarmierung durch Auf- reissen entlang leicht S-förmig gekrümmten, zur Lasteinleitungsstelle hin verlaufen- den Schrägrissen. Die teilweise Vorspannung ohne Verbund des Plattenstreifens PS 9 verursachte gegenüber PS 6 eine deutliche Erhöhung der Risslast und eine geringere Steifigkeit im gerissenen Zustand.
- Der Plattenstreifen PS 8 versagte durch Fliessen der Schub- und Längsarmierung mit anschliessendem Stauchen der Betondruckzone im Biegebereich. Gegenüber PS 6 ergab die schwache Schubarmierung des Plattenstreifens PS 8 eine wirksame Verzögerung der Ausbildung von schrägen und horizontalen Rissen in den Schubbereichen.
- Trotz ersten Anzeichen für ein Versagen in den Schubbereichen stellte sich beim Plattenstreifen PS 7 der Bruch durch Fliessen der Längsarmierung und Betonstauchen im Biegebereich ein.
- Das Verhalten des Plattenstreifens PS 10 entsprach demjenigen der früher beschrie- benen Biegeversuche an vorgespannten Platten ohne Verbund [2]. Nach Erreichen ei- nes ersten Lastmaximums fiel die Last auf ein relatives Minimum ab, worauf sie bis zum Bruch, der durch Reissen der Litze bei sehr grosser Durchbiegung eintrat, noch stark gesteigert werden konnte. Wie beim PS 9 schlossen sich beim PS 10 dank der Vorspannung die Biegerisse bei jeder Entlastung praktisch vollständig.
- Die Platte P 2 versagte ohne vorgängige Anzeichen schlagartig durch Durchstanzen bei einer weit unter der rechnerischen Biegebruchlast liegenden Belastung. Die üb- lichen Feststellungen früherer Untersuchungen [5] bezüglich Rissverhalten, Beton- stauchen und Ausbildung des Bruchkegels wurden durch die Beobachtungen bei diesem Versuch bestätigt.
- Bei der Platte P 3 ergab sich ein duktileres Versagen infolge Fliessen der stützen- nahen Schubarmierung. Im Vergleich zur Platte P 2 wurde dank einer ausgeprägten,

aber nicht ganz vollständigen Umlagerung der inneren Kräfte eine starke Erhöhung der Bruchlast erreicht, welche nur wenig unterhalb der rechnerischen Biegebruchlast lag. Beim Bruch war der innere Durchstanzkegel durch die fliessende Bügel- und Längsarmierung mit dem äusseren kreisringförmigen Plattenteil verbunden. Die Ausbildung des Schrägrisses zwischen diesen beiden Plattenteilen erfolgte bei einer Last, welche etwa der Bruchlast der Platte P 2 entsprach.

- Bei beiden Platten bestand die Verformung des äusseren, kreisringförmigen Plattenteils im wesentlichen aus ebenen Bewegungen einzelner starrer Sektorelemente, die durch radiale Risse getrennt sind. Im Gegensatz zur Platte P 2, bei der sich bis zum Bruch eine kontinuierlich zunehmende Rotation ergab, wurde bei der Platte P 3 für grössere Lasten der noch leicht zunehmenden Verdrehung eine immer ausgeprägtere vertikale Translation infolge Fließen der Bügel überlagert.
- Eine Weiterentwicklung der bei diesen Versuchen verwendeten Bügelformen hinsichtlich einer platzsparenden, statisch genügenden und konstruktiv einfachen Verankerung ist denkbar. In Plattenbereichen mit bedeutender Schubbeanspruchung dürfte mit einer solchen Bewehrung des Betons in allen drei Richtungen bei verhältnismässig bescheidenem Mehraufwand eine wesentliche Verbesserung sowohl der Tragfähigkeit als auch der Duktilität erreicht werden.

RESUME

Dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des dalles précontraintes, on a expérimenté, à l'institut de statique et de construction de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zürich (EPFZ), six bandes d'une dalle allongée et deux dalles octogonales. Les bandes, simplement appuyées, furent chargées symétriquement par deux charges concentrées. Les deux dalles, s'appuyant en leur centre sur un pilier, furent chargées à l'aide de huit vérins répartis uniformément sur leur pourtour. Le but visé par ces essais était l'étude de l'influence de certains paramètres sur la résistance au cisaillement et sur la déformabilité des dalles en béton armé. Les paramètres choisis pour cette série d'essais étaient: le pourcentage géométrique de l'armature longitudinale, la force de précontrainte (précontrainte partielle avec gaine non injectée), les conditions d'appuis horizontaux ainsi que le pourcentage d'armature d'effort tranchant. Dans la bande PS 8 et la dalle P 3, on a expérimenté un prototype d'étrier droit, ancré dans les barres des nappes d'armature (fig. 5). En plus de la charge et de mesures locales, on a mesuré les déplacements globaux des noeuds d'un réseau de triangulation.

Les résultats des essais peuvent être résumés comme suit:

- Pour les bandes PS 6, PS 9 et PS 11, on a observé des ruptures fragiles dans les zones d'effort tranchant. Elles sont intervenues avant que les barres de l'armature longitudinale aient atteint leur limite apparente d'élasticité. La rupture a eu lieu, pour les trois bandes, par déchirure suivant une ligne en forme de S allongé allant de la base de la section d'appui et aboutissant, après avoir longé l'armature longitudinale au bord supérieur de la section de charge. La précontrainte partielle (avec gaine non injectée) augmenta nettement la charge de fissuration de la bande PS 9 par rapport à celle de la bande PS 6.
- La rupture de la bande PS 8 est caractérisée par le fluage des étriers et des barres d'armature longitudinale suivi de l'écrasement du béton dans la zone de flexion pure. Dans la bande PS 8, les étriers retardèrent et ralentirent la formation des fissures obliques et horizontales dans les zones d'effort tranchant.
- Bien que différents indices eussent laissé prévoir une rupture dans la zone d'effort tranchant, la bande PS 7 atteignit la charge de rupture par fluage des barres d'armature longitudinale et par écrasement du béton dans la zone de flexion pure.
- Le comportement de la bande PS 10 est analogue à celui des bandes ayant fait l'objet de la première série d'essais sur le comportement à la flexion des dalles précontraintes avec gaines non injectées [2]. Après avoir atteint un premier maximum, la charge diminua jusqu' à un minimum pour augmenter jusqu' à l'état limite ultime. Celui-ci est caractérisé par la rupture des fils de précontrainte et par une très grande flèche. Comme pour la bande PS 9, les fissures de la bande PS 10 se refermèrent presque complètement à chaque cycle de chargement - déchargement grâce à l'action de la force de précontrainte.
- L'état limite ultime de la dalle P 2 fut atteint par poinçonnement de la dalle. La rupture apparut brusquement, sans signe préalable et pour une charge située bien en dessous de la charge de rupture par flexion. Les observations concernant la fissuration, les déformations du béton et la forme du cône de poinçonnement faites par

différents chercheurs [5] furent confirmés par cet essai.

- La dalle P 3 subit une rupture ductile provoquée par le fluage des étriers verticaux situés près du pilier. La charge maximale atteinte par la dalle P 3 est située bien au dessus de la charge de rupture de la dalle P 2. Elle est légèrement inférieure à la charge de rupture par flexion. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'une redistribution importante des efforts intérieurs a pu se faire, sans toutefois s'être réalisée entièrement. Au moment de la rupture, le cône de poinçonnement et la partie de la dalle située en dehors de la fissure de poinçonnement étaient reliés par les étriers et les barres d'armature horizontale qui avaient atteint leur limite apparente d'élasticité. La fissure de poinçonnement apparut à partir d'une charge à peu près égale à la charge de rupture de la dalle P 2.
- La variation des flèches de la partie de la dalle située en dehors de la fissure de poinçonnement était, pour les deux dalles, presque linéaire. On peut en déduire que cette partie de la dalle, constituée par des secteurs dilimités par les fissures, s'est déplacée comme un corps rigide dans le plan. Pour la dalle P 2, on a observé que le mouvement était caractérisé par une rotation jusqu' au moment de la rupture. Un mouvement identique a été observé pour la dalle P 3 jusqu' à l'étape de charge 15. Dès l'étape de charge 16, une translation verticale, due au fluage des étriers, s'est superposée au mouvement rotatoire initial.
- La poursuite du développement d'un type d'étrier dont les caractéristiques seraient de ne pas compliquer la pose de l'armature et de remplir les fonctions statiques exigées paraît tout à fait possible. L'utilisation de tels étriers, qui créeraient un système d'armature tridimensionnelle, permettrait d'améliorer la résistance et la ductilité des parties de dalles soumises à de grands efforts de cisaillement.

SUMMARY

Six platestrips and two octagonal plates were tested at the Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, as part of a research program to study the behavior of prestressed concrete slabs. The simply supported platestrips were symmetrically loaded by two concentrated loads. The two plates were supported at the centre by a column and loaded at the corners by eight concentrated loads. The primary objective of these tests was to investigate the influence of some important parameters on the shear strength and the deformation capacity of reinforced concrete slabs. The test parameters were the percentage of the longitudinal and the shear reinforcement, the prestressing ratio (unbonded tendons) and the lateral restraint in the middle plane of the slab. The parameters are summarized in Table 1. For the specimens PS 8 and P 3 a special stirrup reinforcement was developed (Fig. 5). The stirrups tie the top and bottom reinforcement without interfering with their placement. At each stage of the tests applied loads, global and local deformations, crack patterns and crack widths were recorded.

The results of these tests may be summarized as follows:

- Abrupt failures before yielding of the longitudinal reinforcement occurred in the shear spans of the specimens PS 6, PS 9 and PS 11 by bursting along slightly S-shaped, inclined failure cracks penetrating from the longitudinal reinforcement up to the applied load. In comparison to the specimen PS 6 the partial prestressing with unbonded tendons of the PS 9 gave rise to a significant increase of the first cracking load and to a decrease of the stiffness in the cracked state.
- The specimen PS 8 failed by yielding of the stirrup and longitudinal reinforcement followed by crushing of the concrete in the flexural zone. In comparison to the PS 6 the weak shear reinforcement effectively retarded the opening of inclined cracks and horizontal splitting cracks along the longitudinal reinforcement in the shear spans.
- In spite of initial signs for a shear failure the specimen PS 7 failed by yielding of the longitudinal reinforcement and crushing of the concrete in the flexural zone.
- The behavior of the platestrip PS 10 corresponded to that of the previously described tests on the flexural behavior of unbonded prestressed concrete slabs [2]. The applied load increased up to a first maximum with increasing deflection, decreased then to a minimum and increased again until failure which occurred by rupture of the tendon at a very large deflection. Due to the prestress the bending cracks closed almost completely with each unloading as it was the case for PS 9.
- The plate P 2 failed without initial sign by punching. The ultimate load was far below the theoretical ultimate load for a flexural failure. The usual observations of previous investigations [5] concerning cracking, deformations and development of the punching cone were confirmed by this test.
- The plate P 3 failed in a ductile manner by yielding of the stirrups placed near the column. Due to a significant but not entirely completed redistribution of the internal forces a marked increase of the ultimate load was obtained in comparison to

P 2. At failure the exterior annular plate was tied to the interior punching cone by the yielding stirrup and longitudinal reinforcement. The inclined cracks between these two parts of the plate developed under a load that was similar to the ultimate load of P 2.

- For both plates the deformation of the exterior annular plate consisted essentially of rigid body movements in meridian planes of sectorial elements bounded by radial cracks. Contrarily to the behavior of plate P 2 where a continuously increasing rotation until failure was observed a significant downward translation due to yielding of the stirrups was superimposed to the slightly increasing rotation under high loads of P 3.
- Further development of special stirrups is suggested with regard to compactness and simplicity of the tying system. For slab areas with significant shear stresses a substantial improvement of both strength and ductility might be obtained for small additional costs by such a reinforcement normal to the plane of the slab.

VERDANKUNG

Der vorliegende Bericht wurde im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" des Institutes für Baustatik und Konstruktion an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETHZ) ausgearbeitet. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung dieses Projektes möchten die Verfasser folgenden Institutionen und Firmen aufrichtig danken:

- Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues, Zürich
- Kommission zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung, Bern
- Firma Losinger AG, Bern
- Firma Stahlton AG, Zürich.

Das Forschungsprojekt wird von einer beratenden Kommission begleitet, die wie folgt zusammengesetzt ist: Dr. M. Birkenmaier, Prof. R. Favre, Dr. M. Ladner, P. Matt, dipl. Ing., K. Messerli, dipl. Ing., R. Weiss, dipl. Ing., Dr. R. Wolfensberger. Diesen Herren sei ihr Mitwirken auch an dieser Stelle bestens verdankt.

Der experimentelle Teil der Untersuchungen wurde an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt. Die Verfasser möchten Herrn Prof. Dr. Th. Erismann, Direktionspräsident der EMPA, Herrn Dr. M. Ladner, Vorsteher der Abteilung Massivbau sowie den übrigen an der Versuchsdurchführung beteiligten Mitarbeitern der EMPA für ihr Entgegenkommen bestens danken. Ein weiterer Dank gilt der Monteforno Stahl- und Walzwerke AG in Bodio, die sämtliche Stähle für die schlaffe Bewehrung der Versuchskörper zur Verfügung stellte, sowie der Spannbeton AG (VSL) Bern für die Lieferung der Spannkabel und die Ausführung der Spannarbeiten.

Bei der Versuchsdurchführung haben die Herren K. Bucher, C. Bless, cand. ing., C. Galmarini, cand. ing. und M. Rossi, dipl. Ing. mitgearbeitet. Herr M. Baumann, dipl. Ing., befasste sich besonders mit den messtechnischen Problemen. Die Gestaltung dieses Berichtes oblag den Herren L. Sieger und G. Göseli, die Druckbogen schrieb Frl. S. Burki. Für ihre Mitarbeit sei den Genannten wie auch allen anderen, die zum Entstehen dieses Berichtes beigetragen haben, bestens gedankt. Schliesslich möchten es die Verfasser nicht unterlassen, den Herren P. Ritz, dipl. Ing. und R. Caflisch, dipl. Ing., für ihre wertvollen Ratschläge, insbesondere während der Vorbereitungsphase der Versuche, herzlich zu danken.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Ritz P., "Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund", Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, in Vorbereitung.
- [2] Ritz P., Marti P., Thürlimann B., "Versuche über das Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund", Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-1. Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Juni 1975.
- [3] Marti P., Thürlimann B., "Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit", Beton- und Stahlbetonbau 72, H. 1, Januar 1977, S. 7-12.
- [4] Marti P., Ritz P., Thürlimann B., "Prestressed Concrete Flat Slabs", International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE Surveys S-1/77, p. 17.
- [5] Joint ASCE-ACI Task Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members - Slabs", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST8, August 1974, pp. 1543-1591.
- [6] Joint ASCE-ACI Task Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1091-1187.
- [7] Carpenter J.E., Karr P.H., Hanson N.W., Discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 68, No. 9, September 1970, pp. 696-697.
- [8] Chen W.F., "Double Punch Test for Tensile Strength of Concrete", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 68, No. 12, December 1970, pp. 993-995.

BEZEICHNUNGENGeometrische Grössen

a	Abstand der Armierungsstähe, Radius des Stempels beim Stempelversuch, Schubspanweite
b	Breite Plattenstreifen, Radius der Betonzylinder
d	Plattendicke
Δd	Änderung der Plattendicke
h	statische Höhe, Höhe der Betonzylinder
l	Spannweite
r	Koordinatenachse
x	Koordinatenachse
y	Koordinatenachse
z	Koordinatenachse
u	Verschiebung in x-Richtung
v	Verschiebung in y-Richtung
w	Verschiebung in z-Richtung
w_m	Durchbiegung in Plattenstreifenmitte
w_R	Durchbiegung am Plattenrand ($r = 130$ cm)
F	Querschnittfläche
F_e	Querschnittfläche der schlaffen Bewehrung
F_{eff}	Gemessene Querschnittfläche des Bewehrungsstahls
F_s	Querschnittfläche der Spannbewehrung
R	Rissbreite, Abstand Stützenzentrum - Lasteinleitung
R_{max}	maximale Rissweite
\emptyset	Durchmesser
δ	Stempelweg beim Stempelversuch

Kraftgrössen

H	äussere Horizontalkraft
M	Moment
P	Einzellast
P_A	Last am Anfang einer Laststufe
P_E	Last am Ende einer Laststufe
P_R	Risslast
Q	Querkraft
V	Vorspannkraft
ΔV	Spannkraftzuwachs

Festigkeitswerte, Spannungen

E_b	Elastizitätsmodul Beton
E_{bo}	Tangentenmodul Beton für $\sigma_b = 0$
$E_{b\ 50-5}$	Elastizitätsmodul Beton für $\sigma_b = 50 \div 5 \text{ kg/cm}^2$
$E_{b\ 100-5}$	Elastizitätsmodul Beton für $\sigma_b = 100 \div 5 \text{ kg/cm}^2$
E_e	Elastizitätsmodul schlaffe Bewehrung
E_s	Elastizitätsmodul Spannstahl
β_{bz}	Biegezugfestigkeit
β_{qz}	Betonzugfestigkeit aus Querzugversuch
β_{sz}	Betonzugfestigkeit aus Stempelversuch
β_p	Prismendruckfestigkeit
β_w	Würfeldruckfestigkeit
σ_b	Betonspannung
σ_e	Spannung in schlaffer Bewehrung
σ_s	Spannung im Spannstahl
σ_{fs}	statische Fließspannung
σ_{fd}	dynamische Fließspannung
$\sigma_{0.2s}$	statische Streckgrenze
$\sigma_{0.2d}$	dynamische Streckgrenze
β_{zs}	statische Zugfestigkeit
β_{zd}	dynamische Zugfestigkeit
σ_{svo}	Spannung im Spannstahl bei V_o

Verformungen, Zeitgrößen

ϵ	Dehnung
ϵ_b	Betonstauchung
ϵ_u	Betonstauchung beim Bruch
ϵ_e	Dehnung der schlaffen Bewehrung
ϵ_{ev}	Dehnung der schlaffen Bewehrung bei Verfestigungsbeginn
ϵ_s	Dehnung des Spannstahls
ϵ_f	Fließdehnung
ϵ_r	Dehnung in radialer Richtung
ϵ_ϕ	Dehnung in tangentialer Richtung
ϵ_v	Dehnung in vertikaler Richtung
γ_o	Mittelwert der Schiebungen oben
γ_u	Mittelwert der Schiebungen unten
λ_{G1}	Gleichmassdehnung
ψ	Kontraktion

t	Zeit
t _A	Zeit am Anfang einer Laststufe
t _E	Zeit am Ende einer Laststufe

Allgemeine Bezeichnungen

LS	Laststufe
P	Platte
PS	Plattenstreifen
"	Zoll (inch)

Indices

b	Beton
d	dynamisch
e	schlaffe Bewehrung
f	Fliess-
o	oben
r	Rand, radial
s	Spannstahl, statisch
u	Bruch-, unten
v	vertikal, Verfestigung
A	Anfang einer Laststufe
E	Ende einer Laststufe
R	Riss
V	Vorspannung
φ	tangential

Versuche	Plattenstreifen										Platten	
	PS 6	PS 7	PS 8	PS 9	PS 10	PS 11	P 2	P 3				
Abstand Lasteinleitung-Auflager	0.64 m										1.30 m	
Plattenstärke	0.18 m										0.18 m	
Breite Plattenstreifen	0.40 m										—	
Stützendurchmesser	—										0.30 m	
Längsarmierung: schlaff vorgespannt	8 \emptyset 14	4 \emptyset 14	8 \emptyset 14	4 \emptyset 14 2 \emptyset 10 1 Litze 0.6"	2 \emptyset 10 1 Litze 0.6"	6 \emptyset 14	\emptyset 18 $\alpha = 12$	\emptyset 18 $\alpha = 12$				
Seitliche Haltung	nein	ja	nein	nein	ja	ja	nein	nein				
Schubarmierung	—	—	l: 4 \emptyset 5 r: 4 \emptyset 7 $\alpha = 14$	—	—	—	—	—	\emptyset 8 $\alpha = 12$			

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Nenn - Ø mm	Verwendung	Anzahl Proben cm ²	F _{eff} cm ²	σ _{fs} /σ _{0.2s} t ₀ /cm ²	σ _{fd} /σ _{0.2d} t ₀ /cm ²	β _{zs} t ₀ /cm ²	β _{zd} t ₀ /cm ²	ε _{ev} %	λ _{GI} %	ψ %	E _e /E _s t ₀ /cm ²
5	PS	7	0.217 (0.8)	2.95 (2.8)	3.21 (2.2)	4.09 (2.3)	4.41 (1.9)	1.0	18	65	2100
6	P	5	0.278 (0.3)	5.29 (0.5)	5.49 (0.6)	6.96 (0.7)	7.34 (0.8)	1.6	14	41	2100
7	PS	7	0.364 (0.6)	2.51 (1.4)	2.86 (1.8)	3.37 (1.0)	3.66 (1.0)	4.3	26	71	2100
8	PS	6	0.490 (0.2)	5.54 (0.8)	5.80 (0.6)	7.06 (0.5)	7.48 (0.4)	2.2	11	38	2100
	P	5	0.486 0.3	5.49 (0.6)	5.74 (0.8)	6.96 (1.3)	7.35 (1.3)	2.2	17	45	2100
10	PS	4	0.738 (0.2)	5.50 (0.4)	5.71 (1.6)	6.96 (0.7)	7.39 (0.7)	2.3	15	45	2100
	P	6	0.733 (1.8)	5.06 (1.3)	5.27 (0.6)	6.44 (0.6)	6.80 (0.4)	2.3	17	53	2100
14	PS	6	1.494 (0.4)	5.52 (0.9)	5.74 (1.0)	7.04 (0.6)	7.40 (0.6)	2.2	16	48	2100
18	P	6	2.452 (0.5)	5.69 (2.0)	5.96 (2.0)	7.26 (3.0)	7.69 (2.8)	2.3	11	41	2100
0.6"	PS	2	1.387	15.51	16.02	17.82	18.41	-	3.3	-	2010

Variationskoeffizienten in Klammern [%]

Tabelle 2 : Festigkeitswerte des verwendeten Bewehrungsstahls

Sand 0-4 mm	Kies 4-8 mm	Kies 8-16 mm	Zement	Wasser	W/Z- Faktor	Raum= gewicht	Konsistenz
634	514	830	300	162	0.54	2440	stark plastisch
kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	-	kg/m ³	

Tabelle 3 : Zusammensetzung des Frischbetons

Versuch	PS 6	PS 7	PS 8	PS 9	PS 10	PS 11	P 2	P 3
Anzahl Proben	3	3	3	3	3	3	6	6
Alter [Tage]	84	84	83	63	63	40	47	29
β_{sz} [kg/cm ²]	32	33	31	32	28	33	35	34
β_{qz} [kg/cm ²]	40	35	38	40	33	32	37	35
β_{bz} [kg/cm ²]	61	63	59	53	58	43	64	62
β_p [kg/cm ²]	284	249	269	294	267	286	361	347
β_w [kg/cm ²]	373	344	359	390	365	361	441	420
E_{b50-5} [to/cm ²]	371	372	358	364	382	349	379	373
E_{b100-5} [to/cm ²]	351	334	330	344	354	331	364	355

Tabelle 4 : Festigkeitswerte der Betonprismen 12 × 12 × 36 cm und der Betonzylinder 15 × 30 cm im Versuchsalter der Plattenstreifen bzw. der Platten

Versuch	PS 6	PS 7	PS 8	PS 9	PS 10	PS 11	P 2	P 3
Alter [Tage]	272	263	257	237	224	165	179	176
E_{bo} [to/cm ²]	277	261	228	246	248	230	284	250
β_p [kg/cm ²]	262	239	257	282	260	268	350	341
ϵ_u [‰]	160	1.55	1.91	2.01	1.52	2.02	2.11	2.27

Tabelle 5 : Festigkeitswerte der Beton-Probekörper

LS	PA	PE	$\frac{P_A P_E}{P_A} \cdot 100$	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]					
1	0.00	0.00	—	0.00	0.00	—	63
2	1.00	0.95	5	0.75	0.00	6	50
3	2.00	1.95	3	1.80	0.00	7	55
4	3.00	2.80	7	3.20	0.08	7	47
5	4.00	3.75	6	4.60	0.18	10	48
6	5.00	4.75	5	6.05	0.27	7	45
7	6.00	5.60	7	7.50	0.35	7	45
8	7.00	6.60	6	8.95	0.43	7	40
9	0.00	0.00	—	1.50	0.12	—	40
10	6.75	6.50	4	8.95	0.42	18	55
11	8.15	7.80	4	10.90	0.51	12	47
12	9.70	9.25	5	13.35	0.63	12	42
13	10.80	10.25	5	15.85	0.73	13	48
14	11.40	—	—	17.50	—	10	—

Tabelle 6 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 6

LS	PA	PE	$\frac{P_A P_E}{P_A} \cdot 100$	H	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]						
1	0.00	0.00	—	0.0	0.00	0.00	—	40
2	1.00	0.90	10	6.0	0.95	-0.06	16	58
3	3.95	3.80	4	24.0	5.60	-0.20	37	72
4	0.00	0.00	—	0.0	1.45	0.08	—	28
5	3.95	3.75	5	24.1	5.60	-0.21	13	40
6	4.95	4.65	6	30.2	7.15	-0.32	5	40
7	5.95	5.55	7	30.2	9.65	-0.25	6	37
8	6.75	6.25	7	30.2	11.95	-0.12	6	38
9	7.25	6.75	7	30.2	13.95	-0.06	6	40
10	7.75	7.30	6	30.2	15.95	0.01	8	40
11	0.00	0.00	—	0.0	2.95	0.10	—	45
12	7.70	7.15	7	36.2	15.95	-0.20	19	48
13	8.20	7.70	6	36.3	17.95	-0.18	6	34
14	8.65	8.15	6	36.3	19.95	-0.16	7	36
15	8.95	8.45	6	36.3	21.95	-0.16	6	36
16	9.05	8.50	6	36.3	23.95	-0.17	7	35
17	9.05	8.40	7	36.3	25.95	-0.14	8	45
18	8.90	8.15	8	36.3	29.95	-0.06	9	45
19	8.70	7.00	20	30.4	35.00	-0.11	26	55

Tabelle 7 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 7

LS	PA	PE	$\frac{P_A \cdot P_E}{P_A} \cdot 100$	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]					
1	0.00	0.00	—	0.00	0.00	—	38
2	1.00	0.90	10	0.90	0.00	5	46
3	4.95	4.70	5	6.35	0.26	9	57
4	6.95	6.55	6	9.30	0.42	7	50
5	0.00	0.00	—	1.60	0.13	—	35
6	6.75	6.40	5	9.30	0.42	8	40
7	8.90	8.50	5	12.50	0.57	7	42
8	10.85	10.15	6	15.70	0.70	10	40
9	12.30	11.55	6	18.70	0.75	7	42
10	13.40	12.60	6	21.15	0.75	8	43
11	0.00	0.00	—	2.85	0.23	—	38
12	12.85	12.30	4	21.15	0.67	23	56
13	14.05	13.25	6	23.60	0.67	8	62
14	14.20	13.20	7	27.60	0.75	8	51
15	0.00	0.00	—	6.90	0.44	—	37
16	13.45	12.90	4	27.60	0.70	13	51
17	14.10	13.10	7	32.55	0.79	9	47

Tabelle 8 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 8

LS	PA	PE	$\frac{P_A \cdot P_E}{P_A} \cdot 100$	ΔV	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]						
1	0.00	0.00	—	0.00	0.00	0.00	—	40
2	1.90	1.80	5	0.10	1.20	0.00	3	36
3	4.45	4.15	7	0.60	3.85	0.01	10	45
4	6.95	6.50	6	1.55	8.45	0.25	9	40
5	0.00	0.00	—	0.15	0.55	0.05	—	50
6	3.45	3.25	6	0.50	3.85	0.05	4	55
7	5.15	4.90	5	1.05	6.25	0.16	7	46
8	6.70	6.35	5	1.50	8.45	0.25	7	45
9	8.45	7.95	6	2.10	11.60	0.41	8	43
10	9.75	9.15	6	2.60	14.55	0.54	7	41
11	10.95	10.30	6	3.05	17.55	0.65	7	42
12	1.80	1.80	0	-0.25	3.25	0.04	—	44
13	10.55	9.95	6	2.90	17.55	0.60	17	66
14	11.15	10.50	6	3.30	19.60	0.68	7	68
15	11.70	10.90	7	3.60	21.60	0.75	5	38
16	12.25	—	—	—	24.25	—	5	—

Tabelle 9 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 9

LS	PA	PE	$\frac{P_A P_E}{P_A} \cdot 100$	H	ΔV	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]	PA	[to]	[to]	[mm]	[mm]	[min]	[min]
1	0.00	0.00	-	0.0	0.00	0.00	0.00	-	35
2	1.80	1.65	8	10.8	0.00	1.35	-0.19	20	58
3	4.95	4.60	7	30.1	0.20	4.55	-0.61	21	59
4	5.95	5.55	7	36.1	0.50	6.50	-0.68	8	37
5	6.95	6.40	8	36.2	1.30	10.25	-0.58	9	38
6	1.80	1.75	3	11.0	0.25	3.35	-0.43	-	33
7	4.75	4.55	4	28.5	0.55	6.60	-0.58	10	40
8	6.65	6.30	5	36.2	1.25	10.20	-0.60	9	33
9	7.65	7.10	7	36.2	2.15	14.75	-0.41	11	40
10	8.10	7.55	7	36.2	3.05	19.70	-0.17	15	47
11	1.80	1.75	3	10.9	0.00	4.80	-0.31	-	40
12	5.15	4.90	5	31.4	0.70	10.25	-0.60	6	44
13	7.80	7.35	6	36.3	2.90	19.70	-0.27	18	53
14	8.20	7.60	7	36.3	3.75	24.65	-0.05	8	40
15	8.20	7.35	8	36.3	4.45	29.65	+0.09	14	33
16	6.40	6.00	6	15.2	6.05	49.8	+0.90	12	37
17	6.50	6.10	6	0	6.75	69.8	+1.35	9	48
18	6.50	6.20	5	-1.6	7.00	89.8	+0.63	28	44
19	7.65	7.20	6	-9.8	7.60	129.7	+0.38	25	50
20	9.30	8.75	6	-23.0	8.40	154.3	+1.44	20	34
21	10.45	10.00	4	-20.3	8.85	189.3	-	14	30

Tabelle 10 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 10

LS	PA	PE	$\frac{P_A P_E}{P_A} \cdot 100$	H	w _m	u	t _A	t _E
	[to]	[to]	PA	[to]	[mm]	[mm]	[min]	[min]
1	0.00	0.00	-	0	0.00	0.00	-	58
2	1.00	1.00	0	6.0	0.95	-0.07	13	50
3	4.00	3.60	10	24.1	4.35	-0.44	6	72
4	0.00	0.00	-	0	0.95	-0.09	-	72
5	4.00	3.75	6	24.1	4.65	-0.45	6	51
6	5.95	5.45	8	36.1	7.45	-0.62	5	47
7	7.90	7.25	8	36.2	11.80	-0.58	5	49
8	9.00	8.10	10	36.3	14.75	-0.52	6	58
9	0.00	0.00	-	0	2.70	-0.16	-	42
10	8.45	7.85	7	36.3	14.75	-0.58	10	45
11	9.35	8.45	10	36.2	17.75	-0.54	10	87
12	9.80	8.95	9	36.3	20.80	-0.47	10	58
13	9.90	-	-	30.4	31.35	-0.19	8	-

Tabelle 11 : Belastungsablauf Plattenstreifen PS 11

LS	P_A [to]	P_E [to]	$\frac{P_A \cdot P_E \cdot 100}{P_A}$	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.00	0.00	—	0.00	—	128
2	7.90	7.40	6	0.55	5	61
3	23.95	21.65	10	4.80	8	136
4	40.00	37.90	5	9.90	10	100
5	0.00	0.00	—	2.85	—	65
6	24.00	23.60	2	7.24	6	60
7	31.90	30.95	3	8.80	12	107
8	40.00	38.30	4	10.55	6	71
9	48.05	45.90	4	12.45	6	74
10	55.95	53.80	4	15.40	7	70
11	0.00	0.00	—	4.00	—	54
12	53.70	51.00	5	15.45	3	60
13	64.00	—	—	17.90	—	—

Tabelle 12: Belastungsablauf Platte P 2

LS	P_A [to]	P_E [to]	$\frac{P_A \cdot P_E \cdot 100}{P_A}$	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.00	0.00	—	0.00	—	—
2	7.90	7.60	4	0.50	5	56
3	24.00	22.20	8	3.35	8	118
4	40.00	38.00	5	7.55	8	72
5	0.00	0.00	—	1.95	—	115
6	24.00	23.00	4	5.40	10	61
7	32.00	31.20	2	6.65	5	55
8	40.00	39.00	2	8.05	4	62
9	47.85	46.00	4	9.85	5	77
10	56.00	53.60	4	12.00	5	65
11	64.00	61.55	4	14.40	8	75
12	0.00	0.00	—	3.55	—	60
13	63.80	61.90	3	15.05	5	62
14	71.95	69.30	4	17.20	5	66
15	79.75	76.55	4	20.35	27	106
16	86.75	83.50	4	24.25	10	77
17	89.25	84.00	6	27.60	15	75
18	88.80	82.50	7	30.05	10	65

Tabelle 13: Belastungsablauf Platte P 3

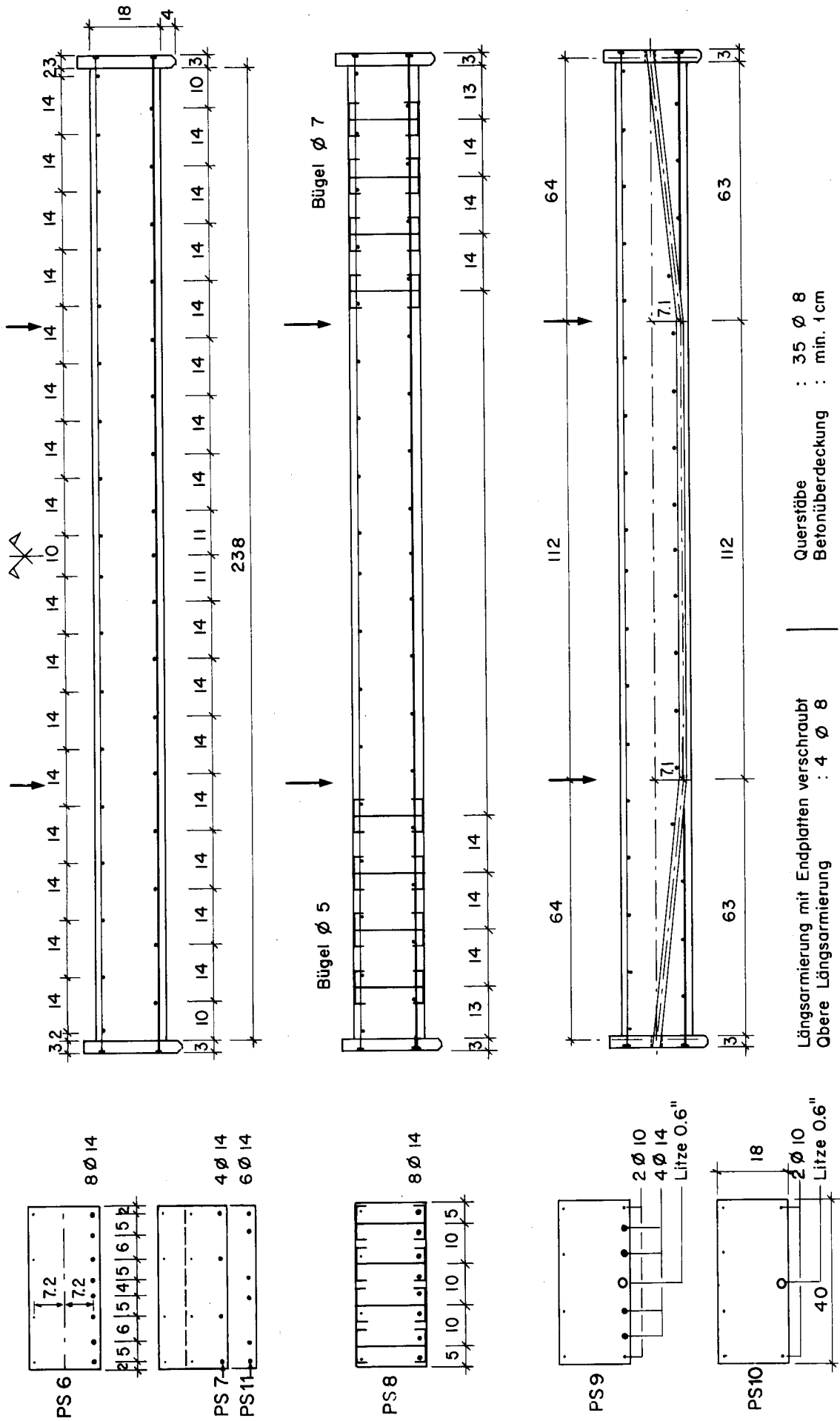
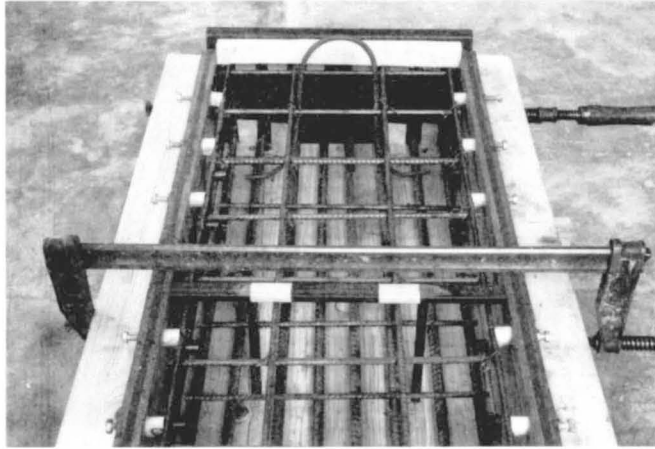
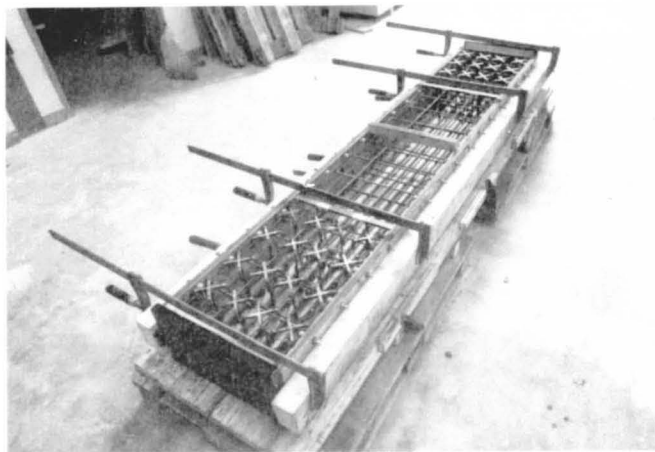


Bild 1 : Schalung und Armierung Plattenstreifen PS 6 – PS 11

PS 6



PS 8



PS 9

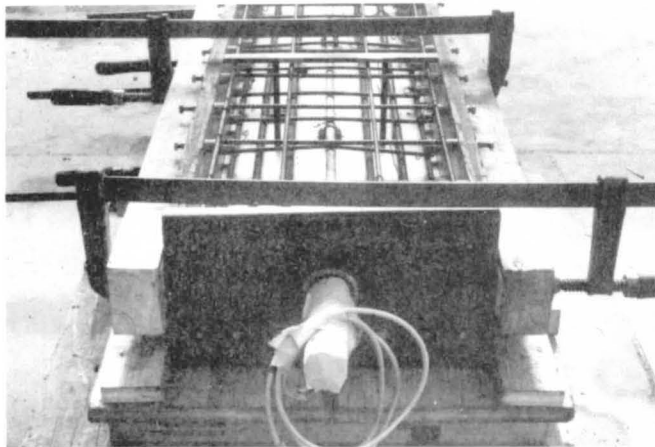


Bild 2: Schalung und Armierung Plattenstreifen

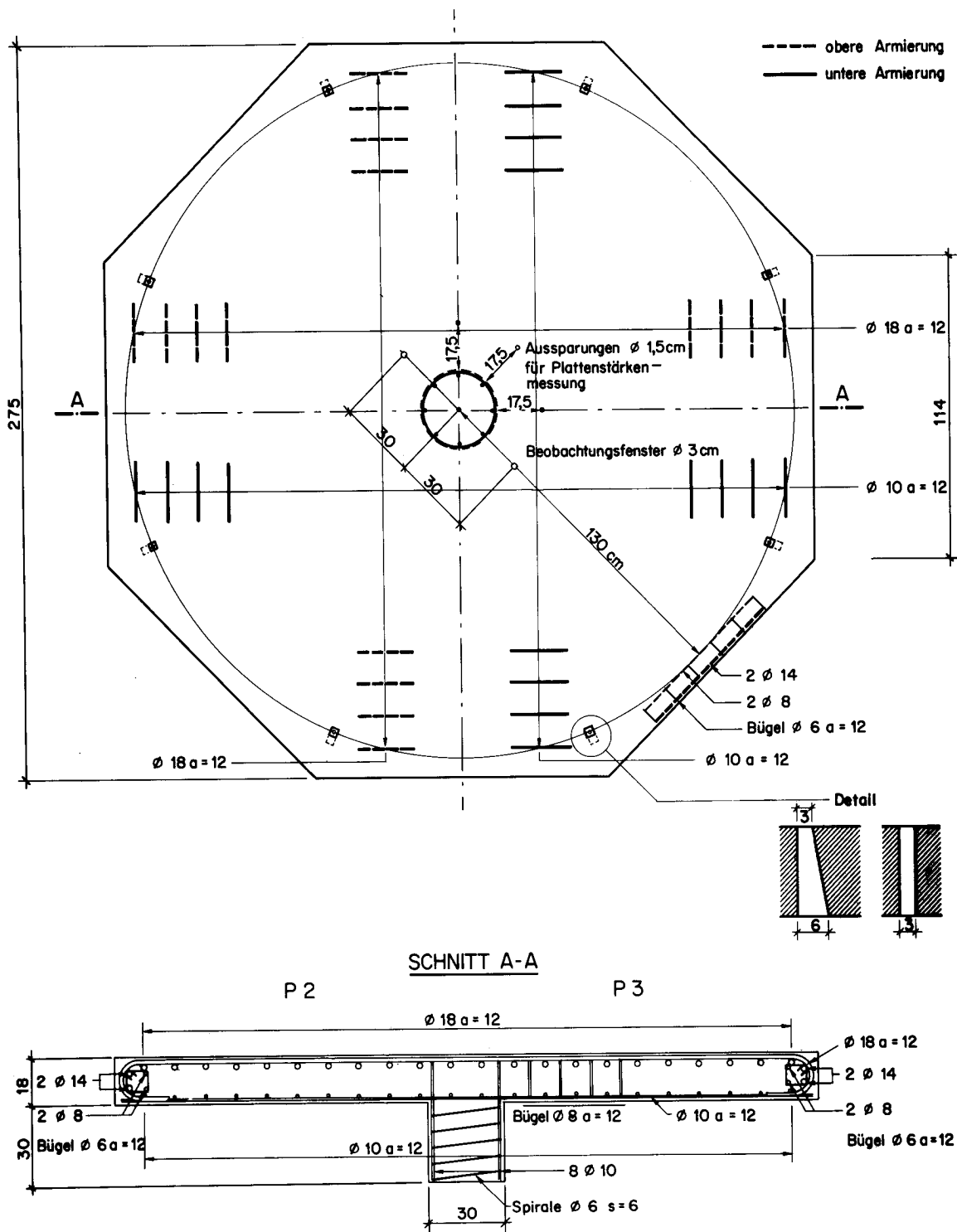


Bild 3 : Schalung und Armierung Platten P2 und P3

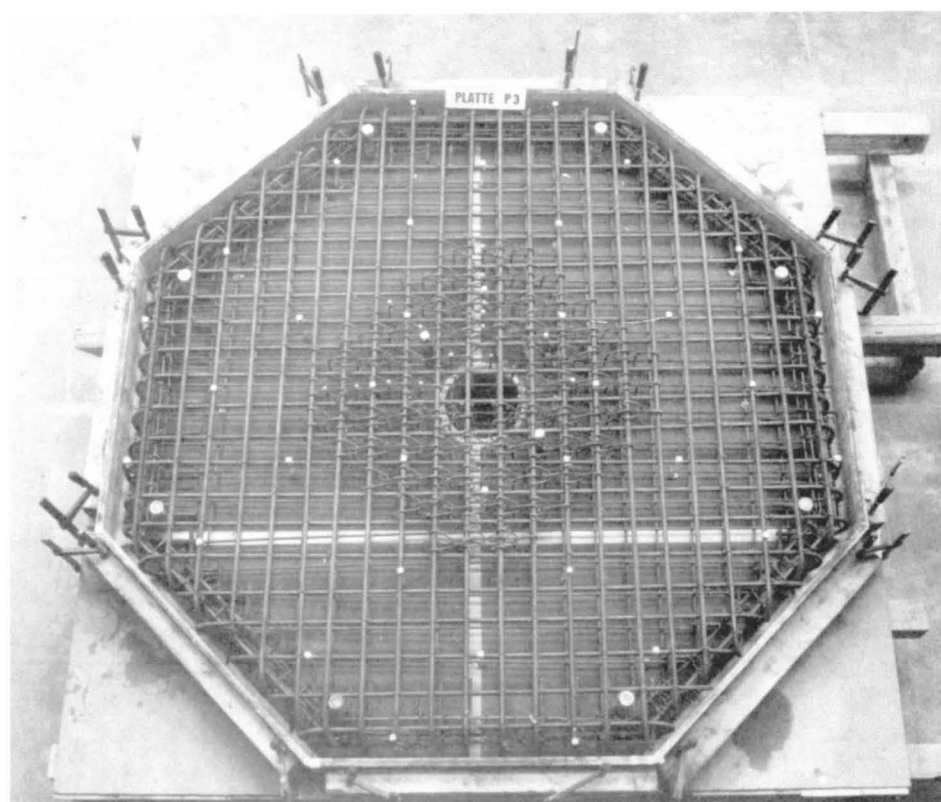
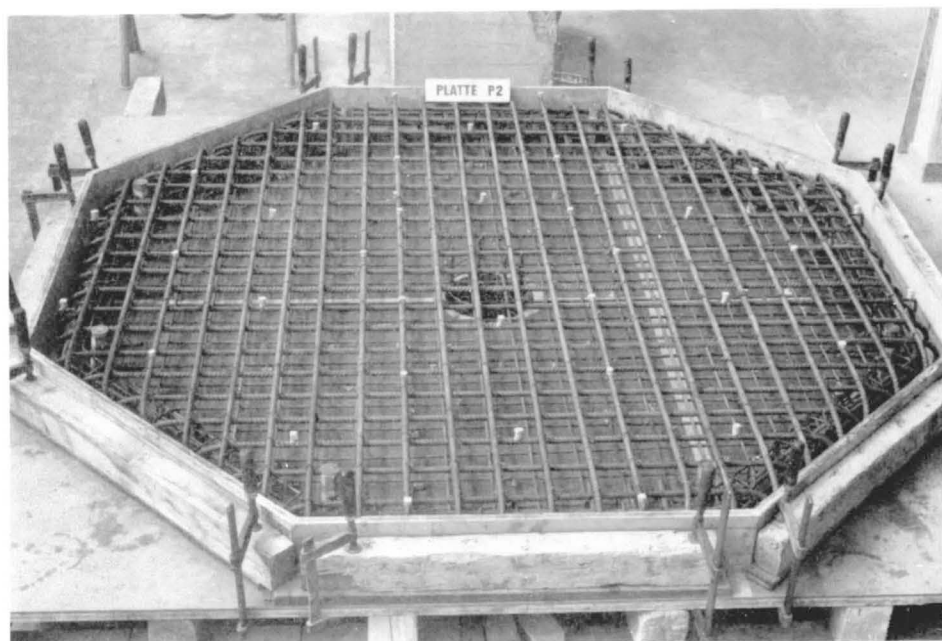


Bild 4 : Schalung und Armierung Platten P2 und P3

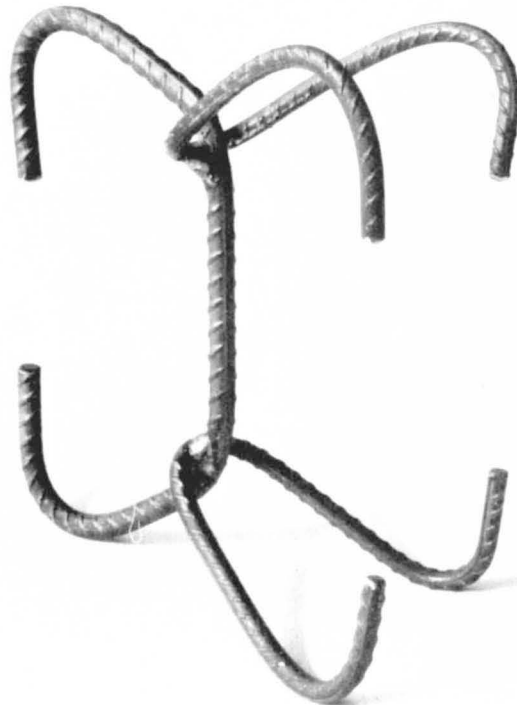
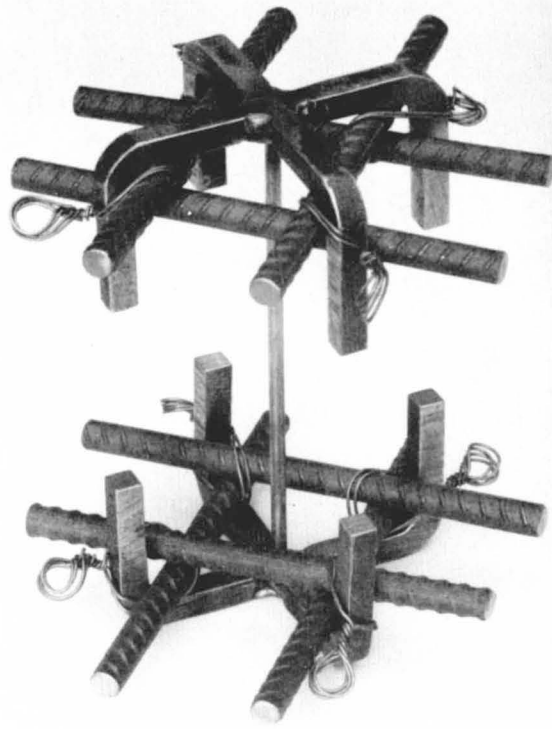


Bild 5 : Bügel

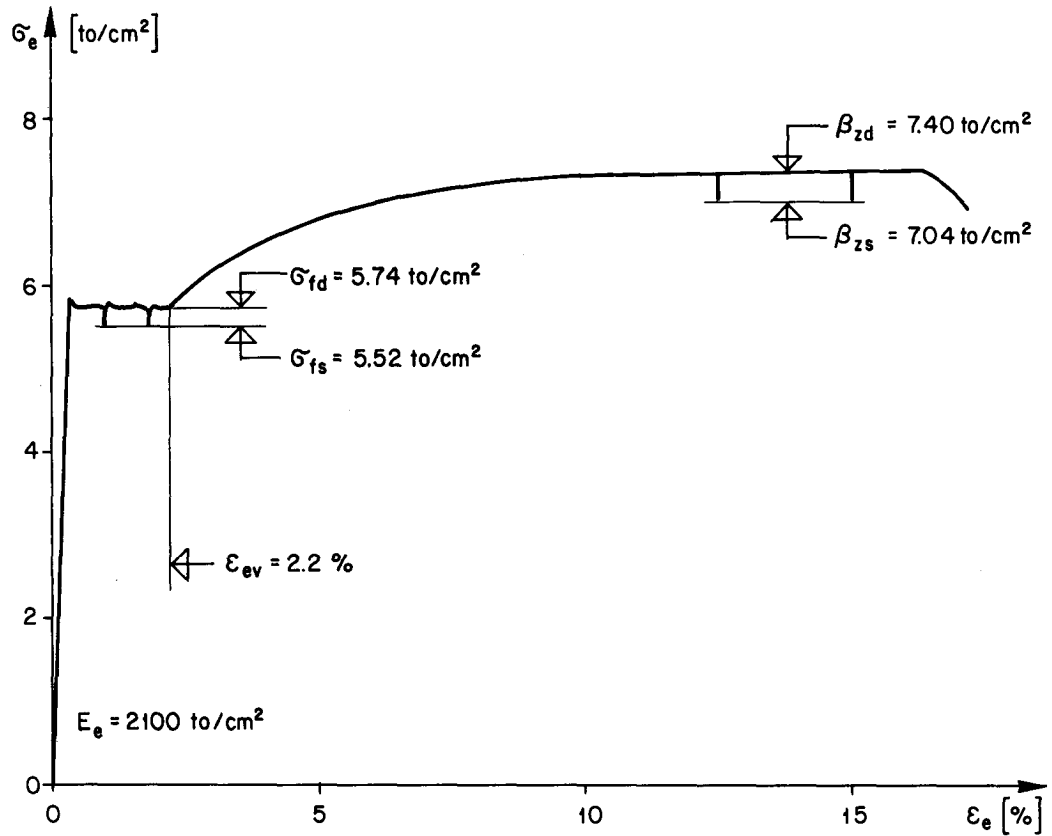


Bild 6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Bewehrungsstahls $\phi 14$ mm

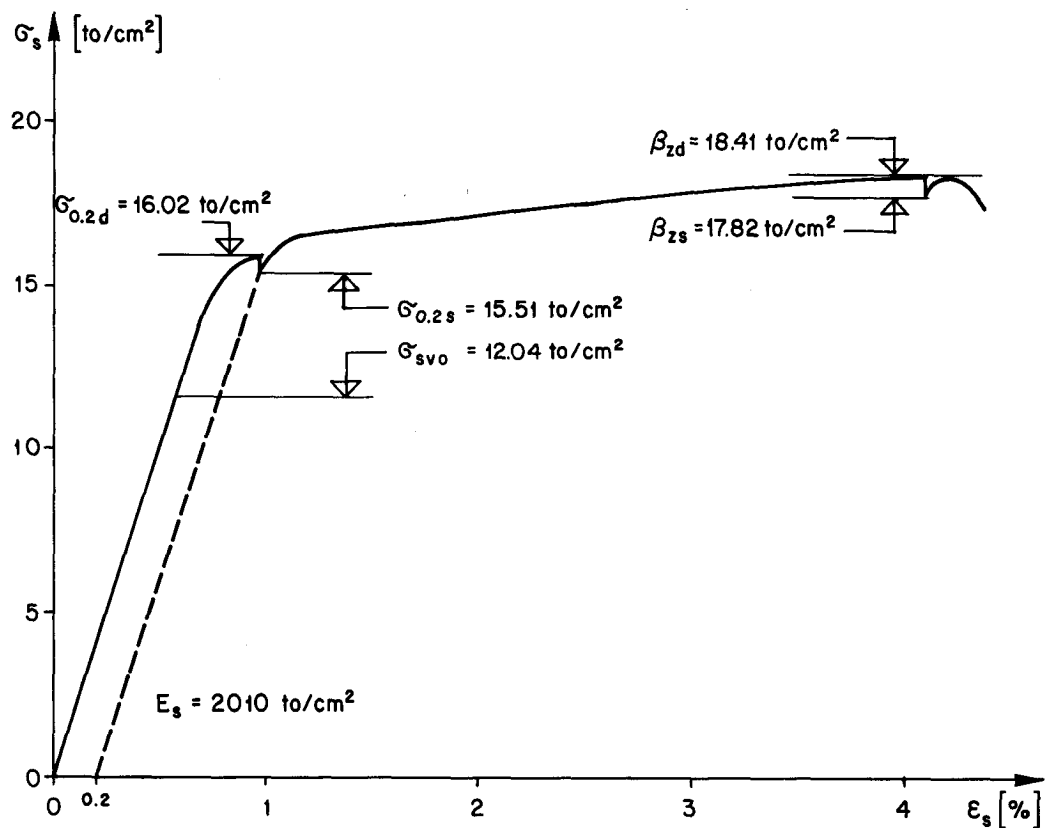


Bild 7: Spannungs-Dehnungs-Diagramm einer Vorspannlitze $0.6''$

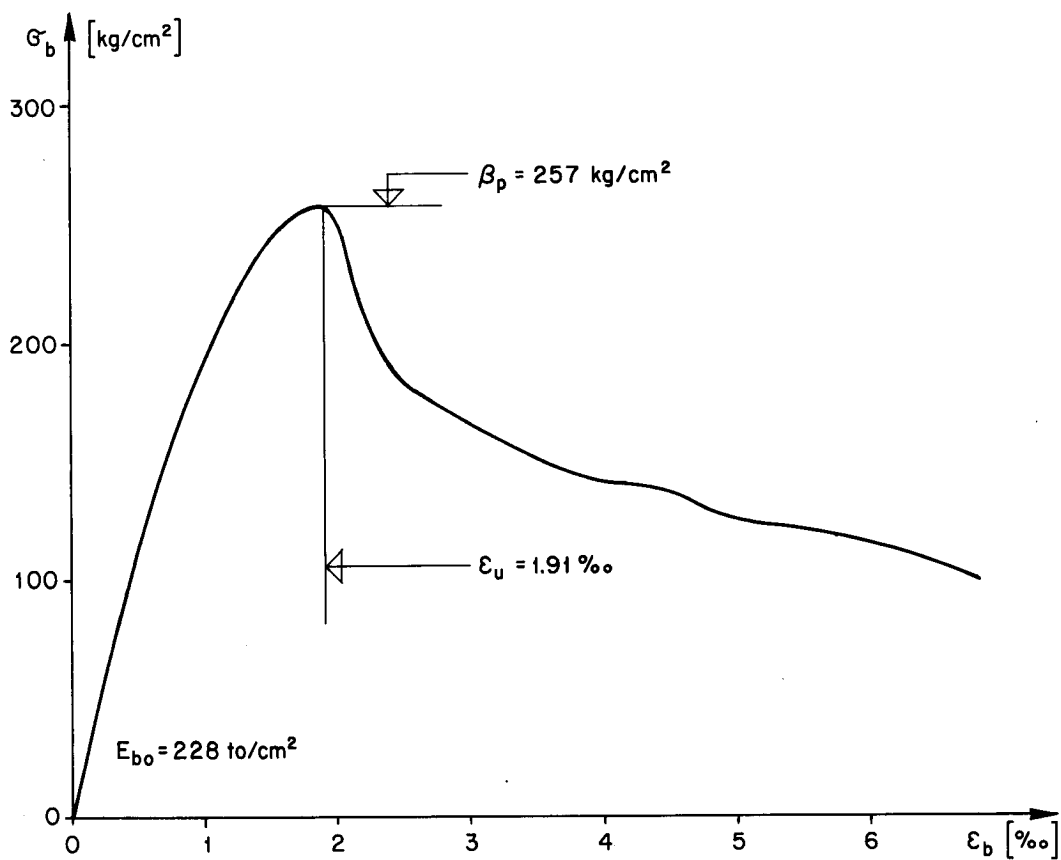


Bild 8 : Spannung-Dehnungs-Diagramm eines Betonprismas (PS 8)

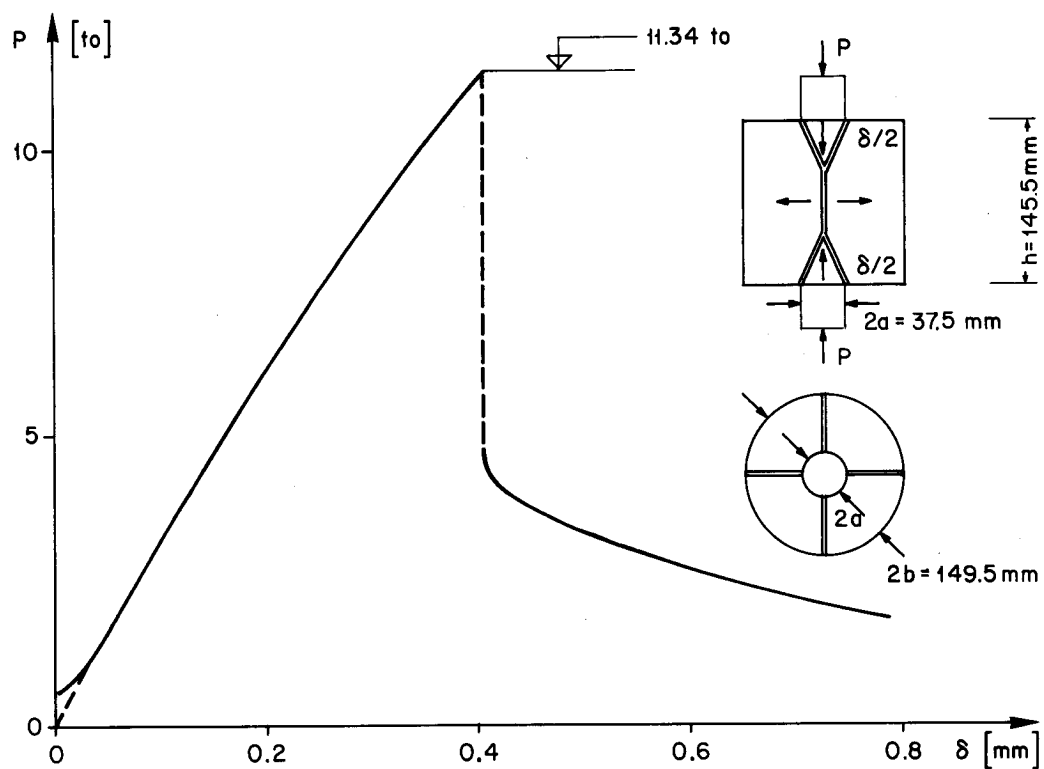
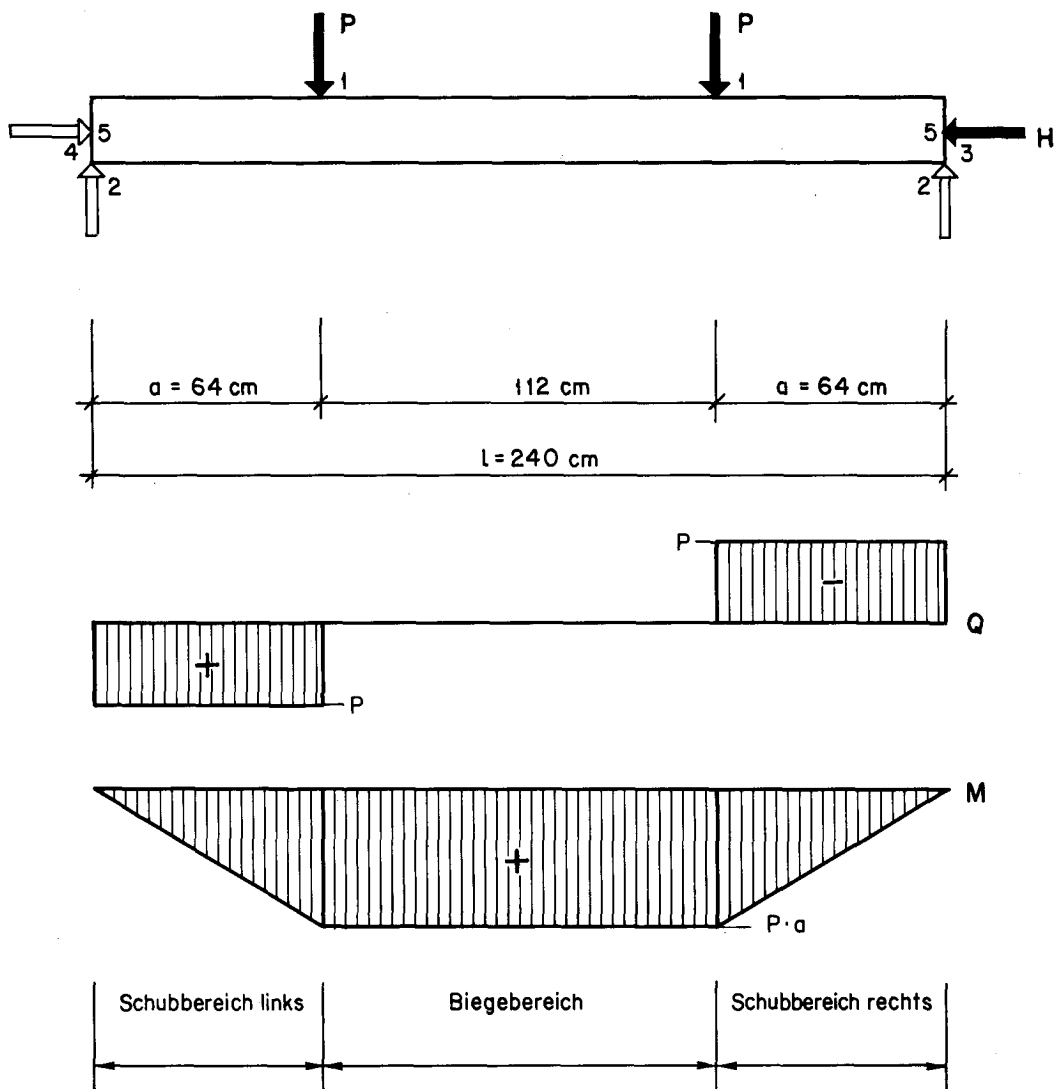
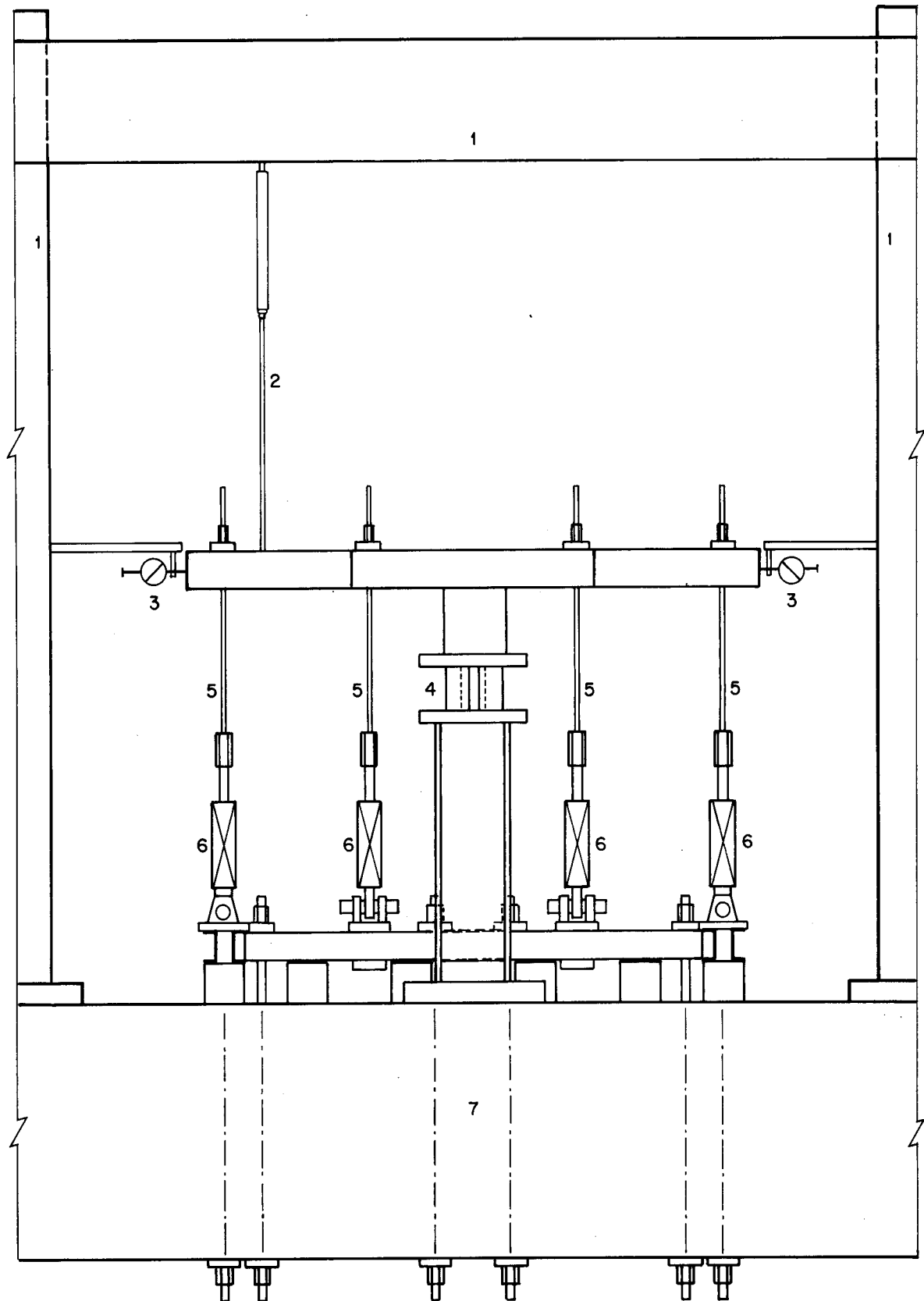


Bild 9 : Last-Weg-Diagramm eines Stemperversuches (P 2)



- 1 Zugkolben, Pendelmannometer
- 2 Seitlich geführte Teflingleitlager
- 3 Druck- und Zugkolben, Federmanometer
- 4 Pendelstangen
- 5 Stahlendplatten

Bild 10 : Schema der Versuchsanlage für Plattenstreifen



- | | |
|--|--------------------------|
| 1 Messrahmen | 4 3 Messdosen (je 50 to) |
| 2 Messstab mit induktivem Wegaufnehmer | 5 Zugstangen |
| 3 Messuhren | 6 8 Kolben (je 15 to) |
| | 7 Aufspannboden |

Bild 11 : Schema der Versuchsanlage für Platten P 2 und P 3

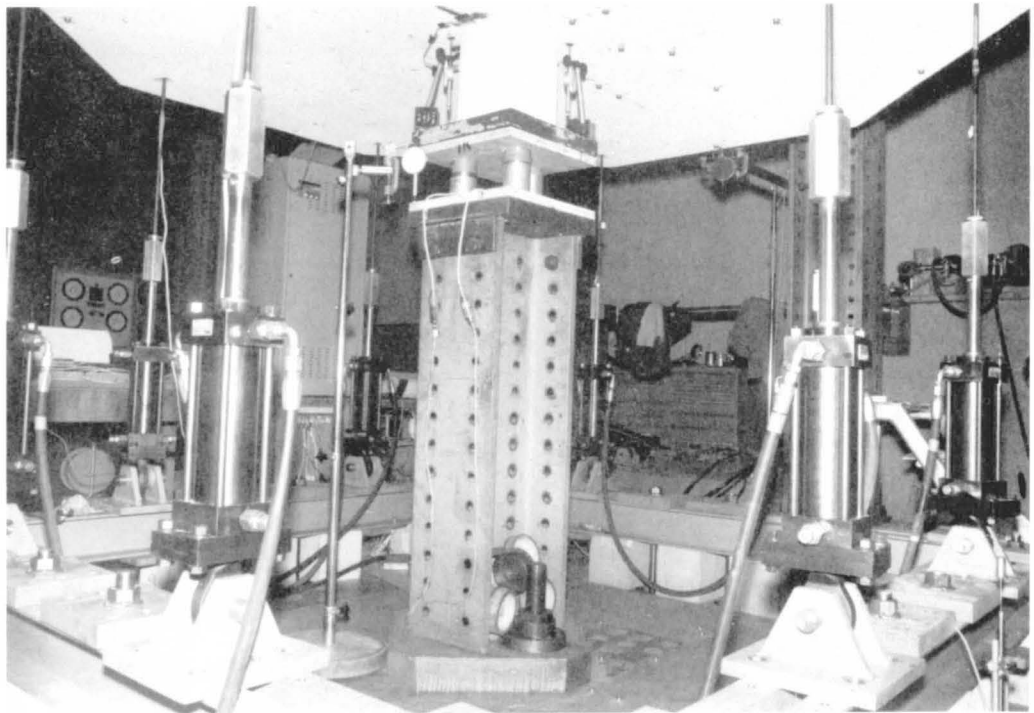


Bild 12: Versuchsanlage Platten P2 und P3

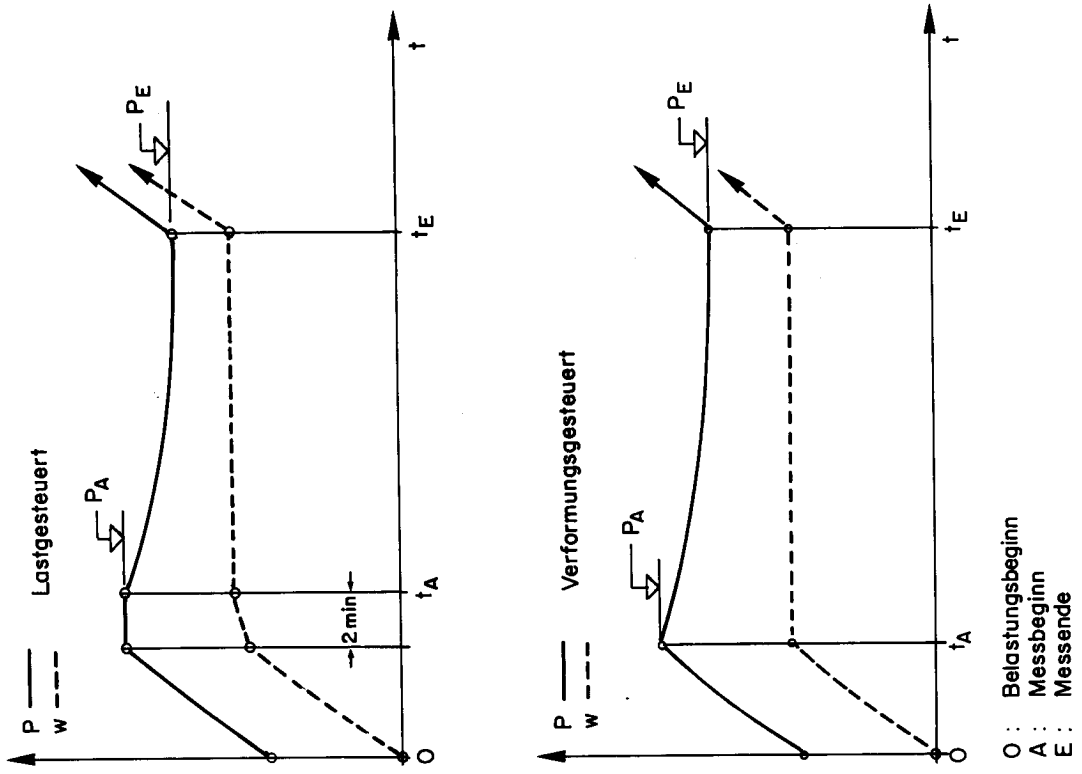


Bild 13 : Generelles Belastungsschema und Schema einer Laststufe

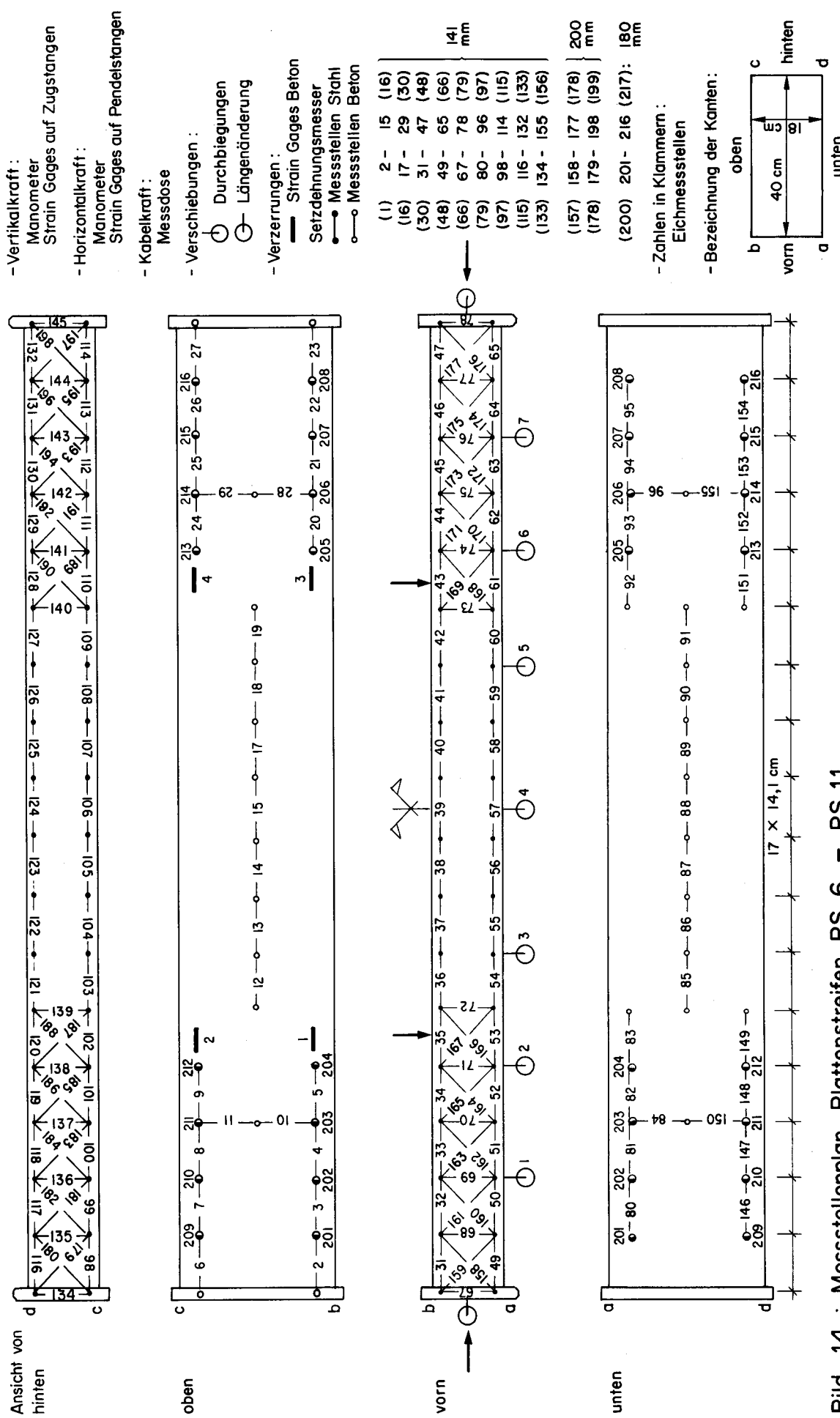


Bild 14 : Messstellenplan Plattenstreifen PS 6 - PS 11

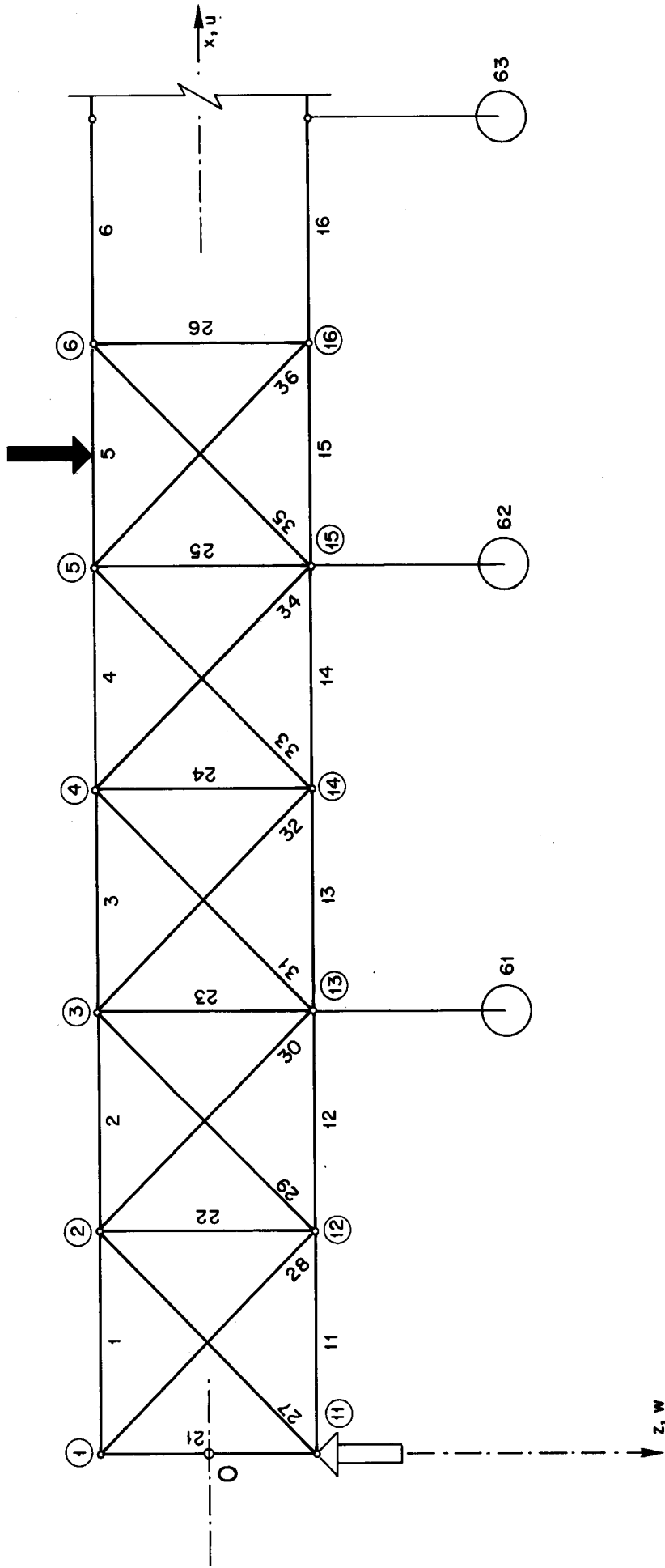


Bild 15: Messnetz für Verschiebungsmessungen Plattenstreifen

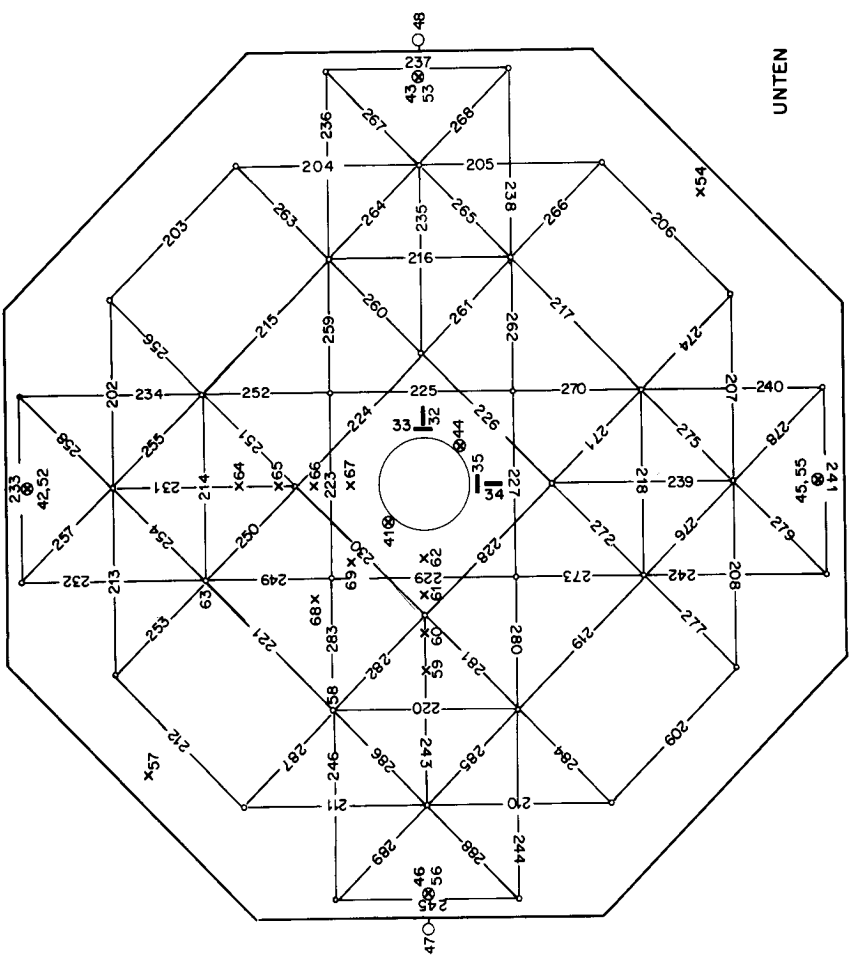
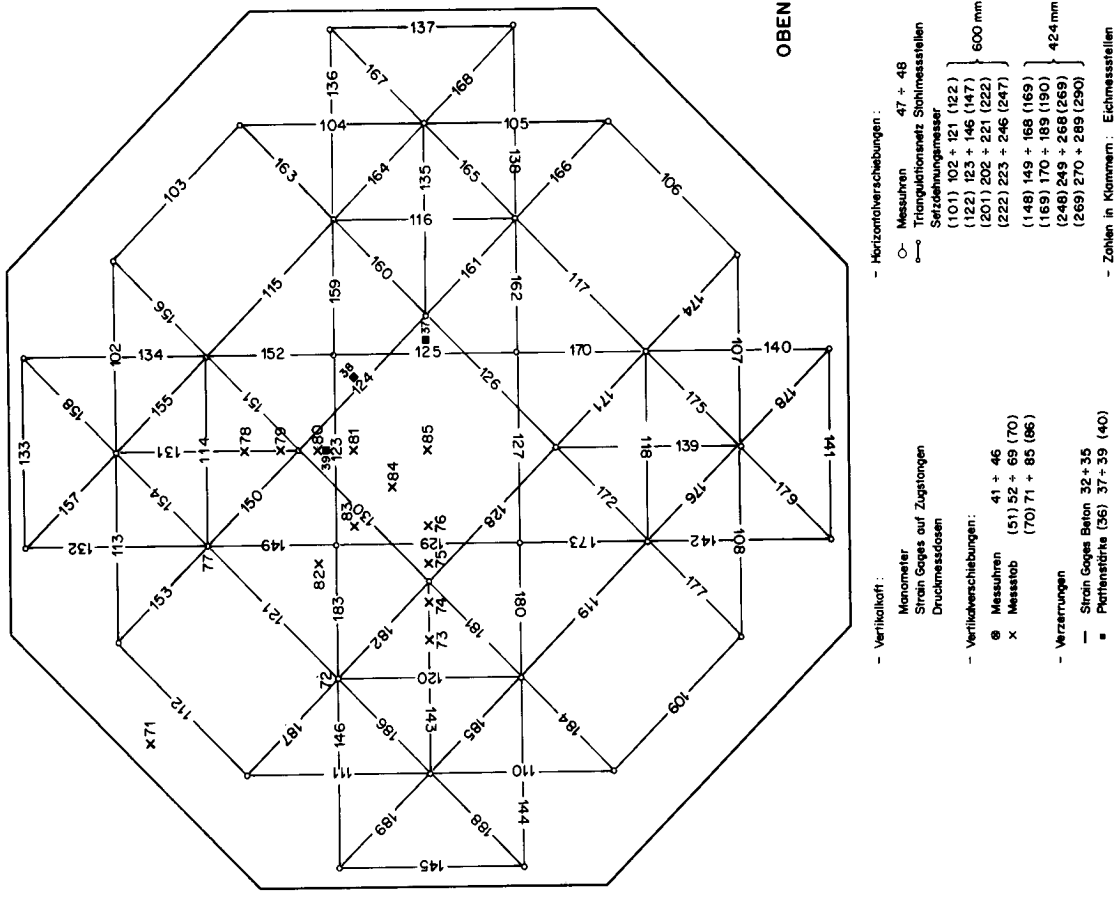
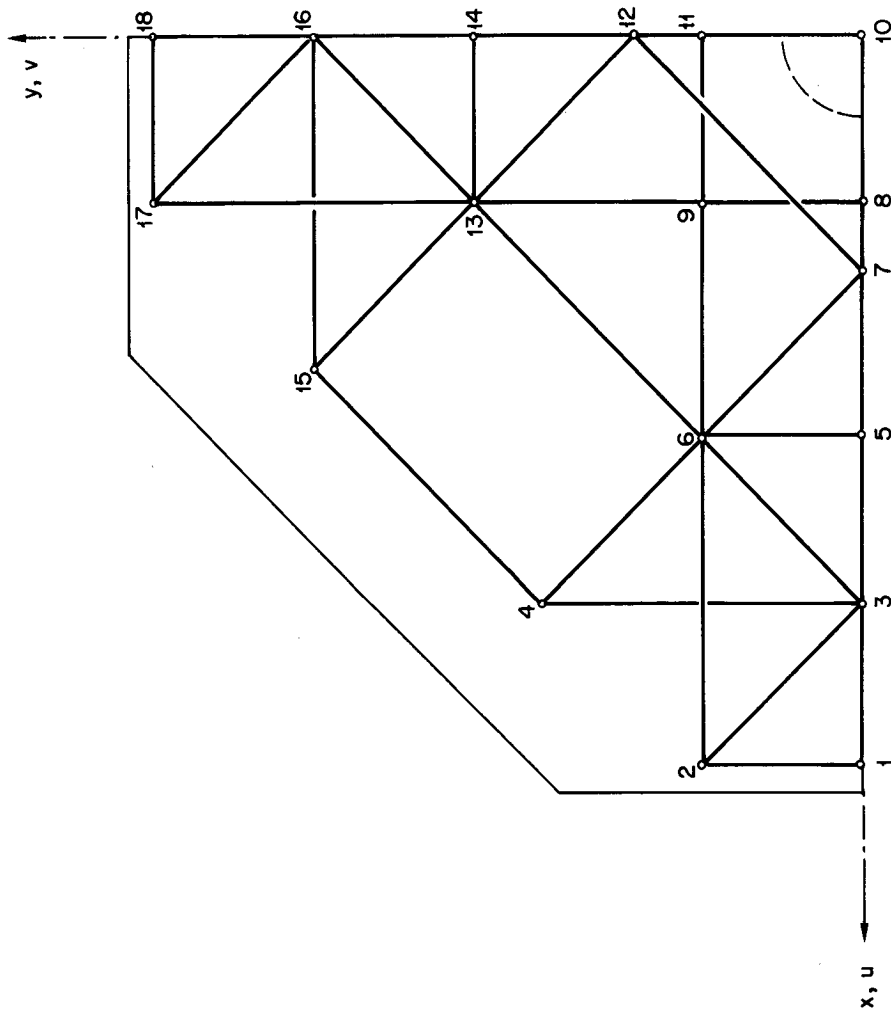
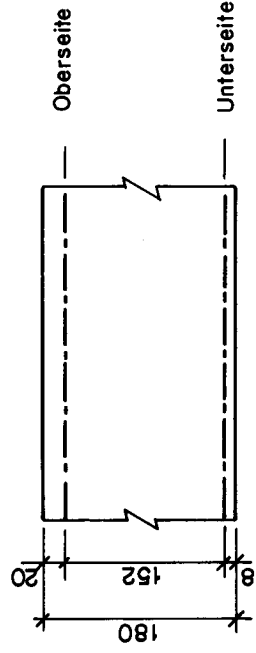


Bild 16 : Messstellenplan Platten P2 und P3



a) Knoten

Bemerkung: Die obersten Eisen liegen in der y -Richtung



b) Messebenen

Bild 17 : Messnetz für Verschiebungsmessungen P 2 und P 3

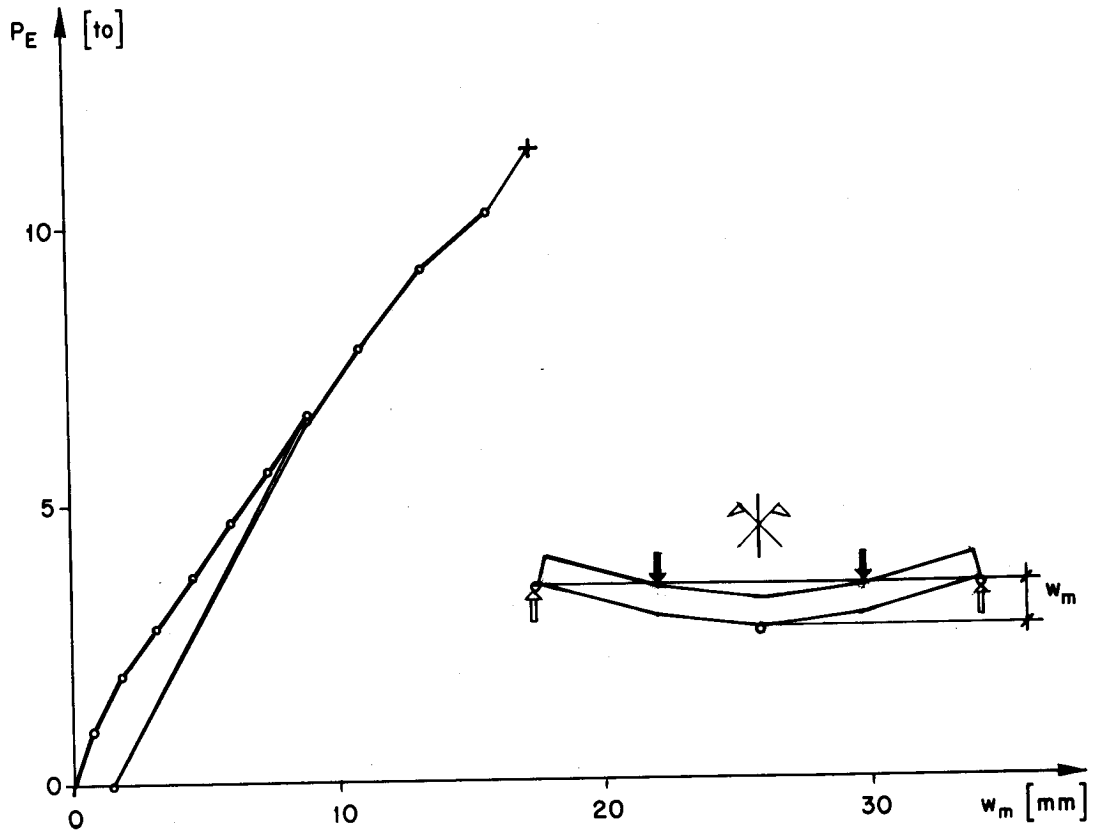


Bild 18 : Last - Durchbiegung PS 6

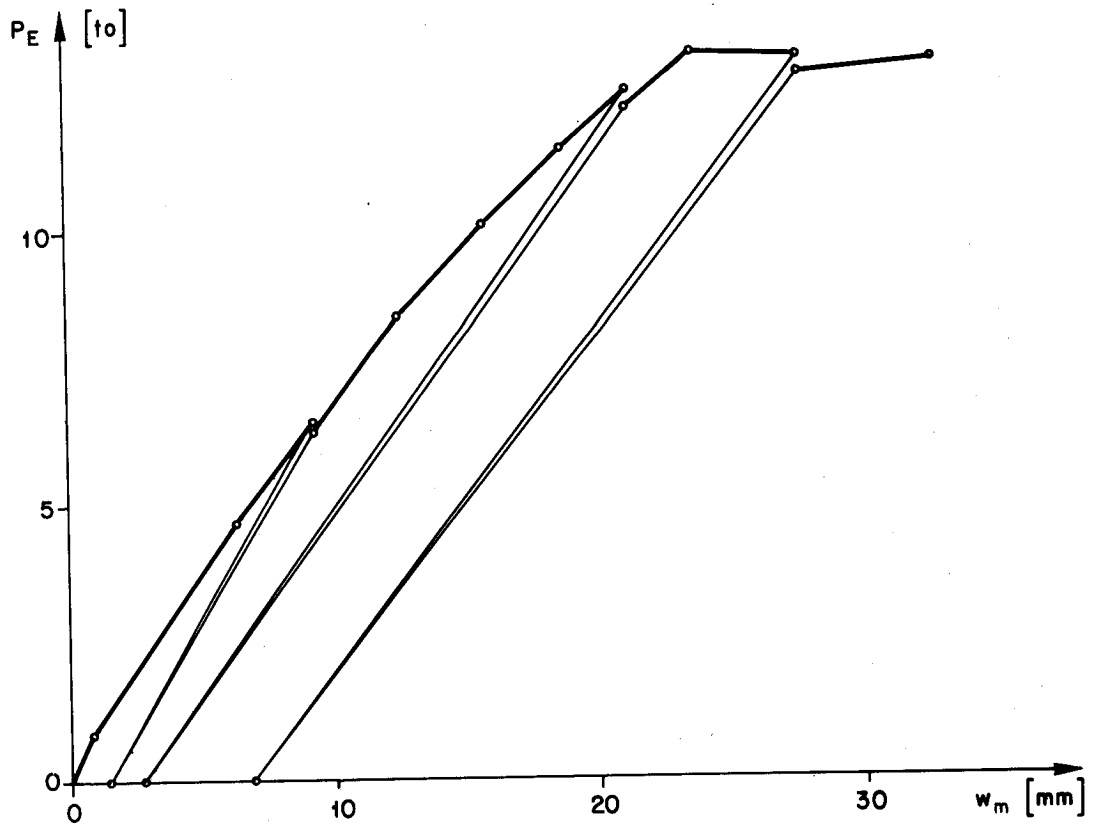


Bild 19 : Last - Durchbiegung PS 8

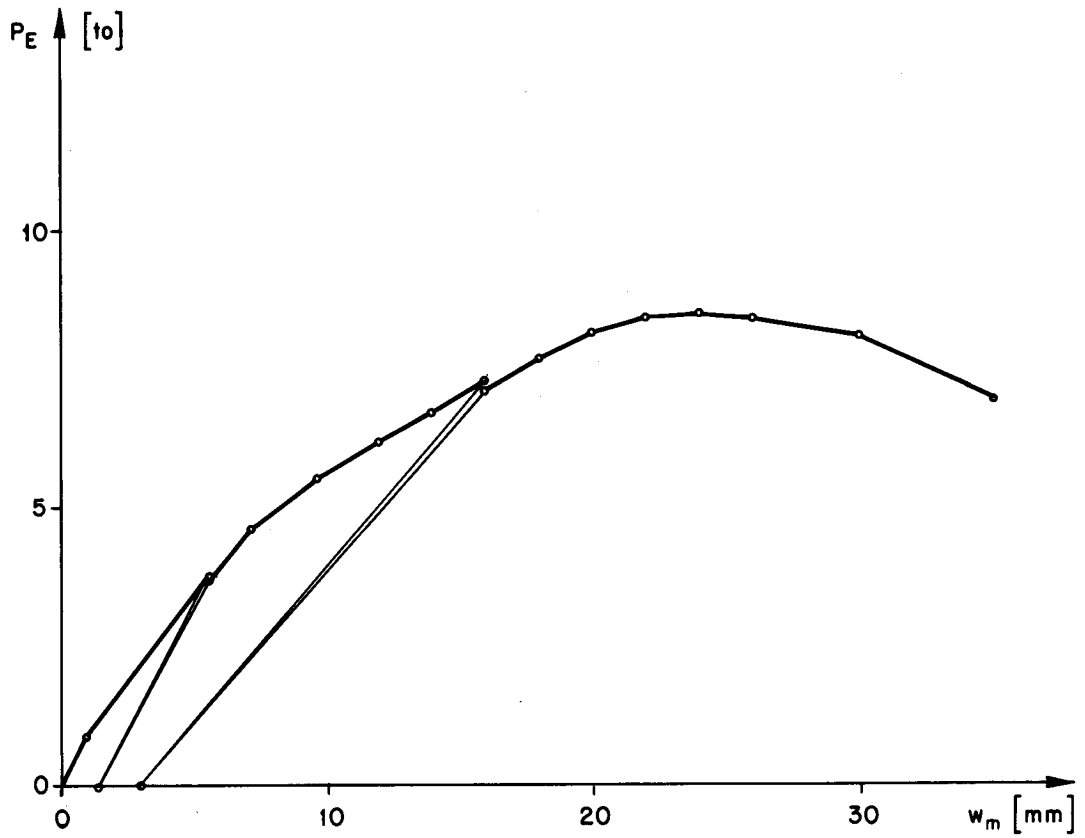


Bild 20 : Last - Durchbiegung PS 7

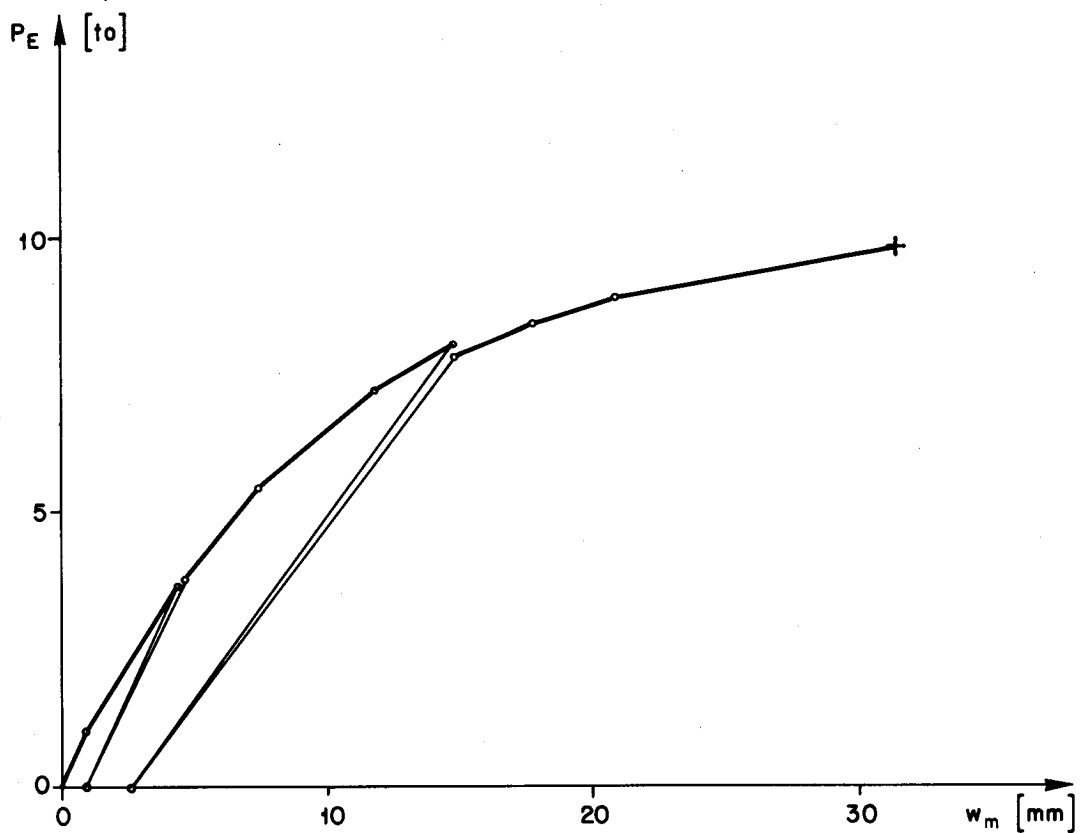


Bild 21 : Last - Durchbiegung PS 11

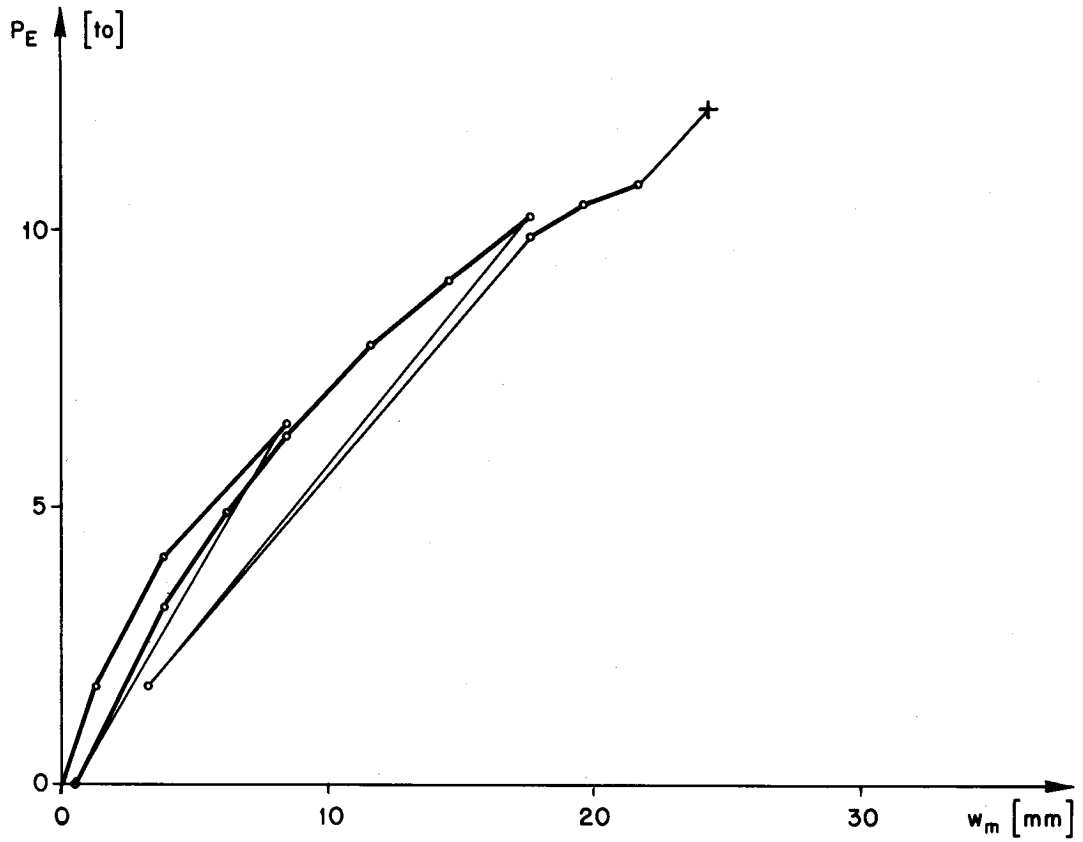


Bild 22 : Last - Durchbiegung PS 9

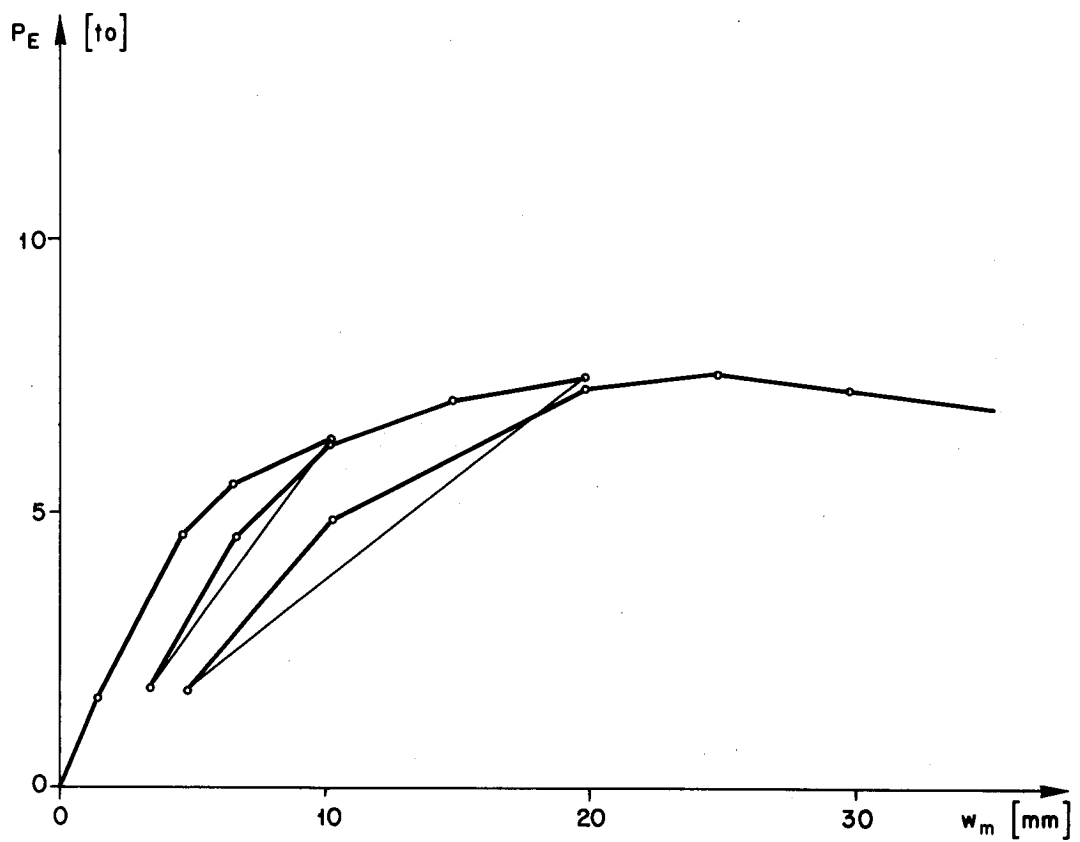


Bild 23 : Last - Durchbiegung PS 10

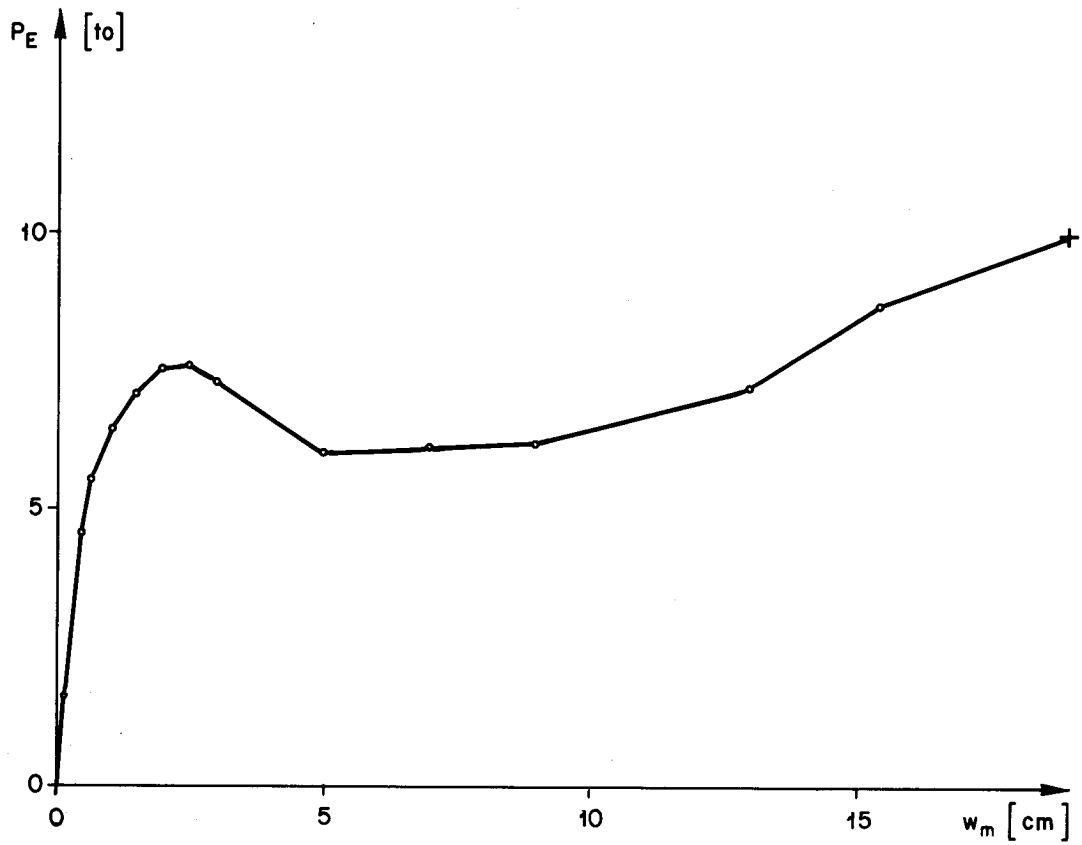


Bild 24 : Last - Durchbiegung PS 10

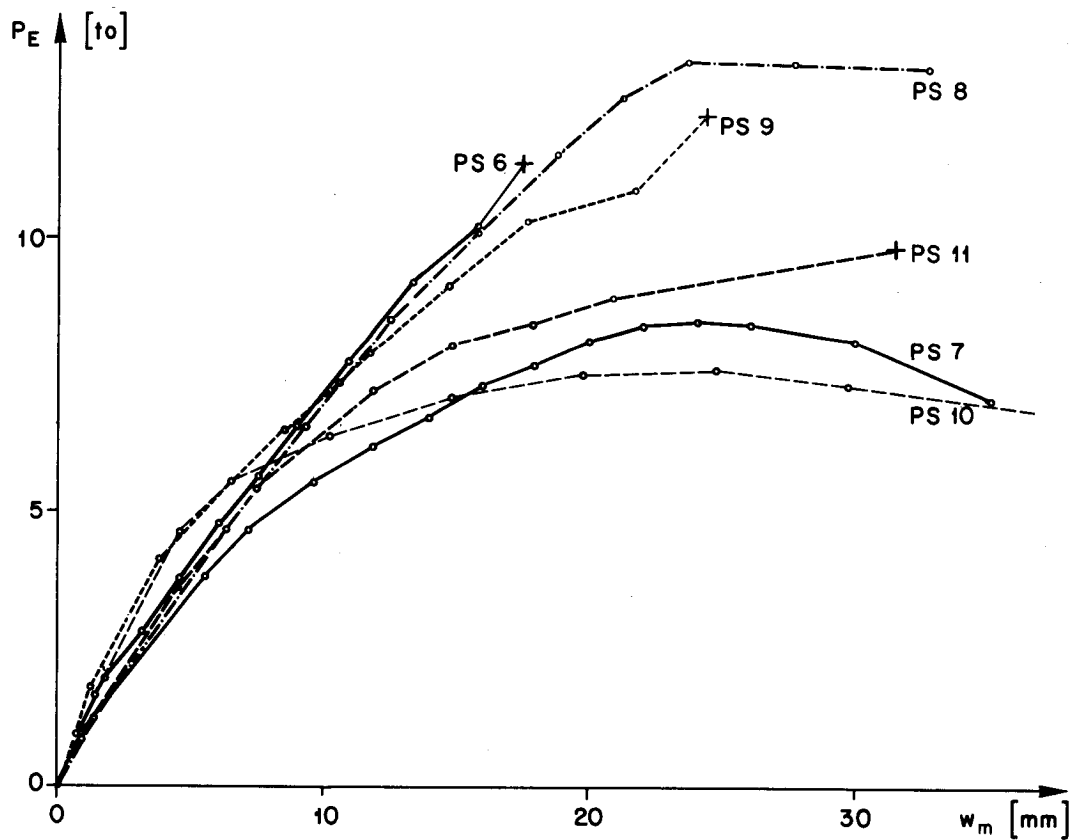


Bild 25 : Last - Durchbiegung PS 6 - 11

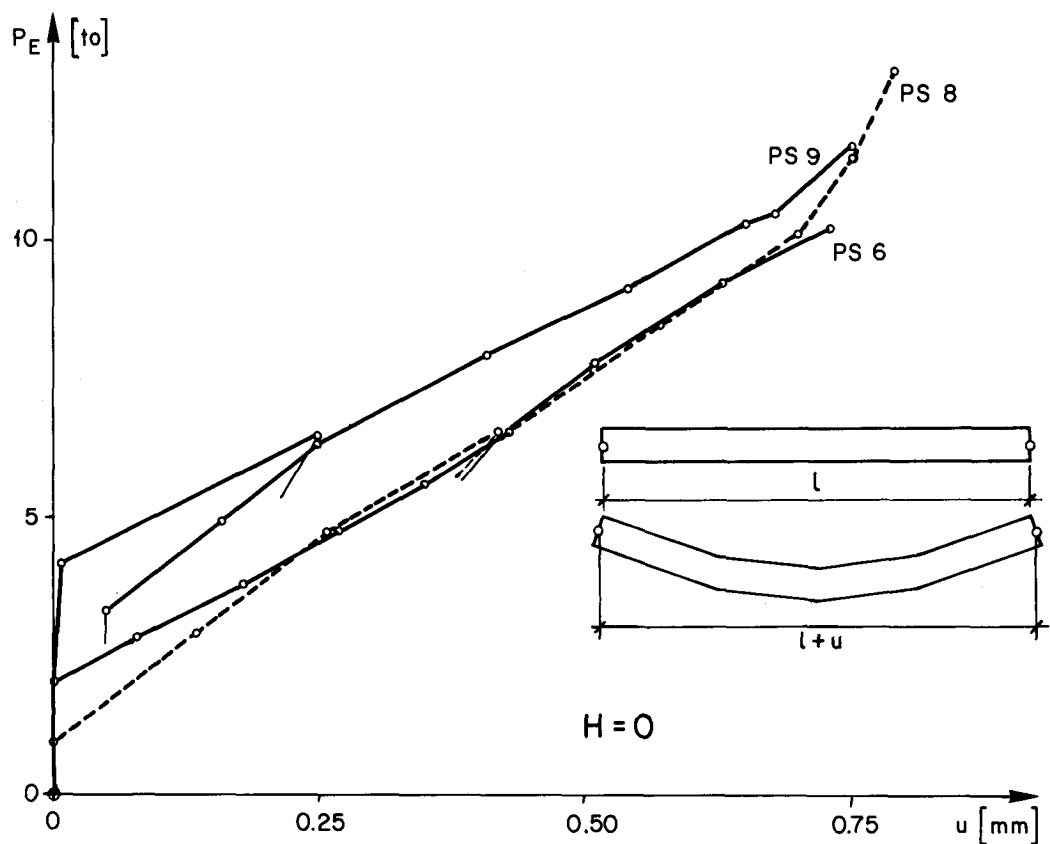


Bild 26: Last - Verlängerung PS 6, PS 8 und PS 9

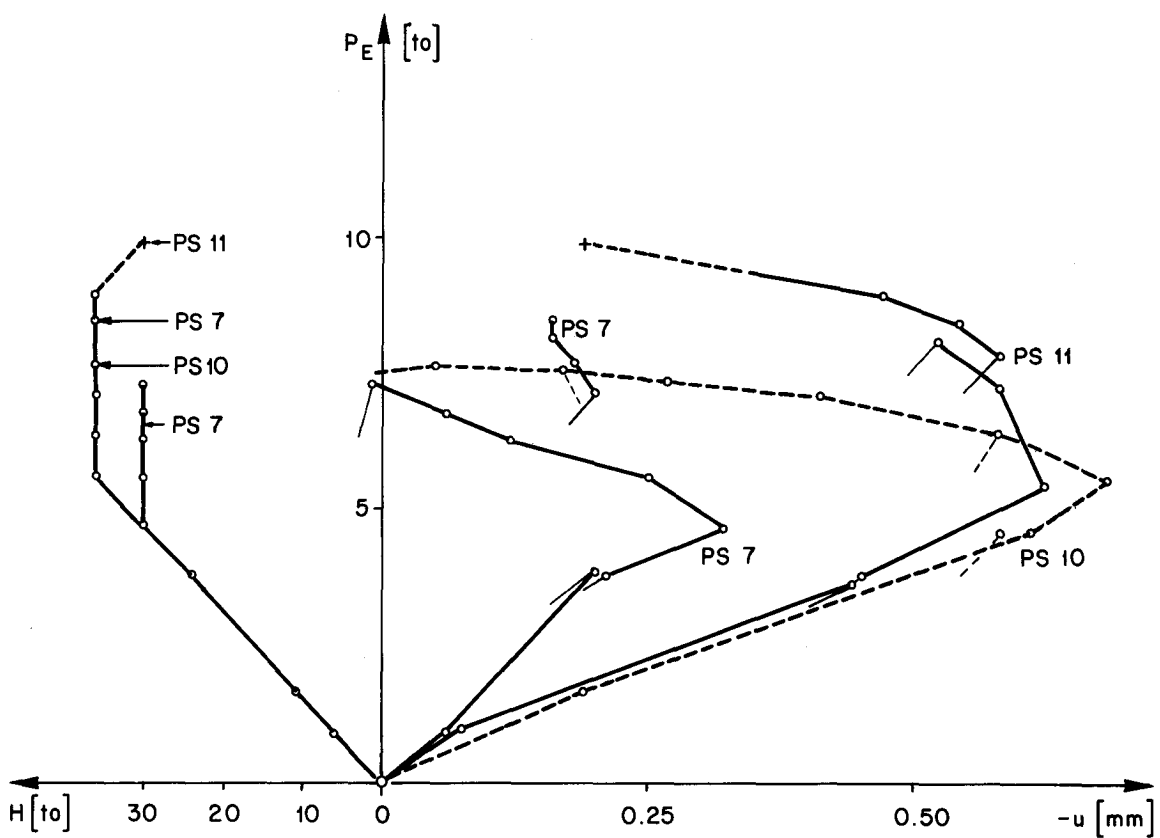


Bild 27: Horizontalkraft und Verkürzung PS 7, PS 10 und PS 11

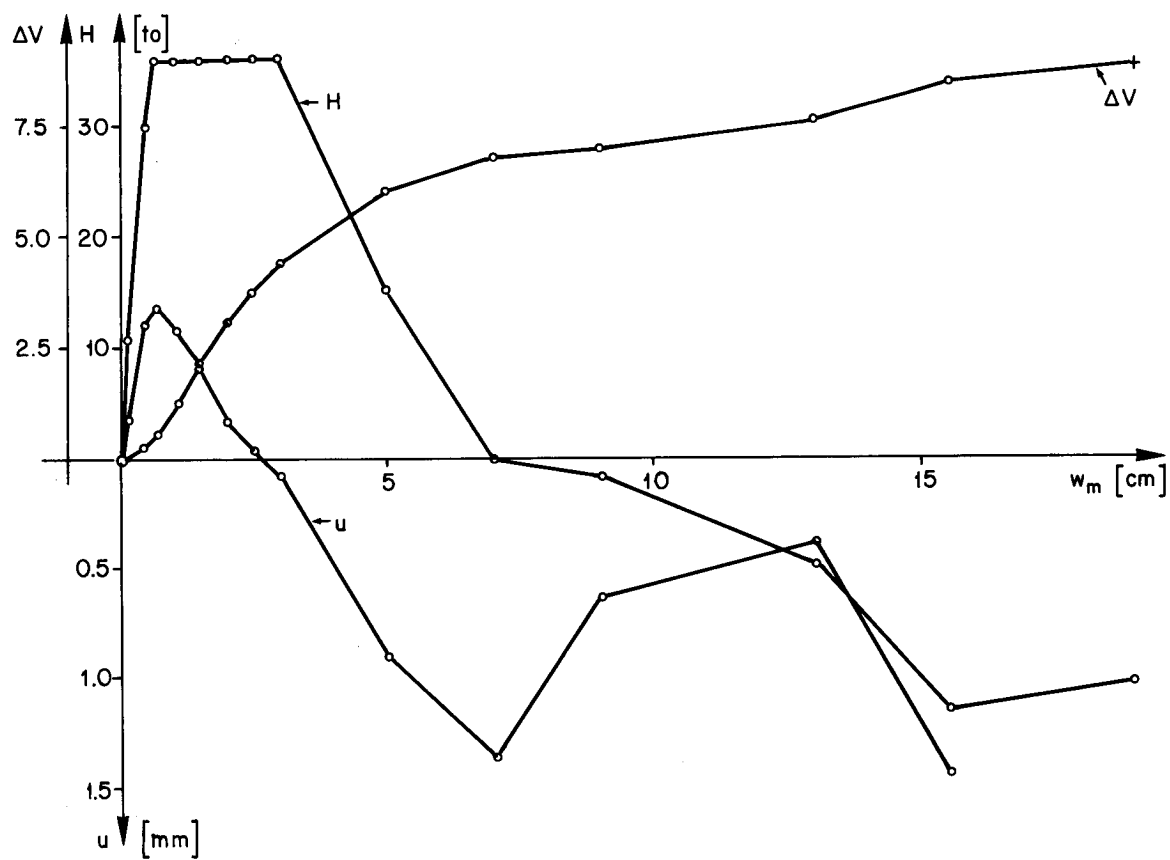


Bild 28 : Horizontalkraft, Verlängerung und Kabelkraftzuwachs PS 10

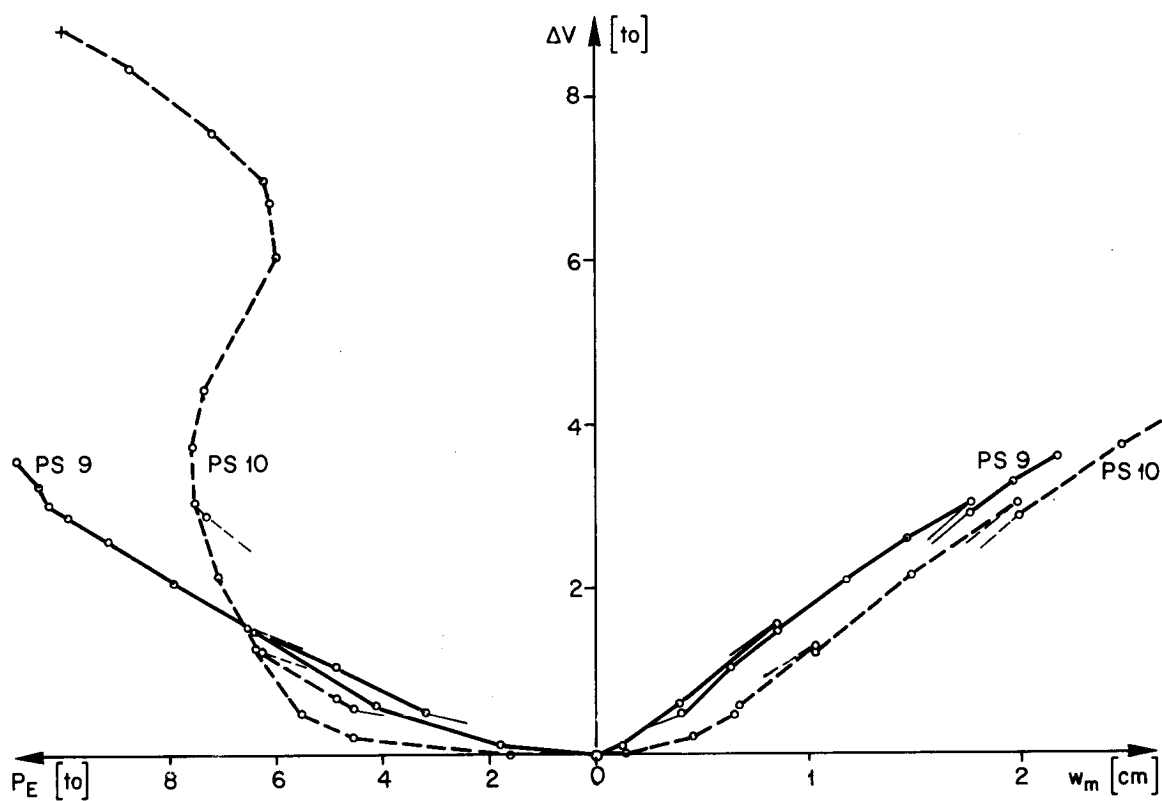


Bild 29 : Kabelkraftzuwachs PS 9 und PS 10

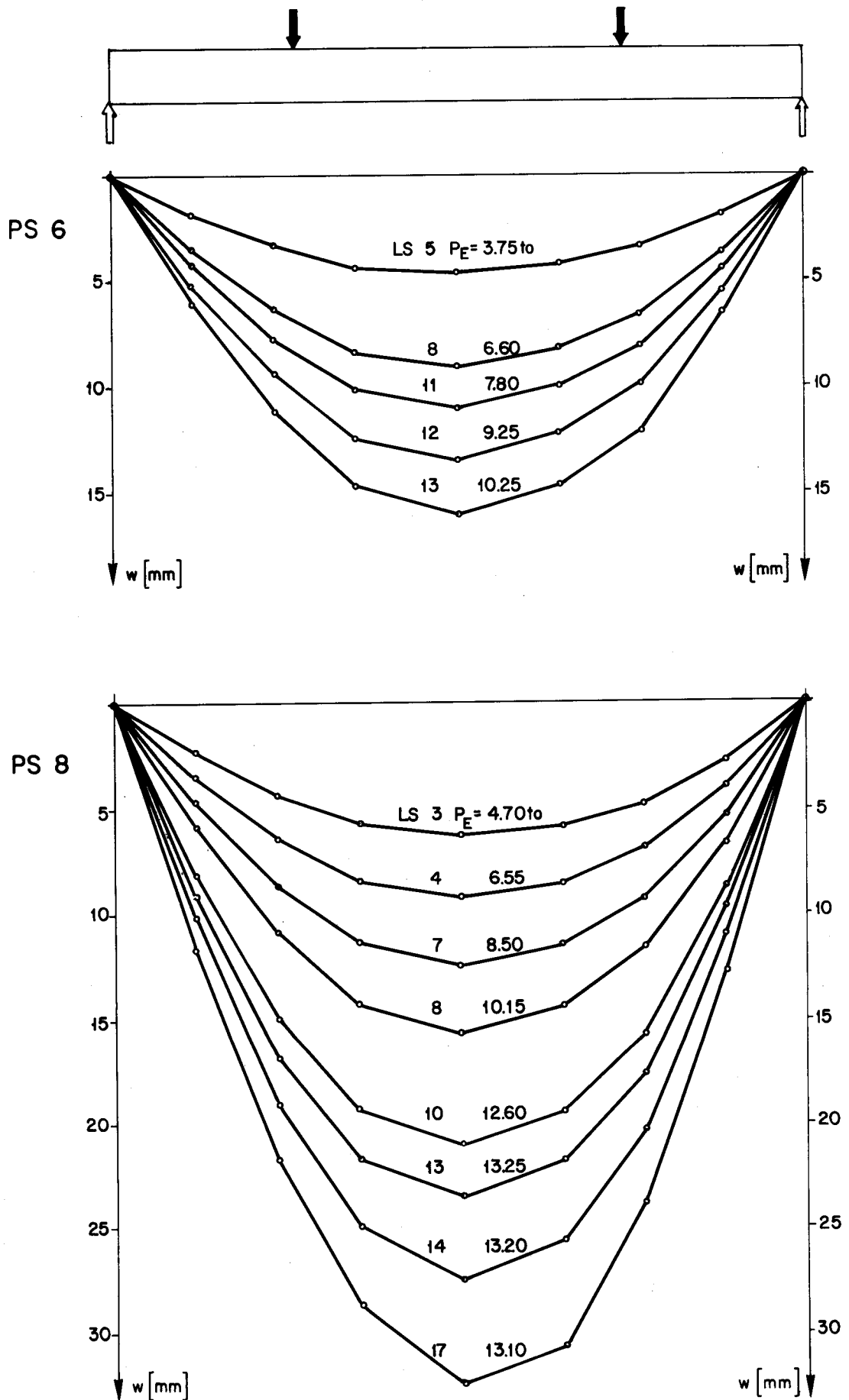


Bild 30 : Verlauf der Durchbiegungen PS 6 und PS 8

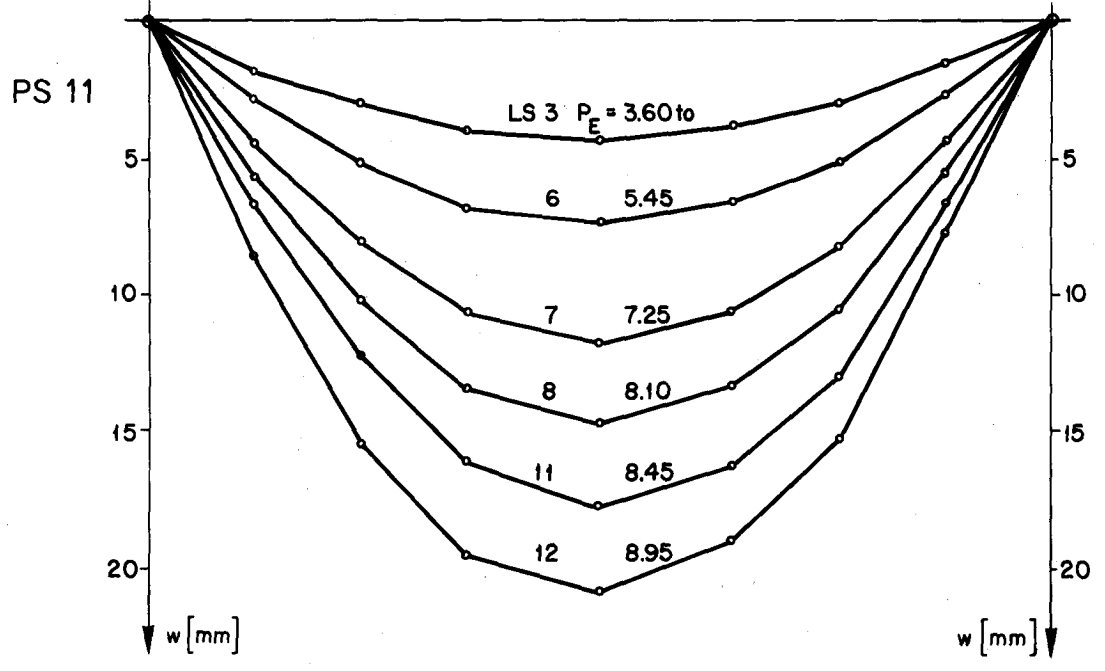
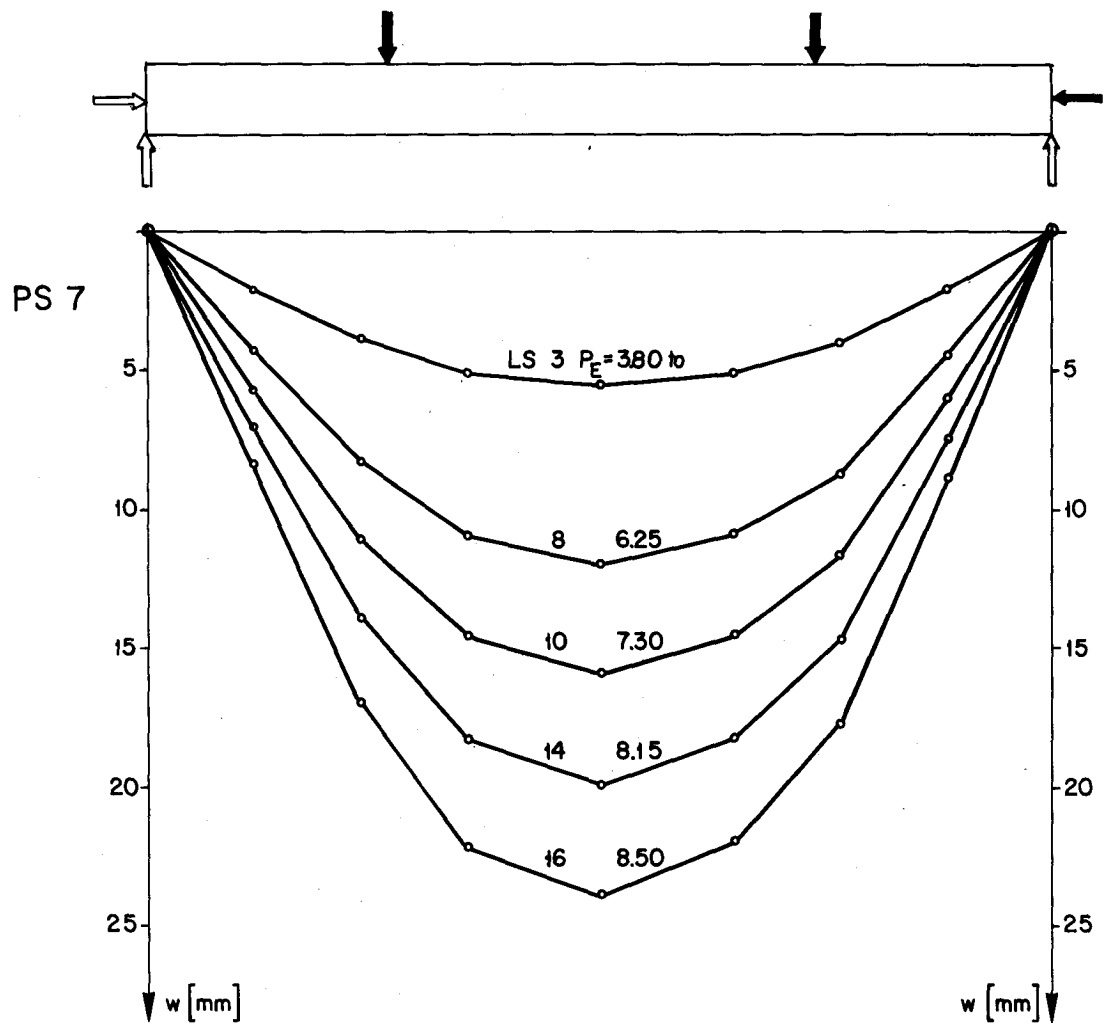


Bild 31 : Verlauf der Durchbiegungen PS 7 und PS 11

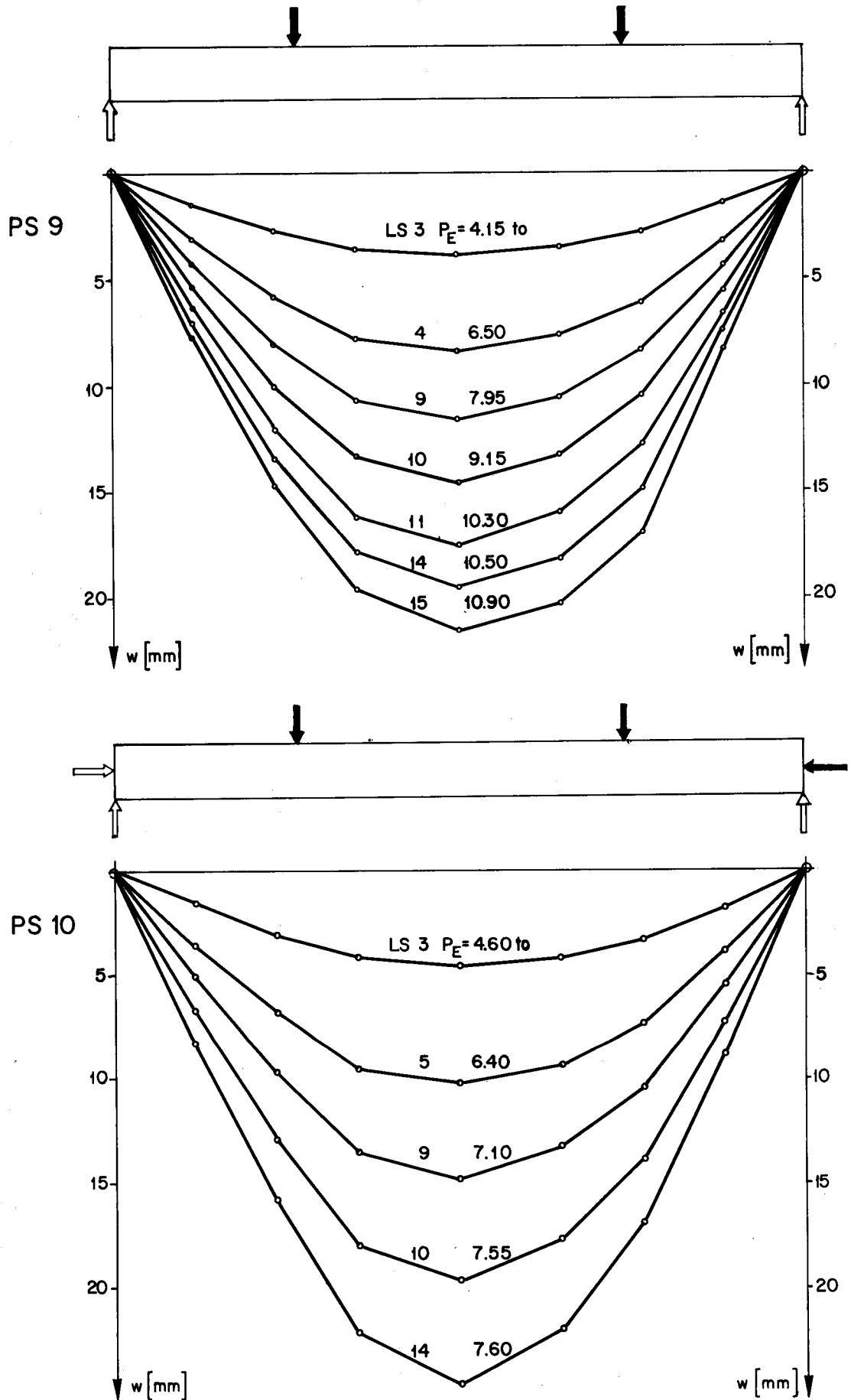


Bild 32 : Verlauf der Durchbiegungen PS 9 und PS 10

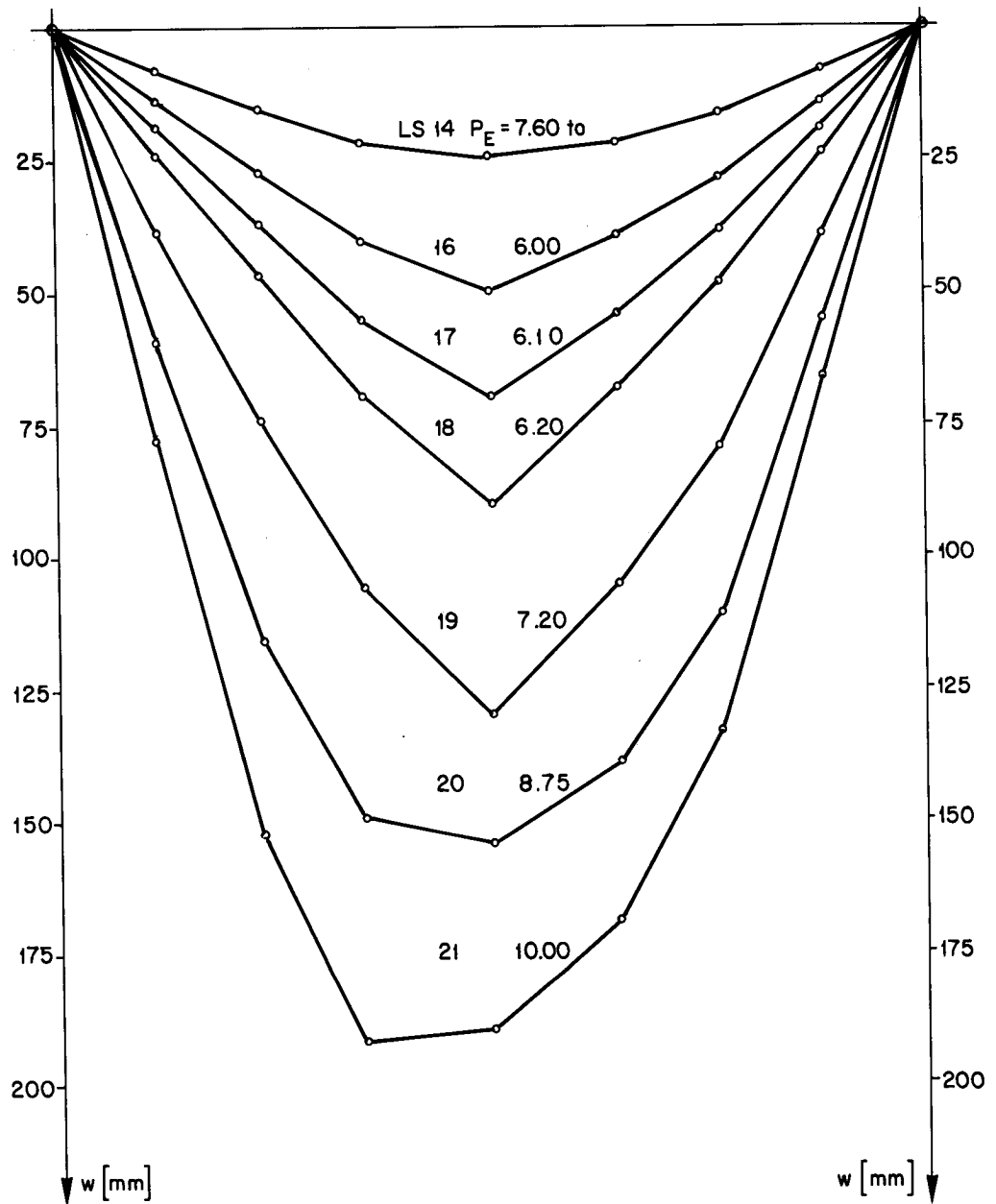
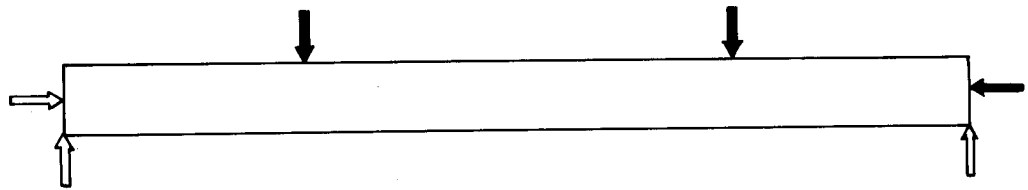


Bild 33 : Verlauf der Durchbiegungen PS 10

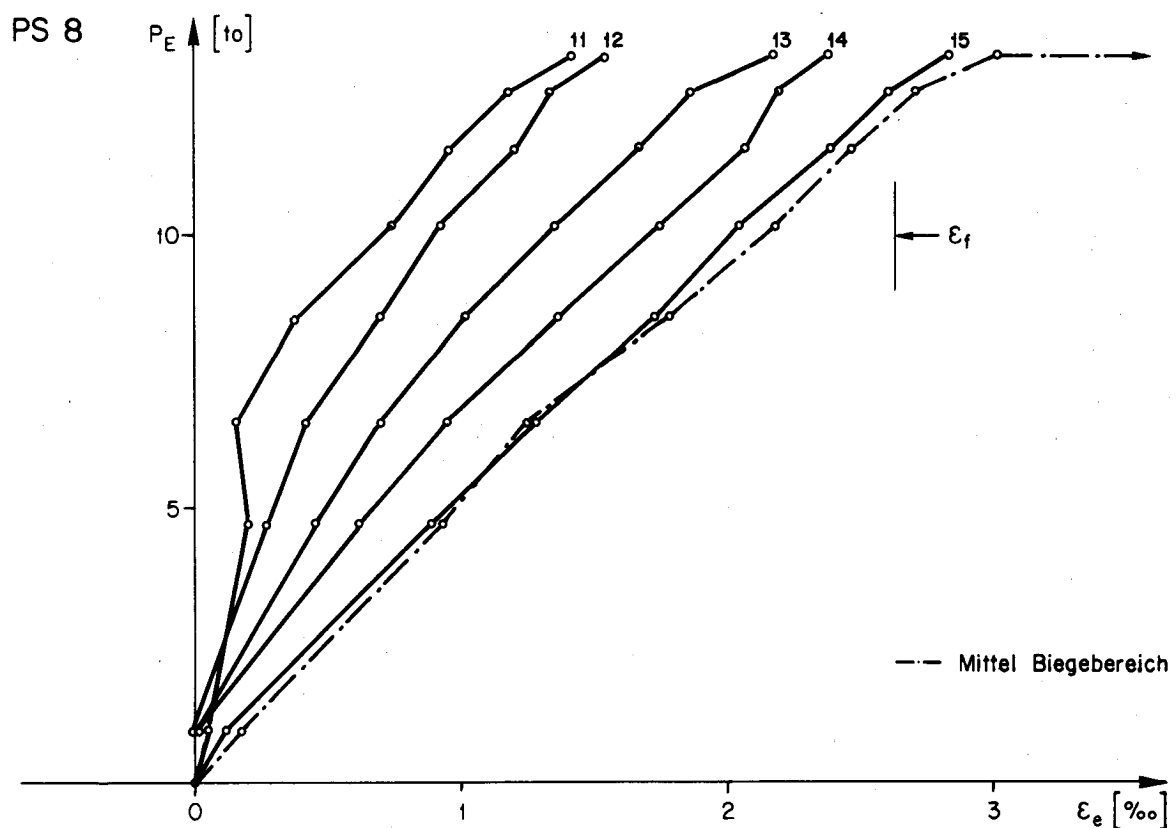
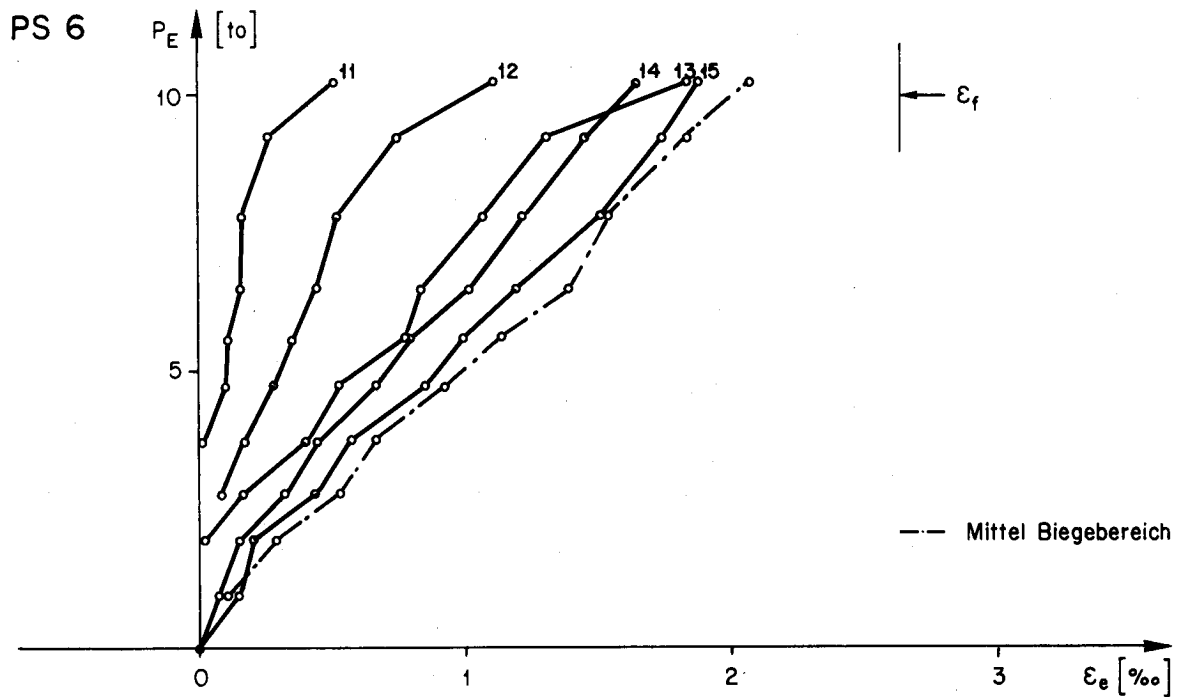
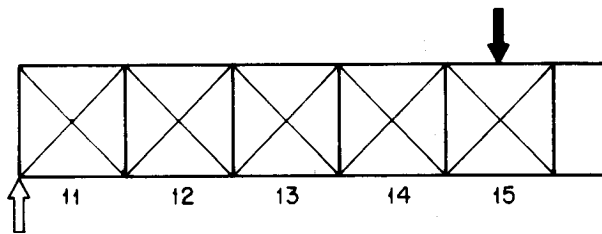


Bild 34: Stahldehnungen PS 6 und PS 8

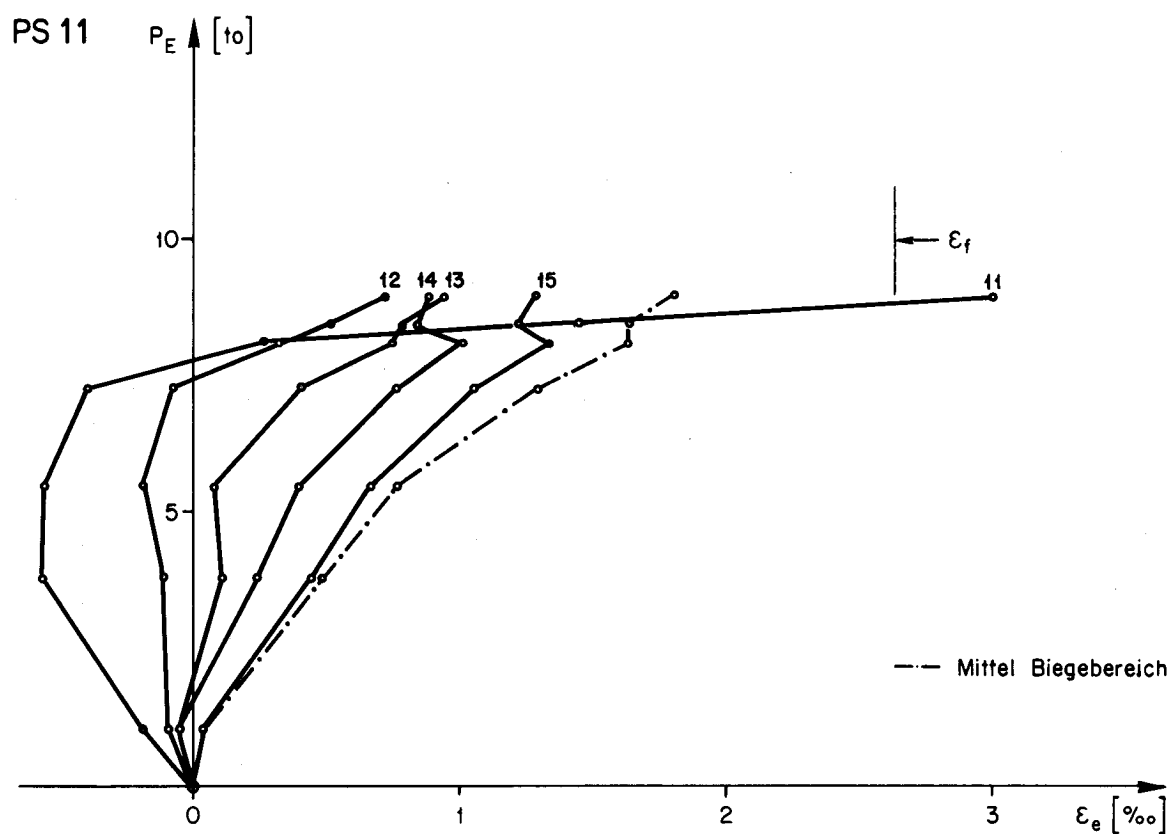
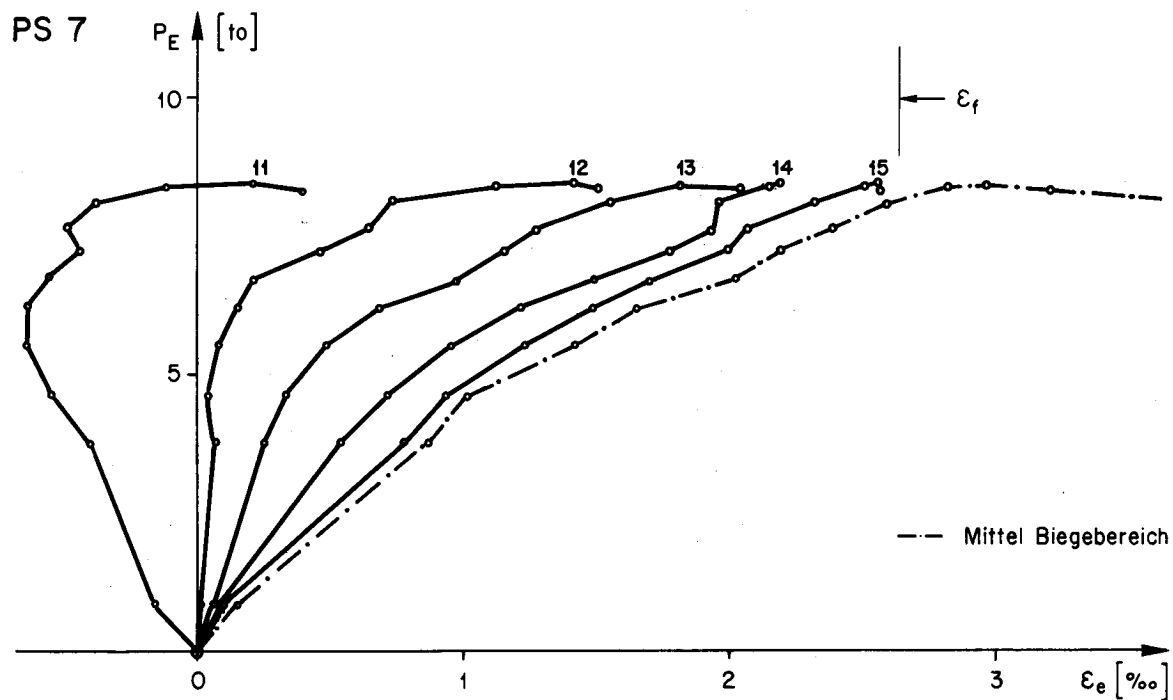
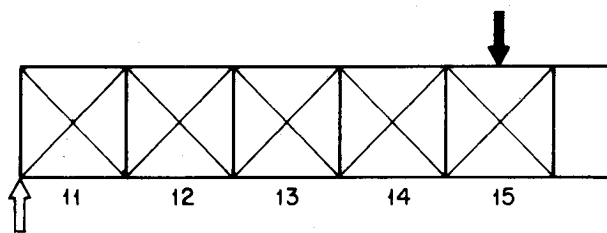


Bild 35: Stahldehnungen PS 7 und PS 11

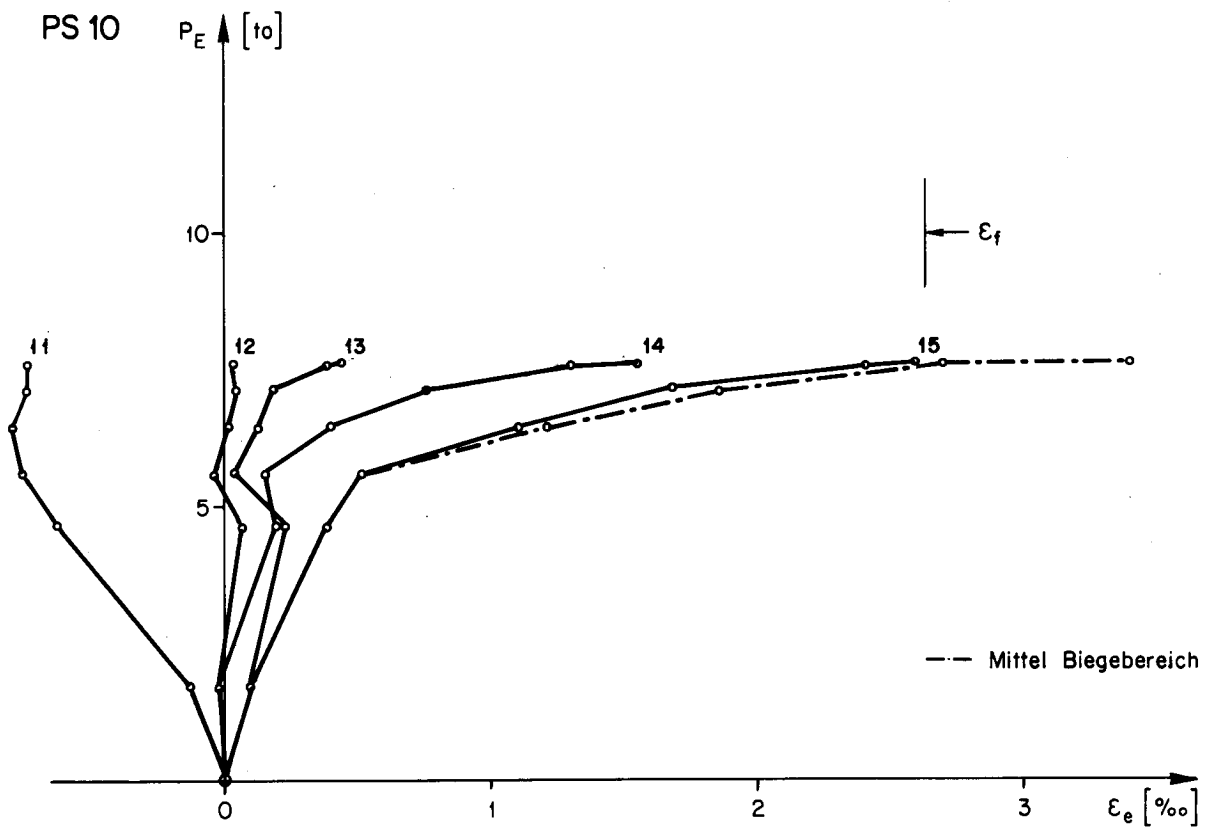
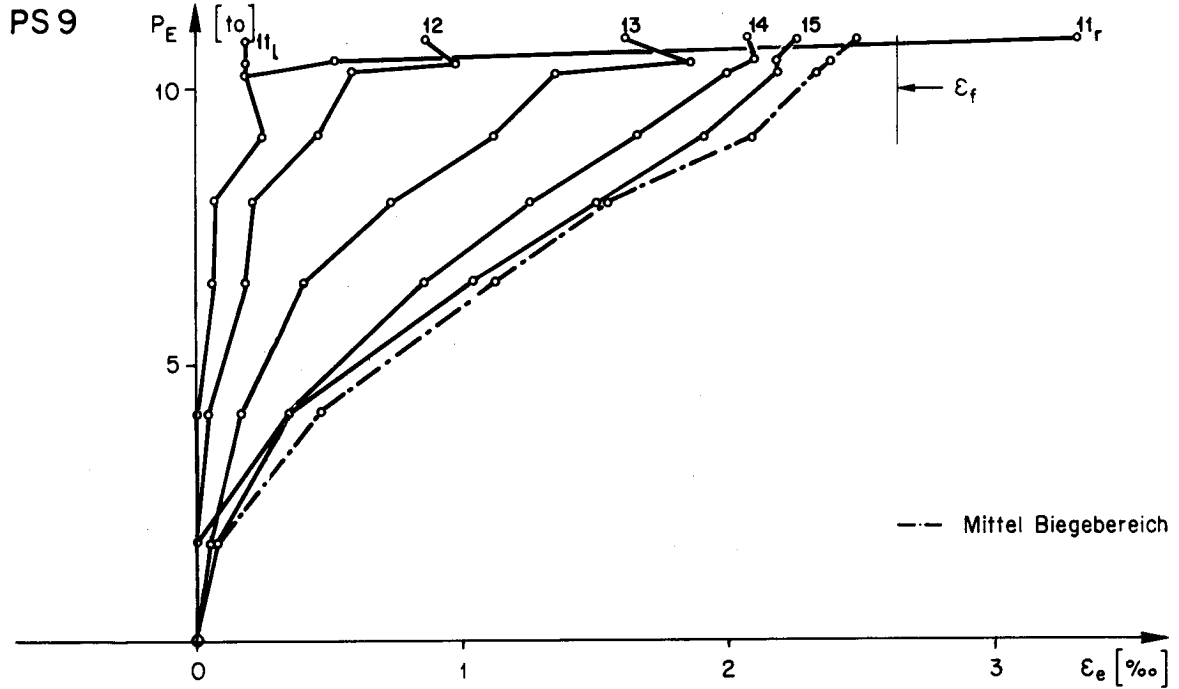
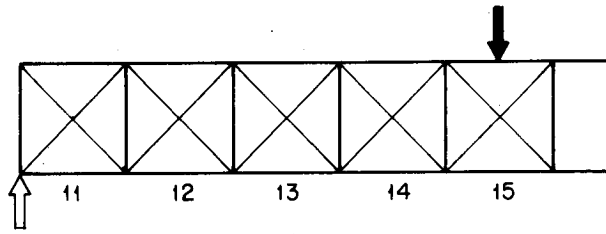


Bild 36: Stahldehnungen PS 9 und PS 10

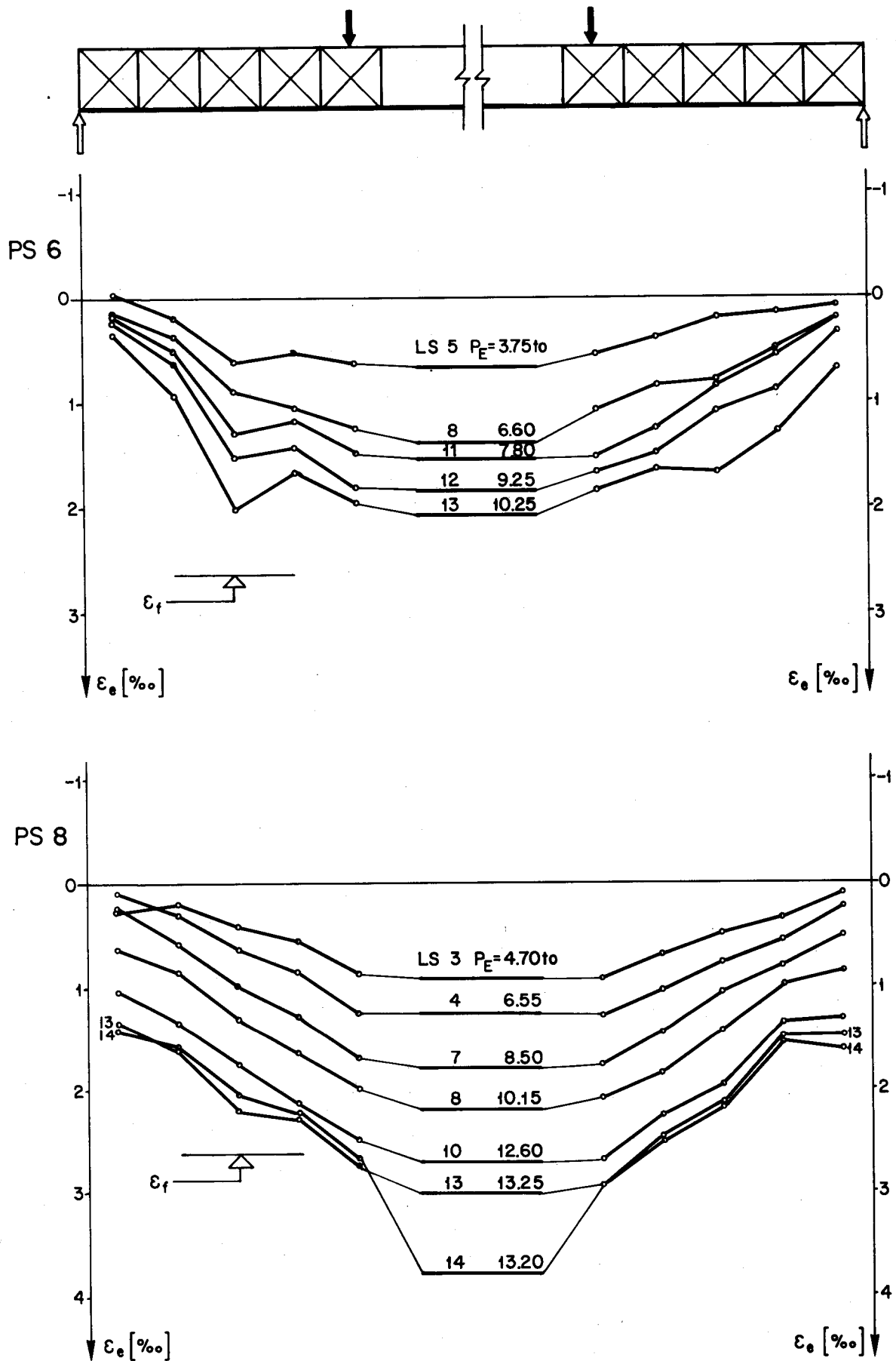


Bild 37 : Verlauf der Stahldehnungen PS 6 und PS 8

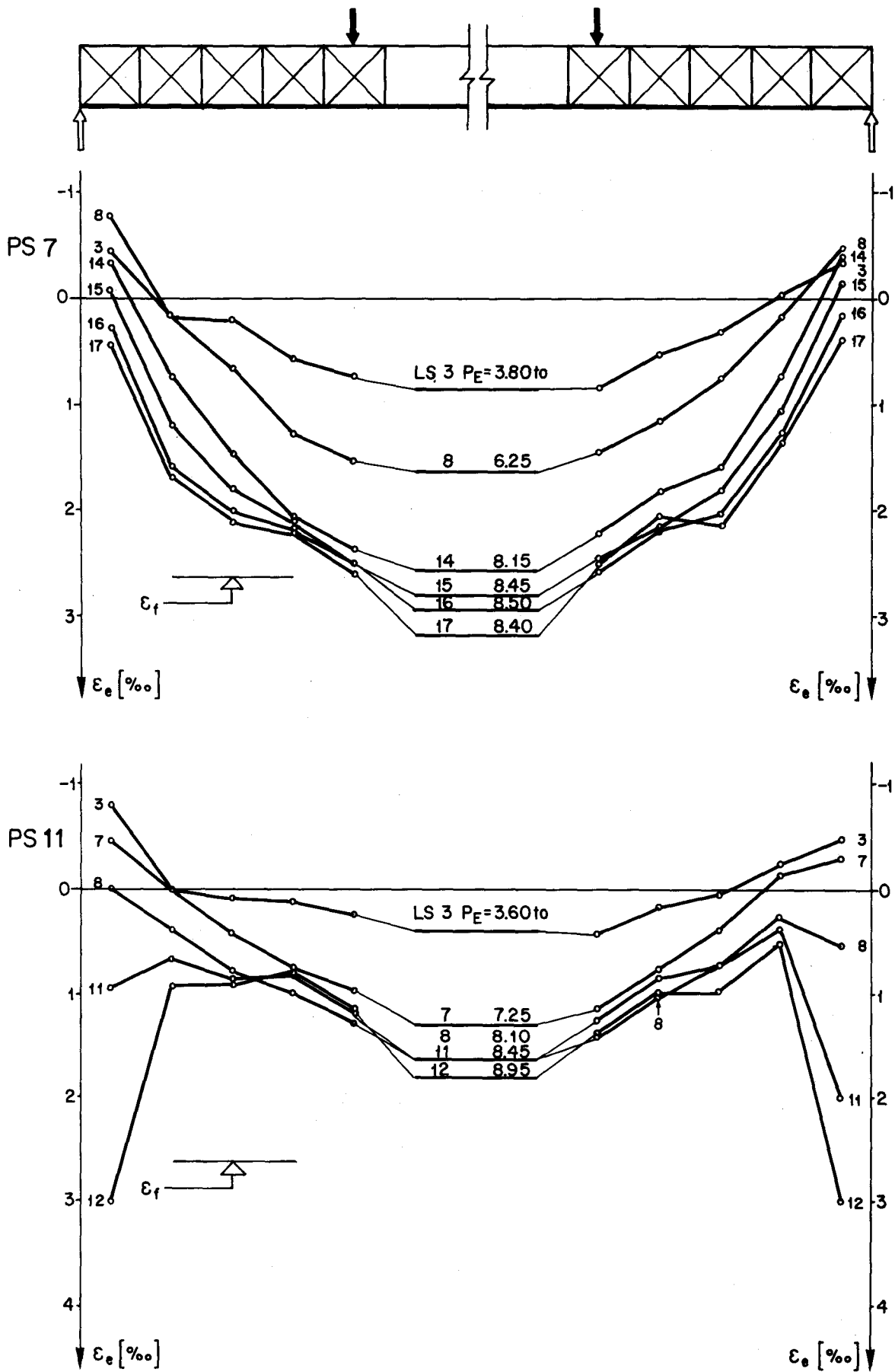


Bild 38 : Verlauf der Stahldehnungen PS 7 und PS 11

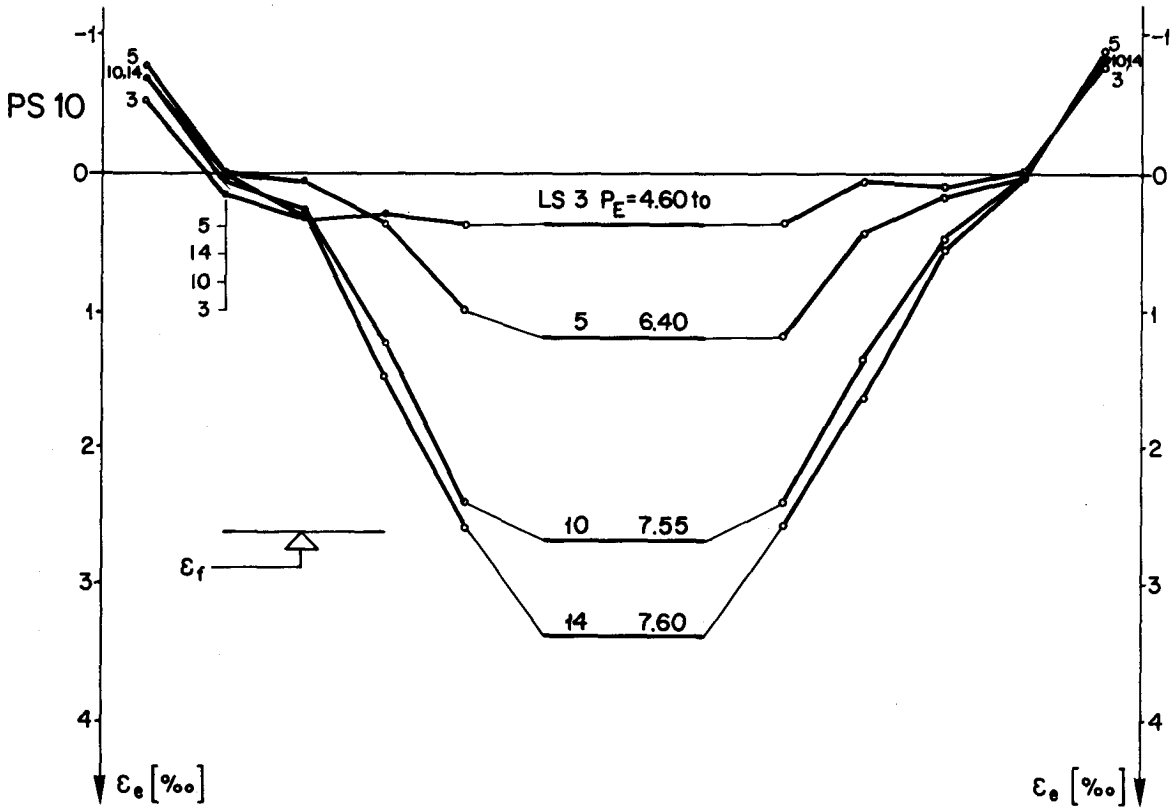
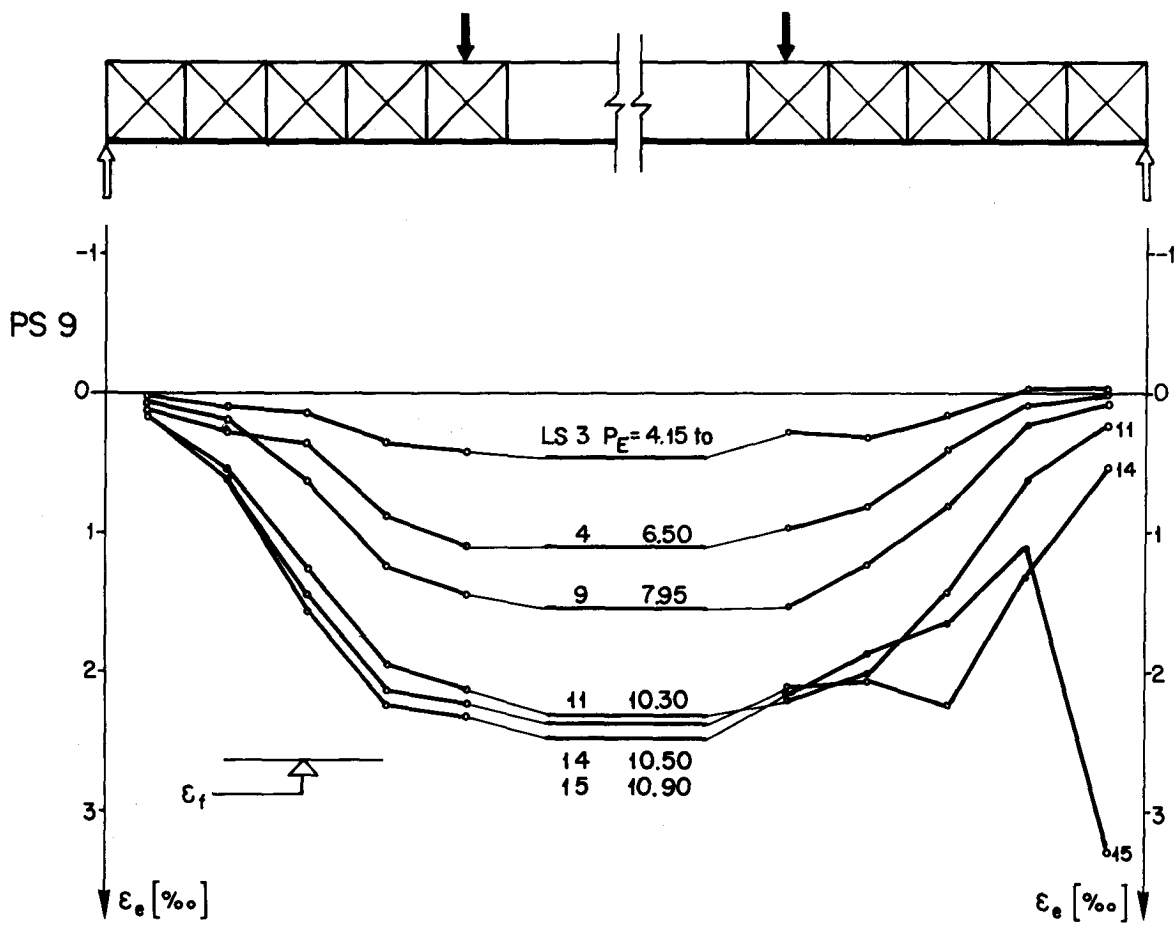


Bild 39 : Verlauf der Stahldehnungen PS 9 und PS 10

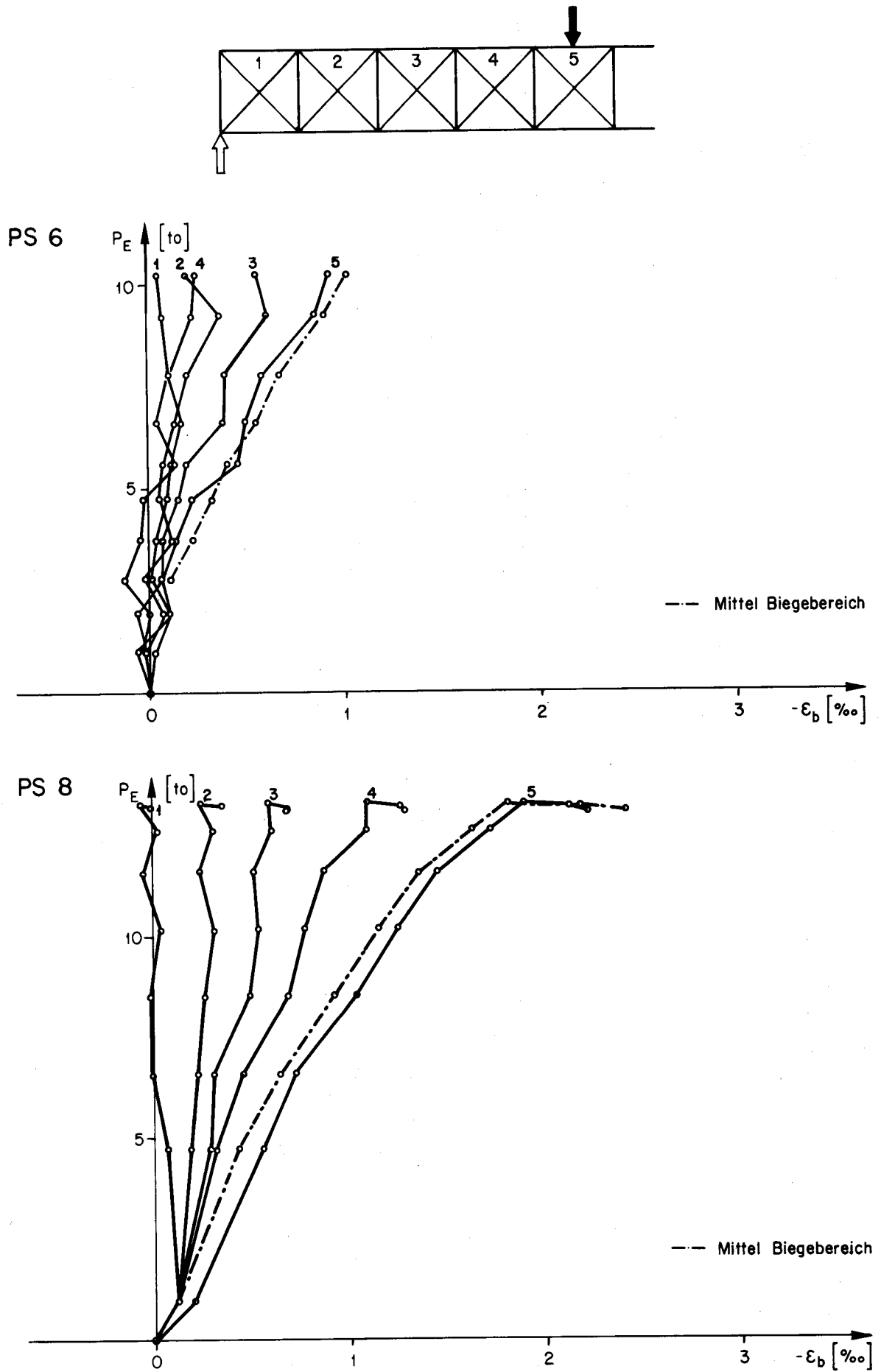


Bild 40: Betonstanchungen PS 6 und PS 8

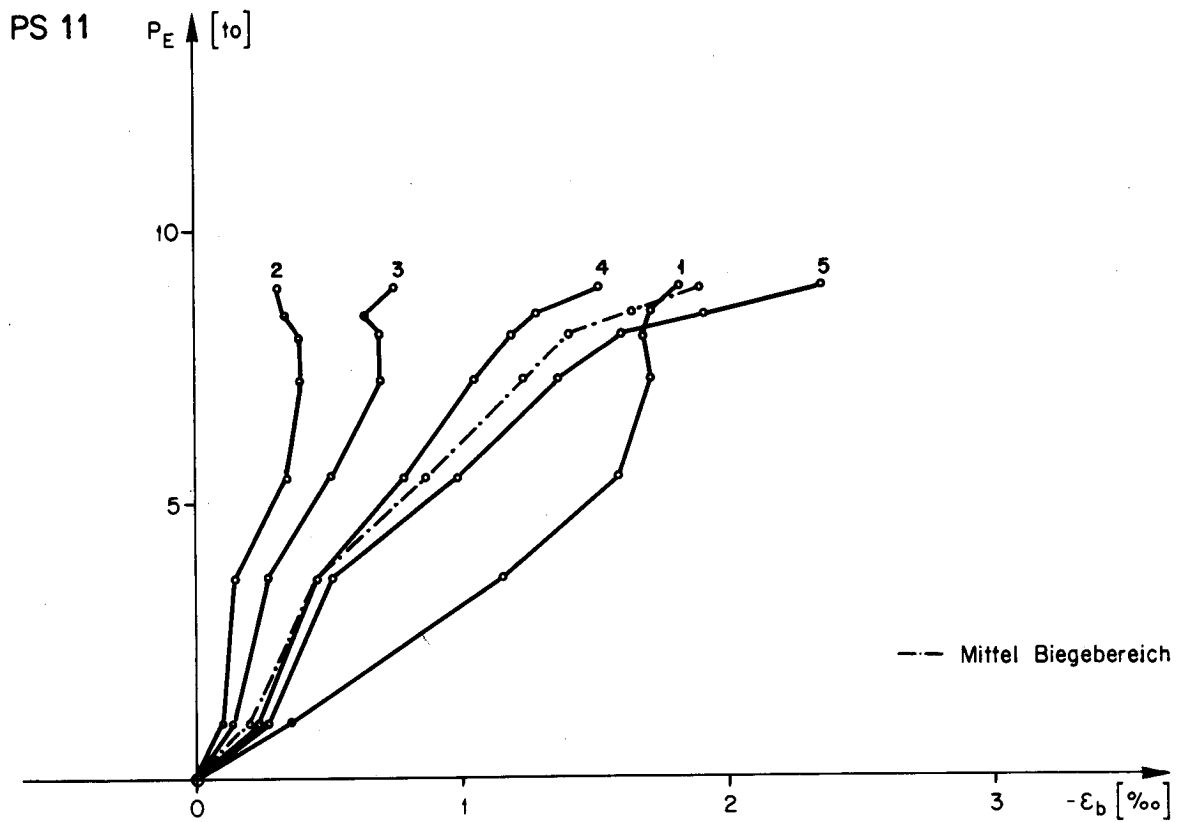
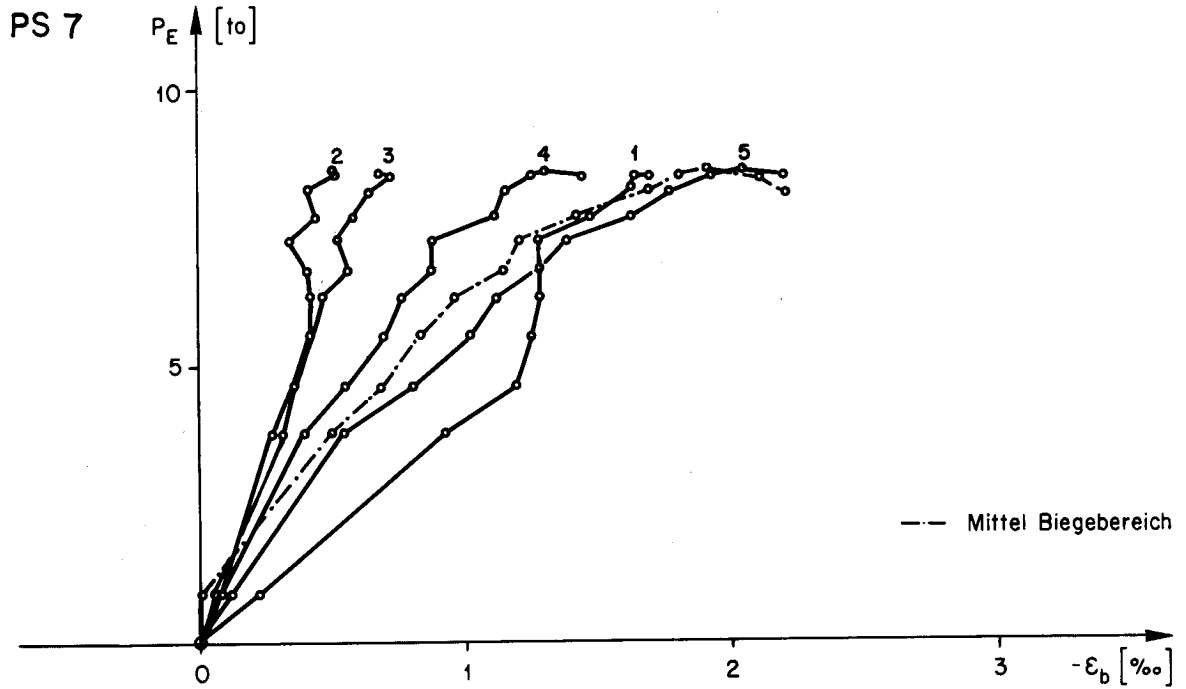
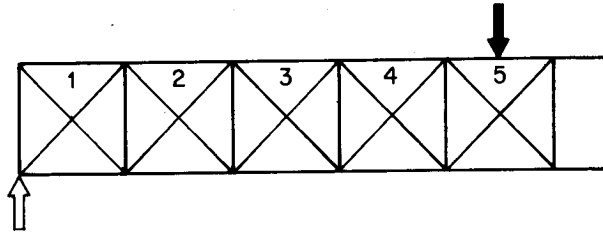


Bild 41 : Betonstauchungen PS 7 und PS 11

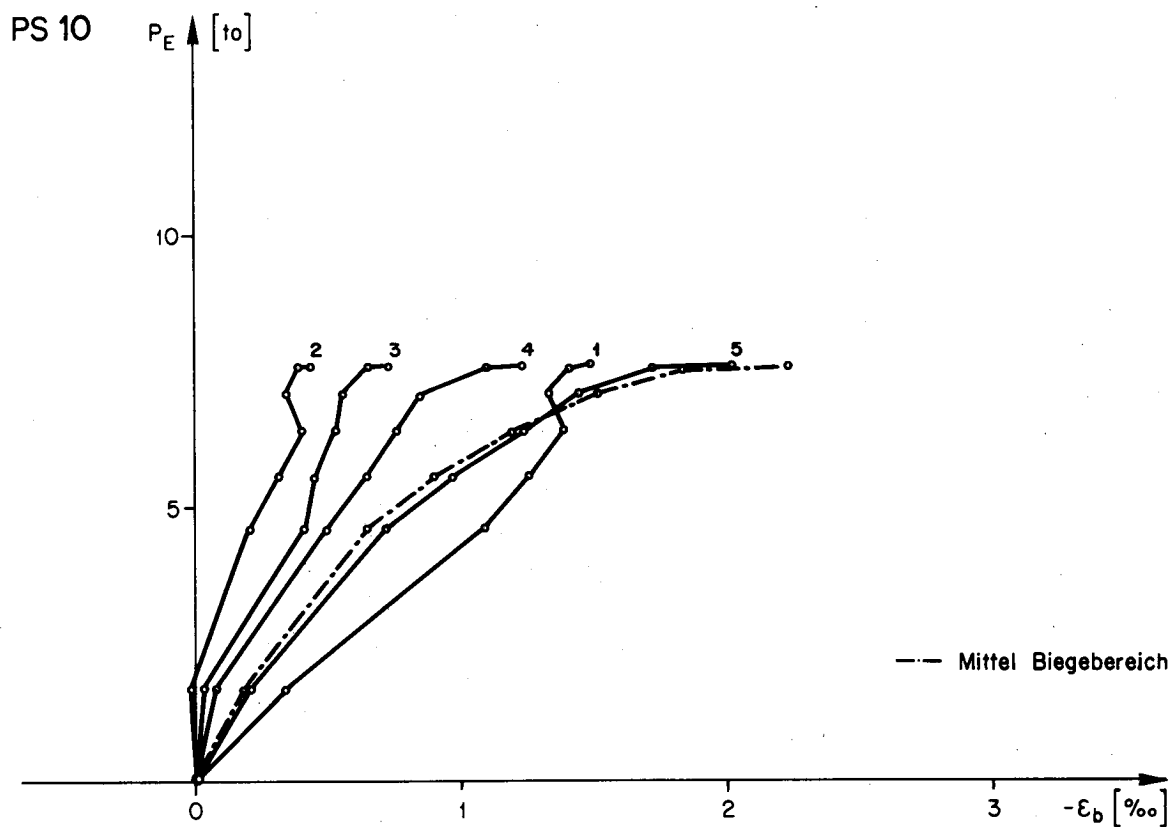
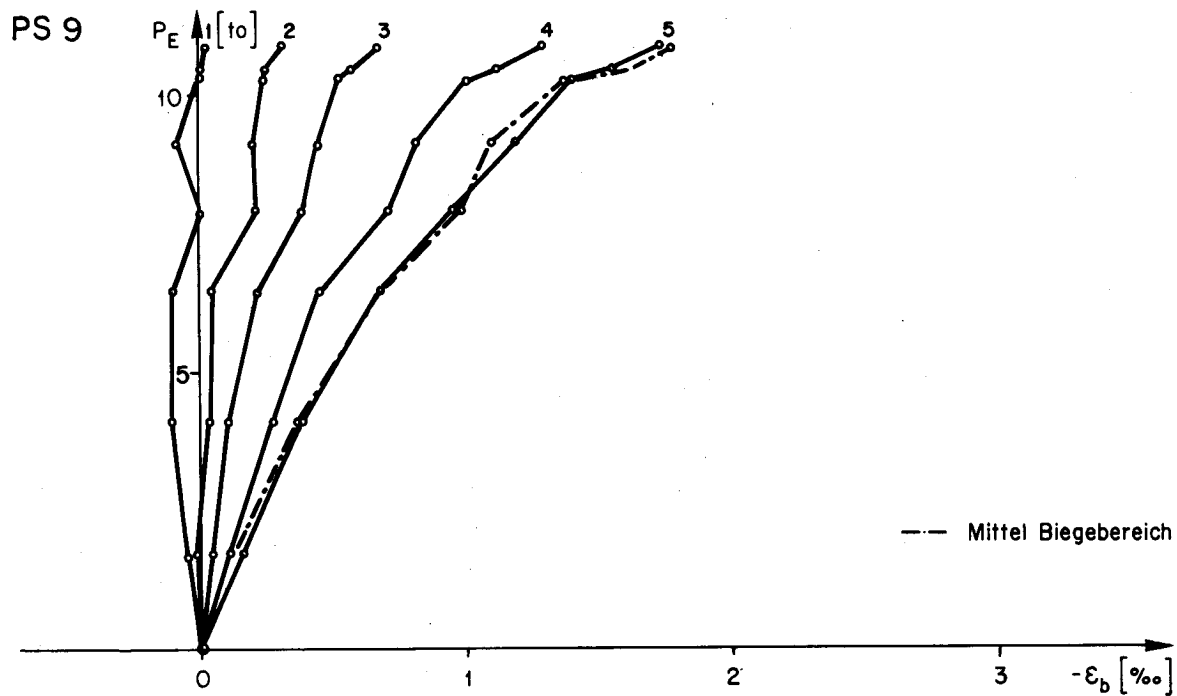
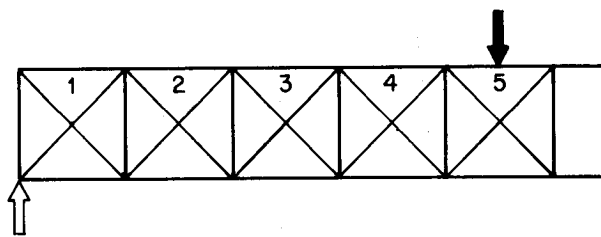


Bild 42: Betonstauchungen PS 9 und PS 10

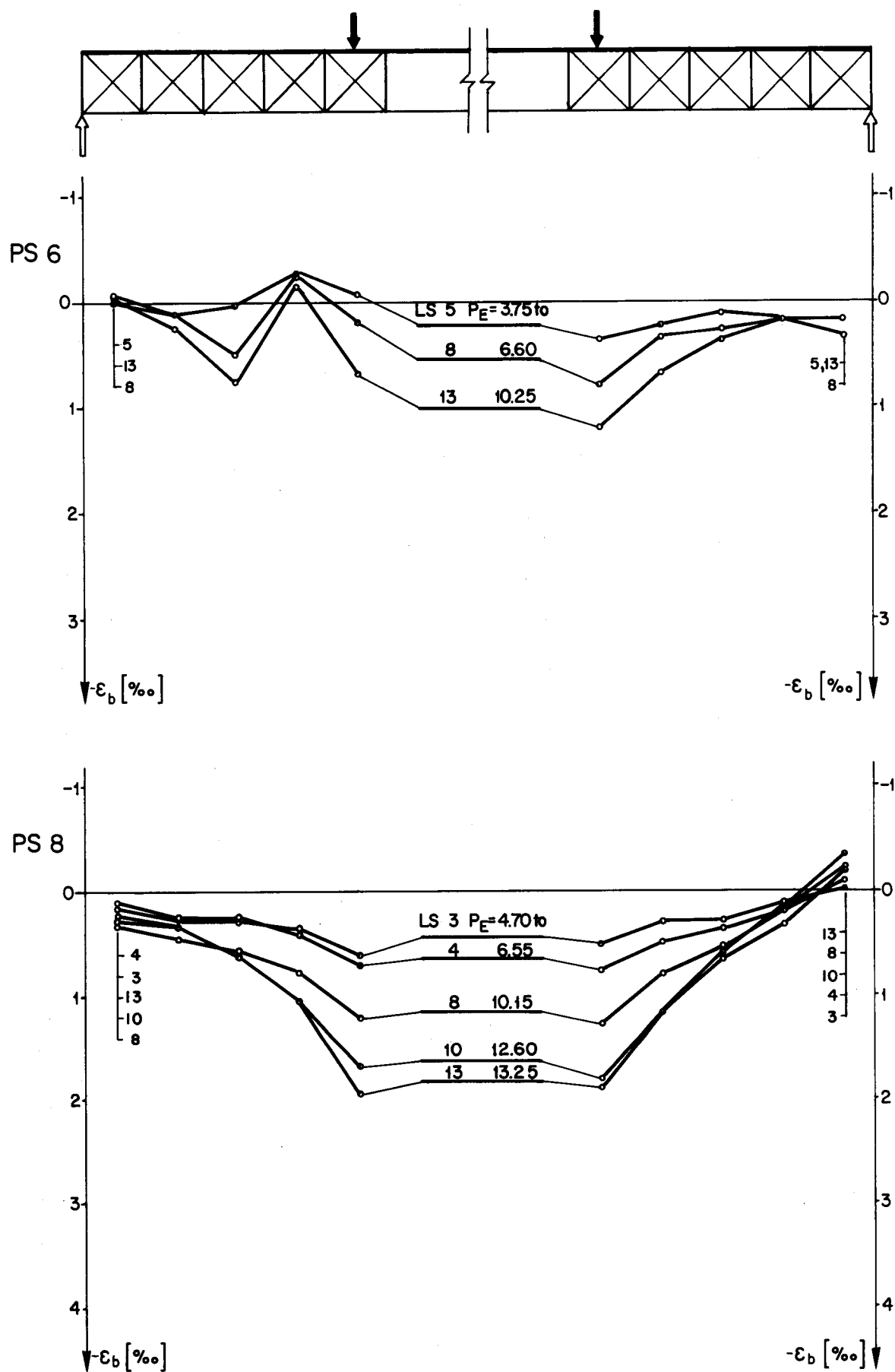


Bild 43 : Verlauf der Betonstauchungen PS 6 und PS 8

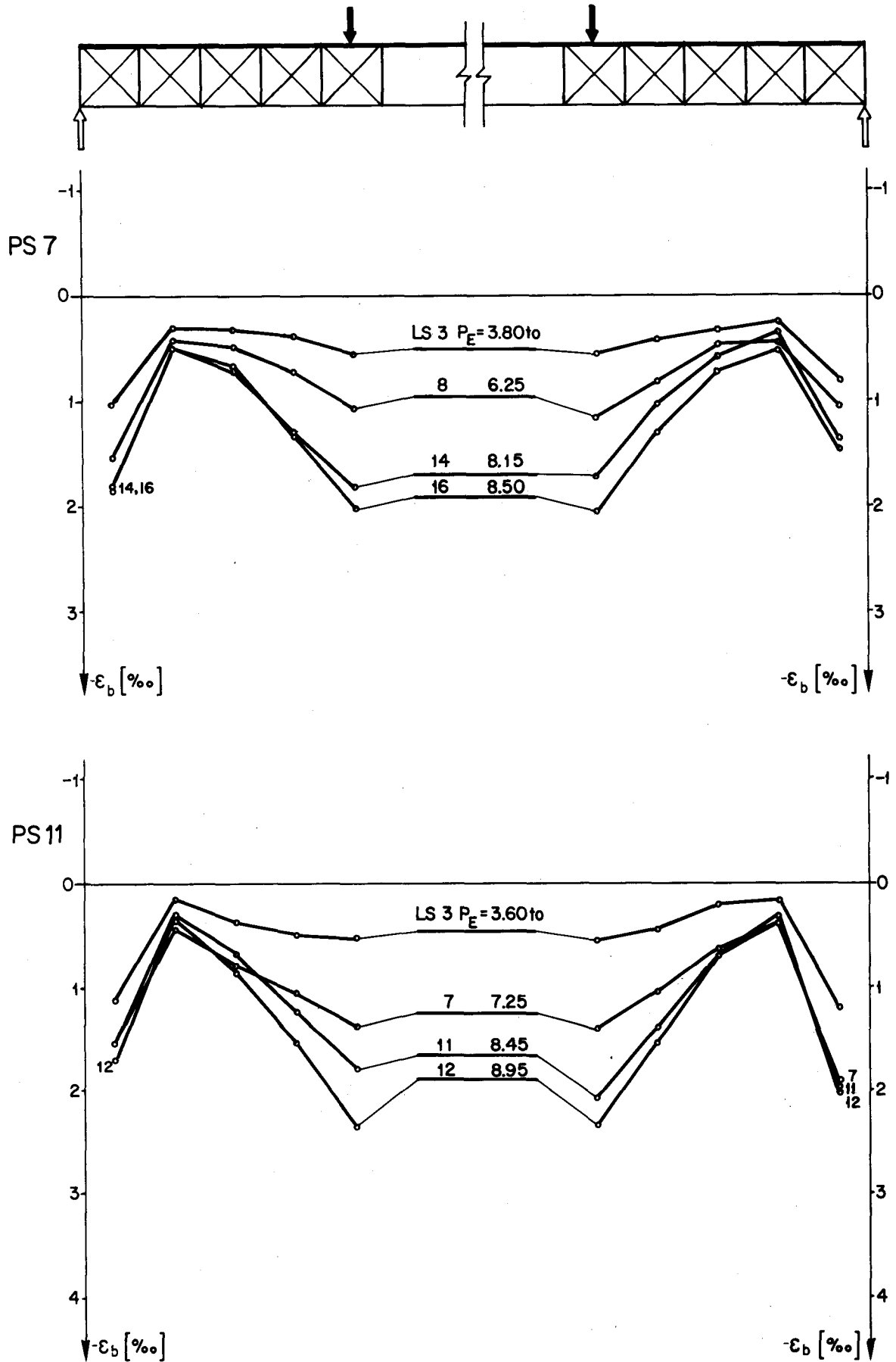


Bild 44 : Verlauf der Betonstauchungen PS 7 und PS 11

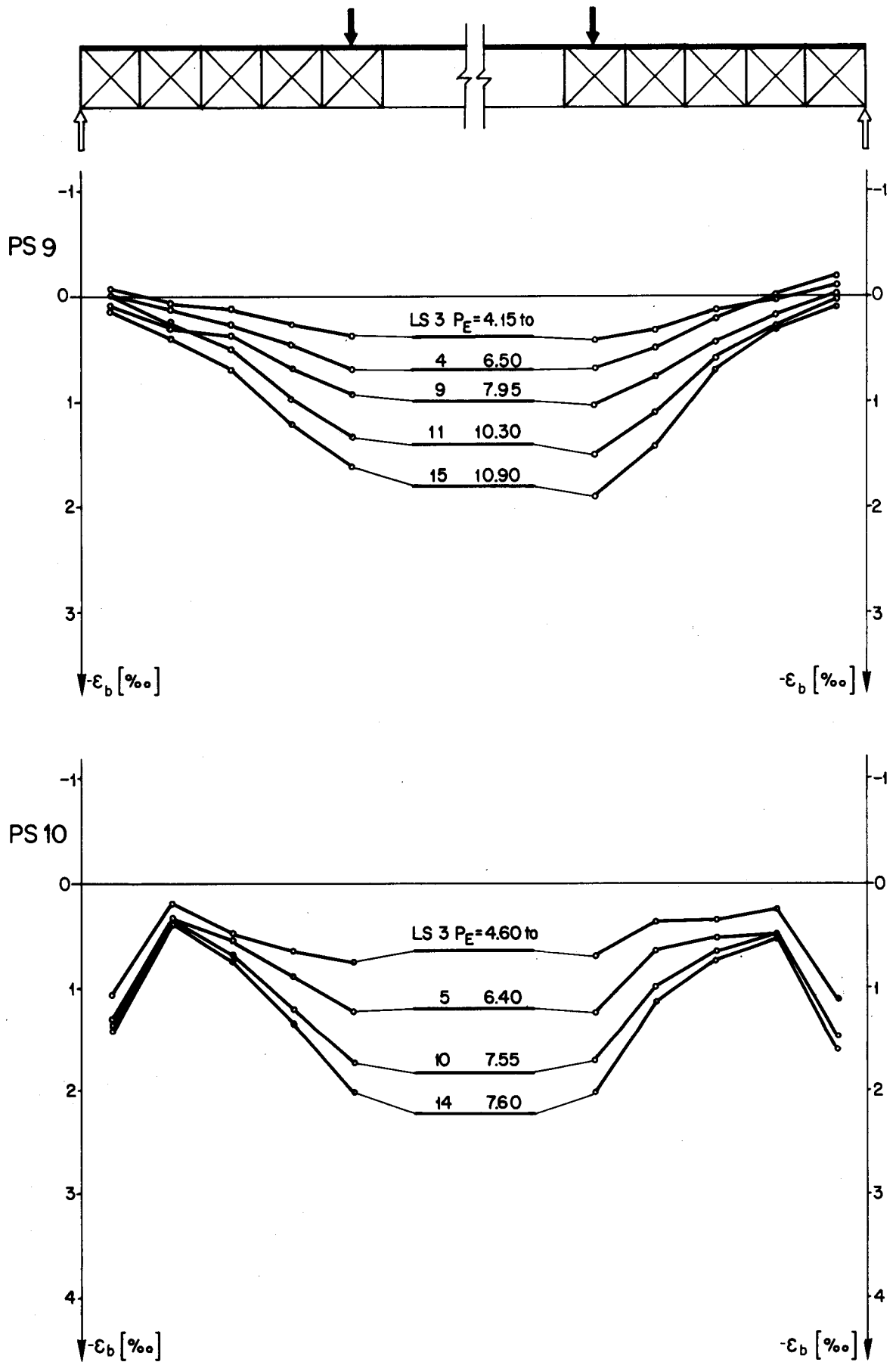


Bild 45 : Verlauf der Betonstauchungen PS 9 und PS 10

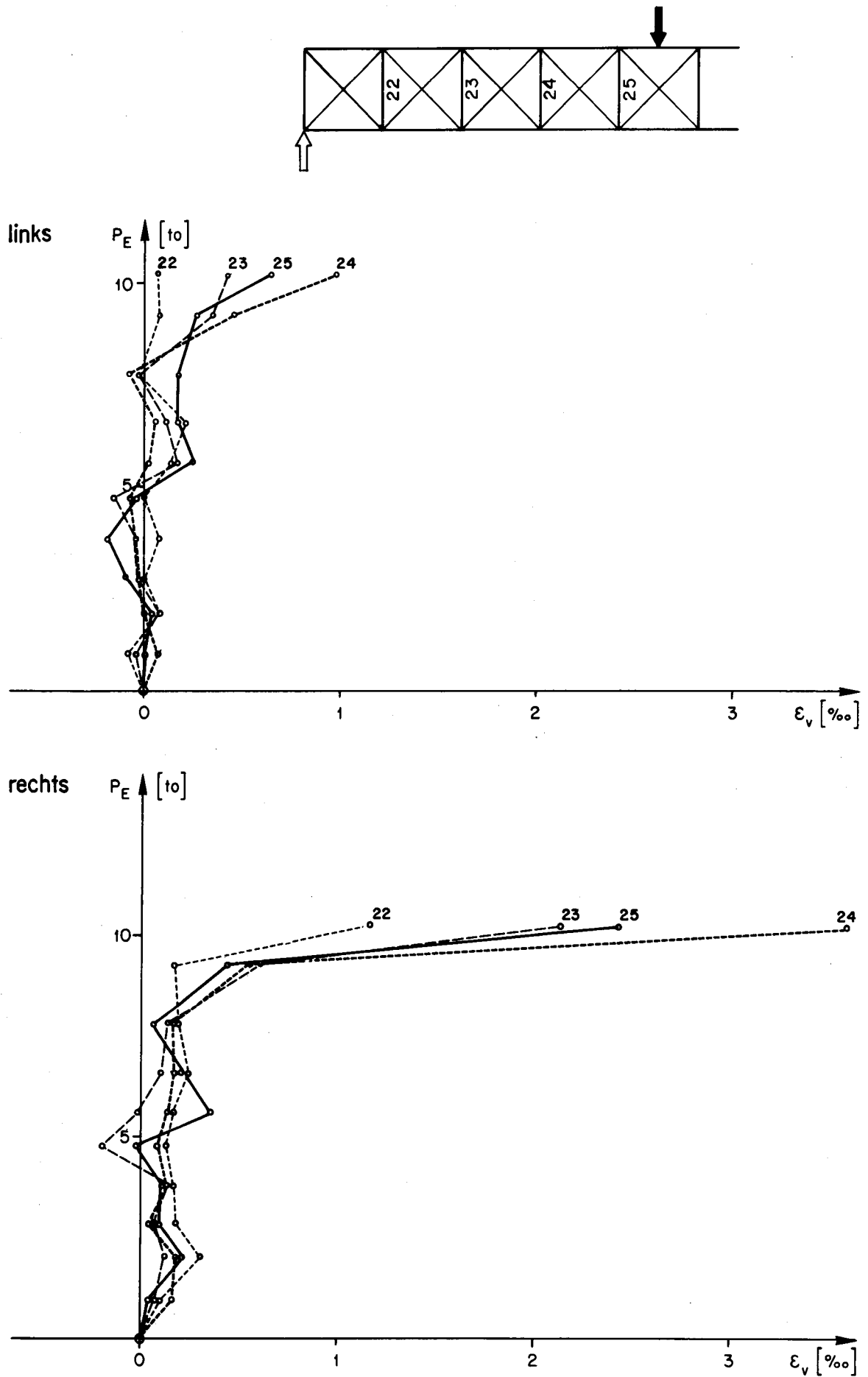


Bild 46 : Vertikaldehnungen PS 6 .

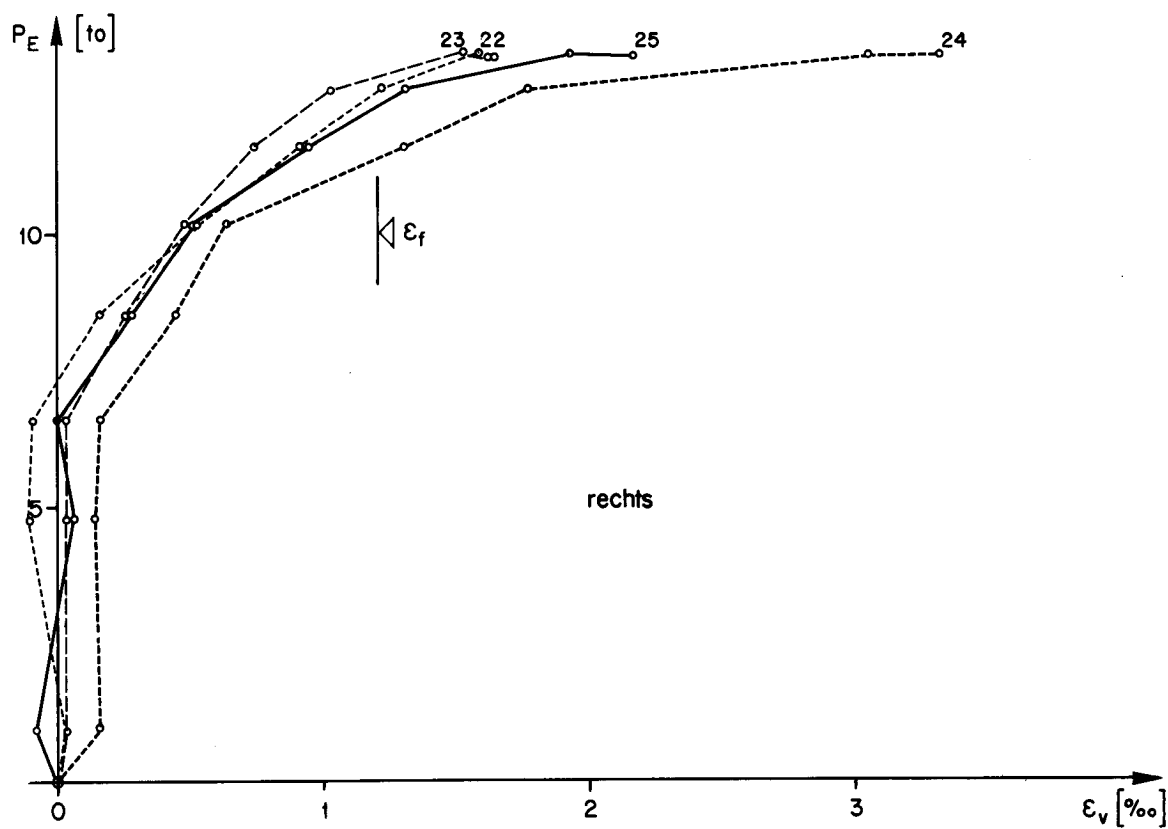
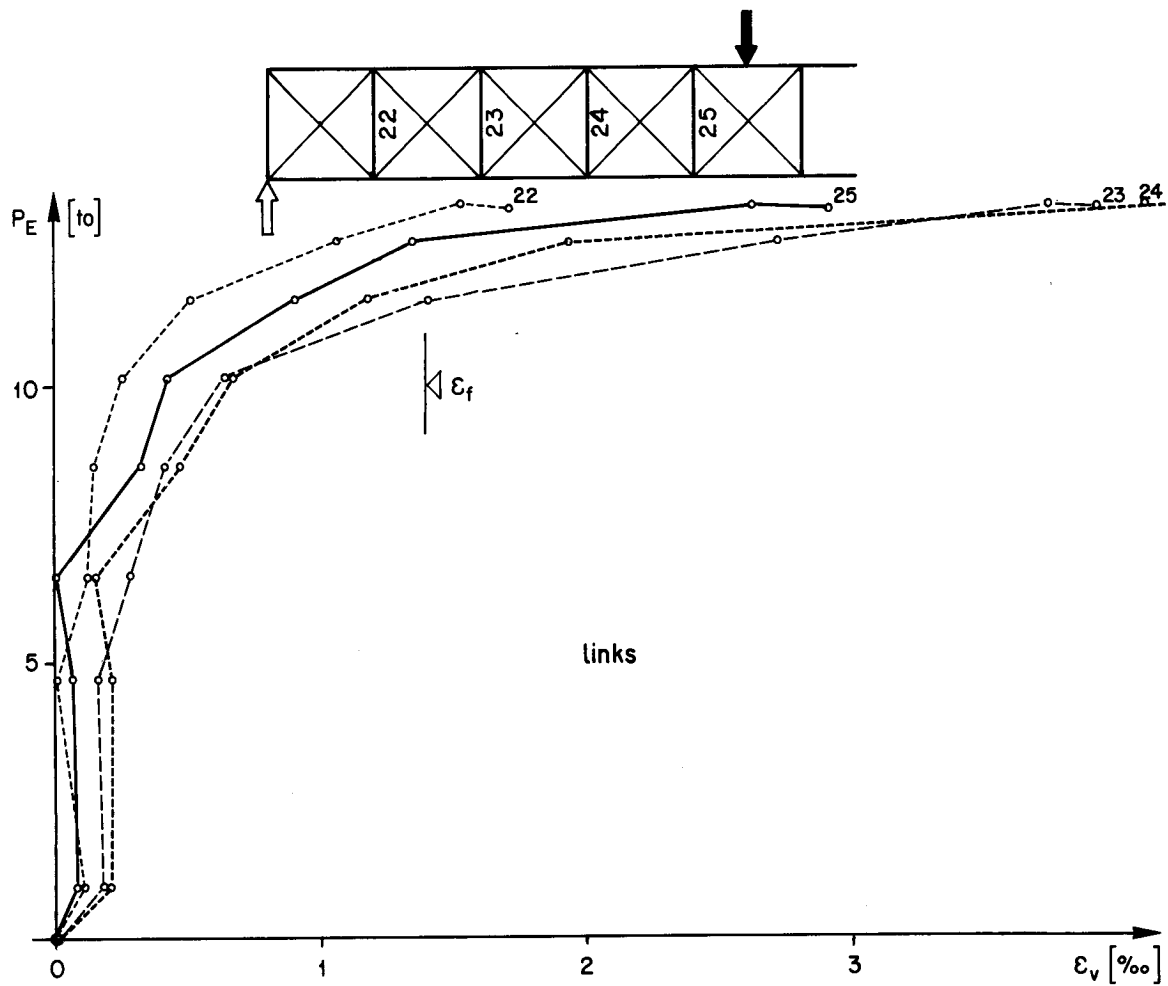


Bild 47: Vertikaldehnungen PS 8

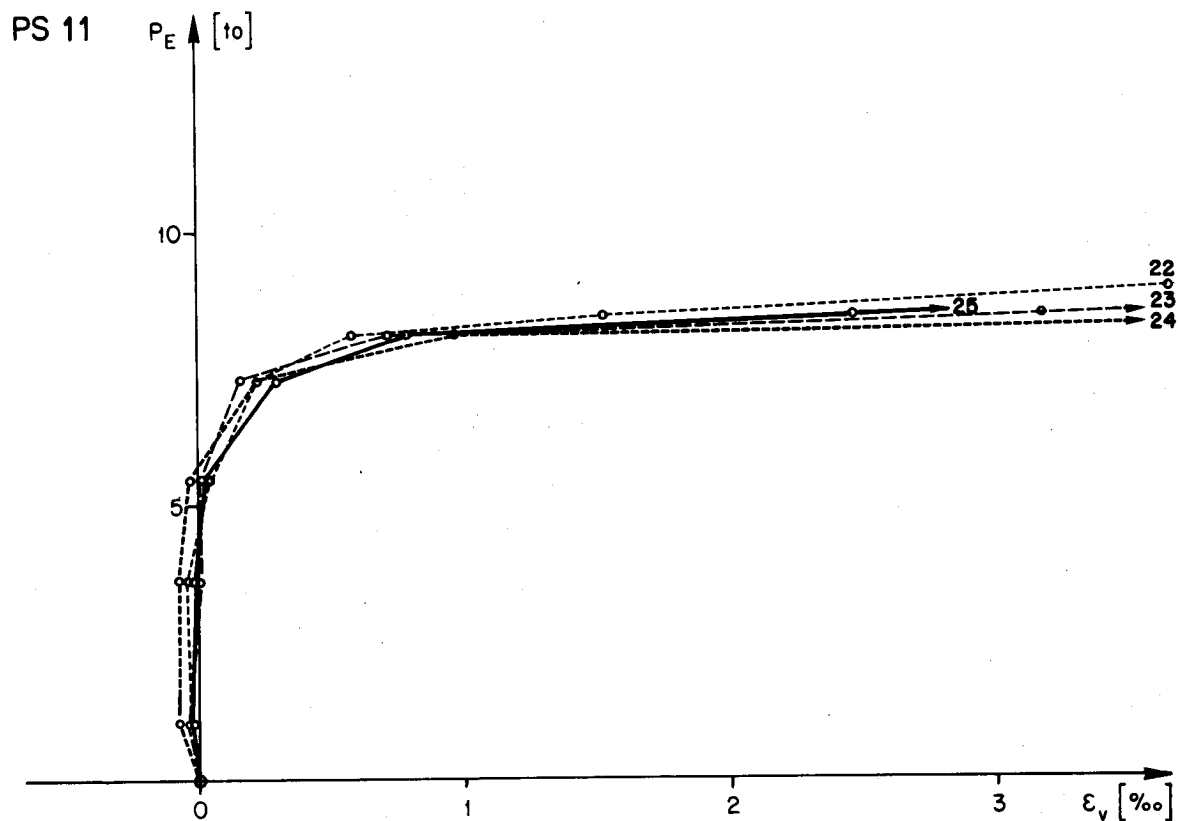
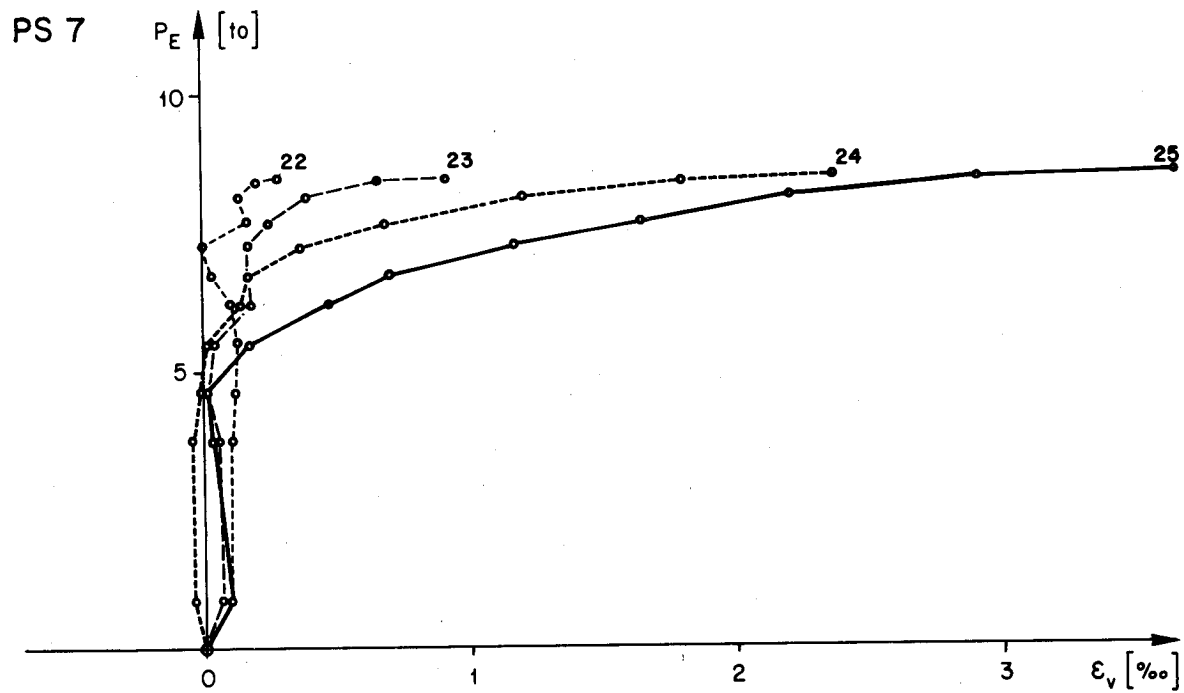
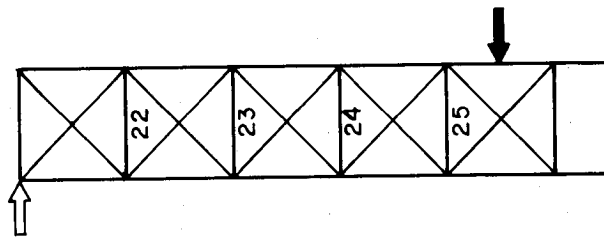


Bild 48: Vertikaldehnungen PS 7 und PS 11

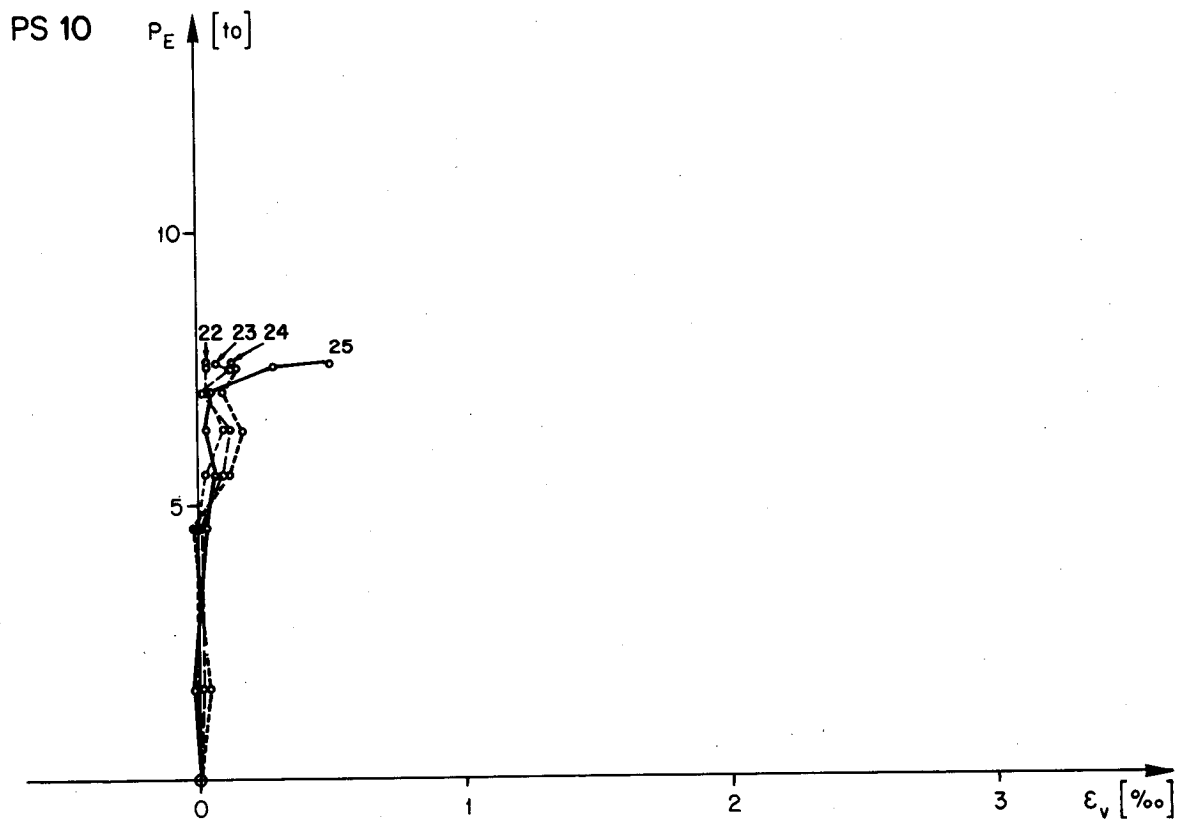
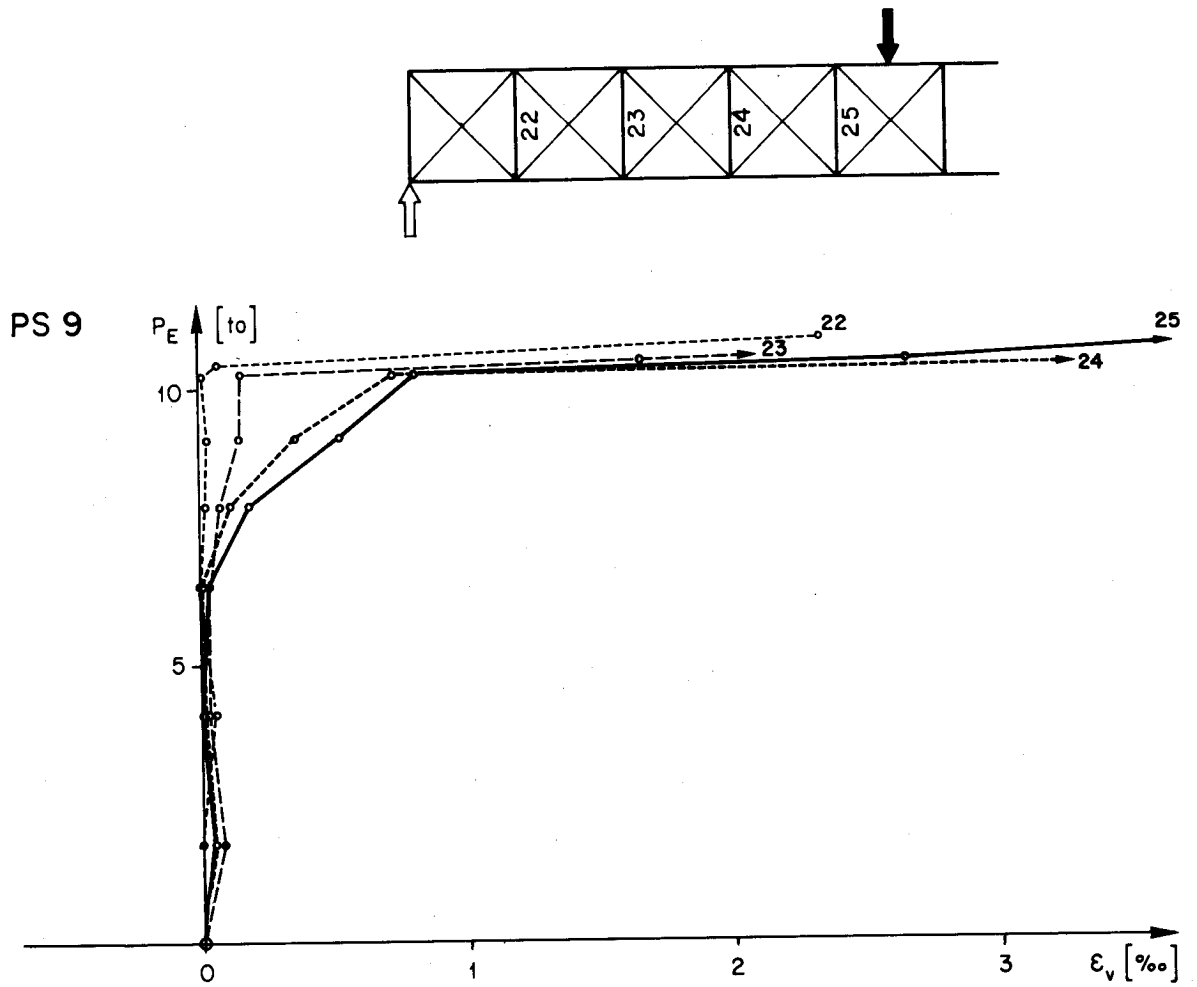


Bild 49: Vertikaldehnungen PS 9 und PS 10

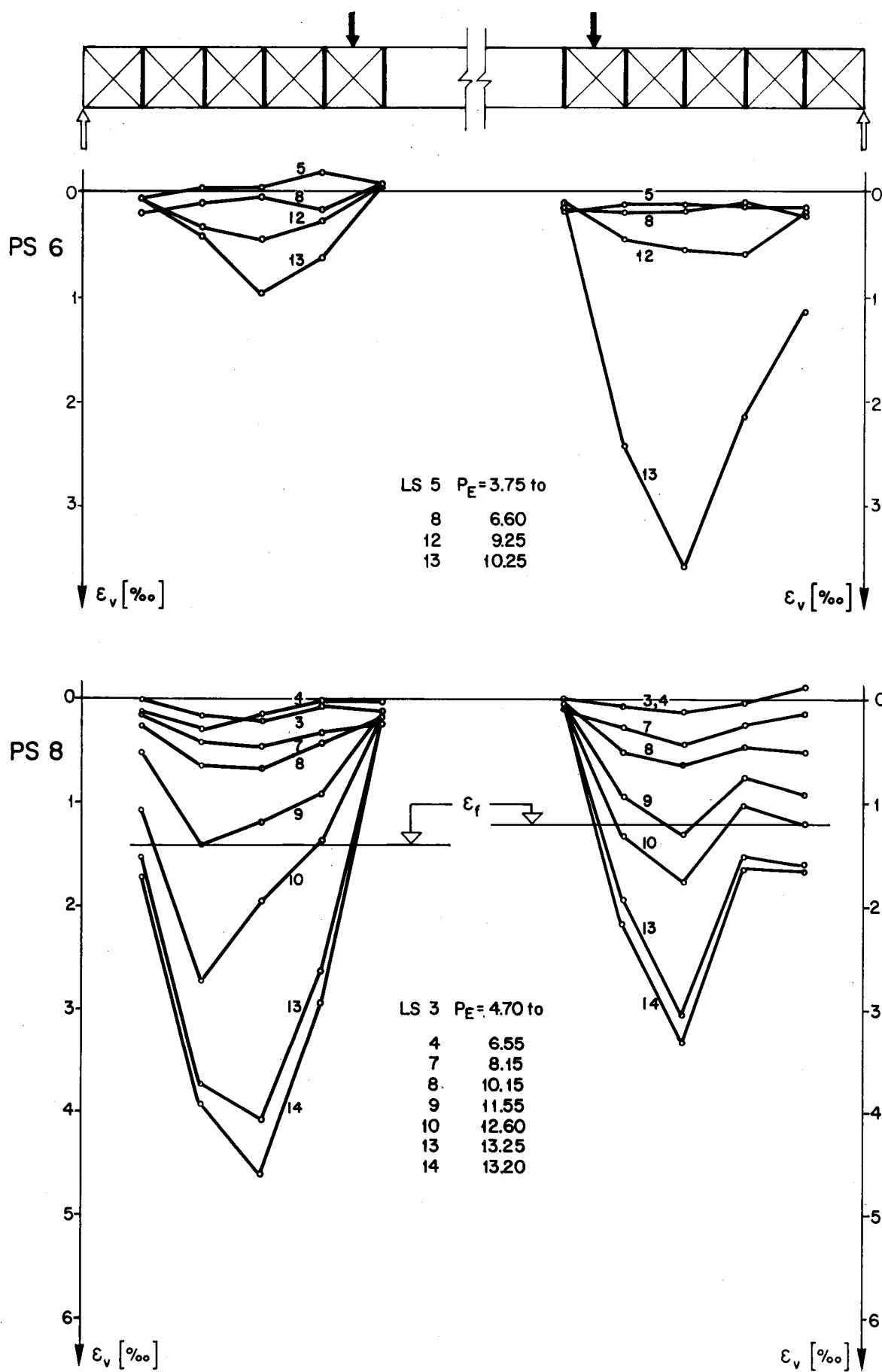


Bild 50 : Verlauf der Vertikaldehnungen PS 6 und PS 8

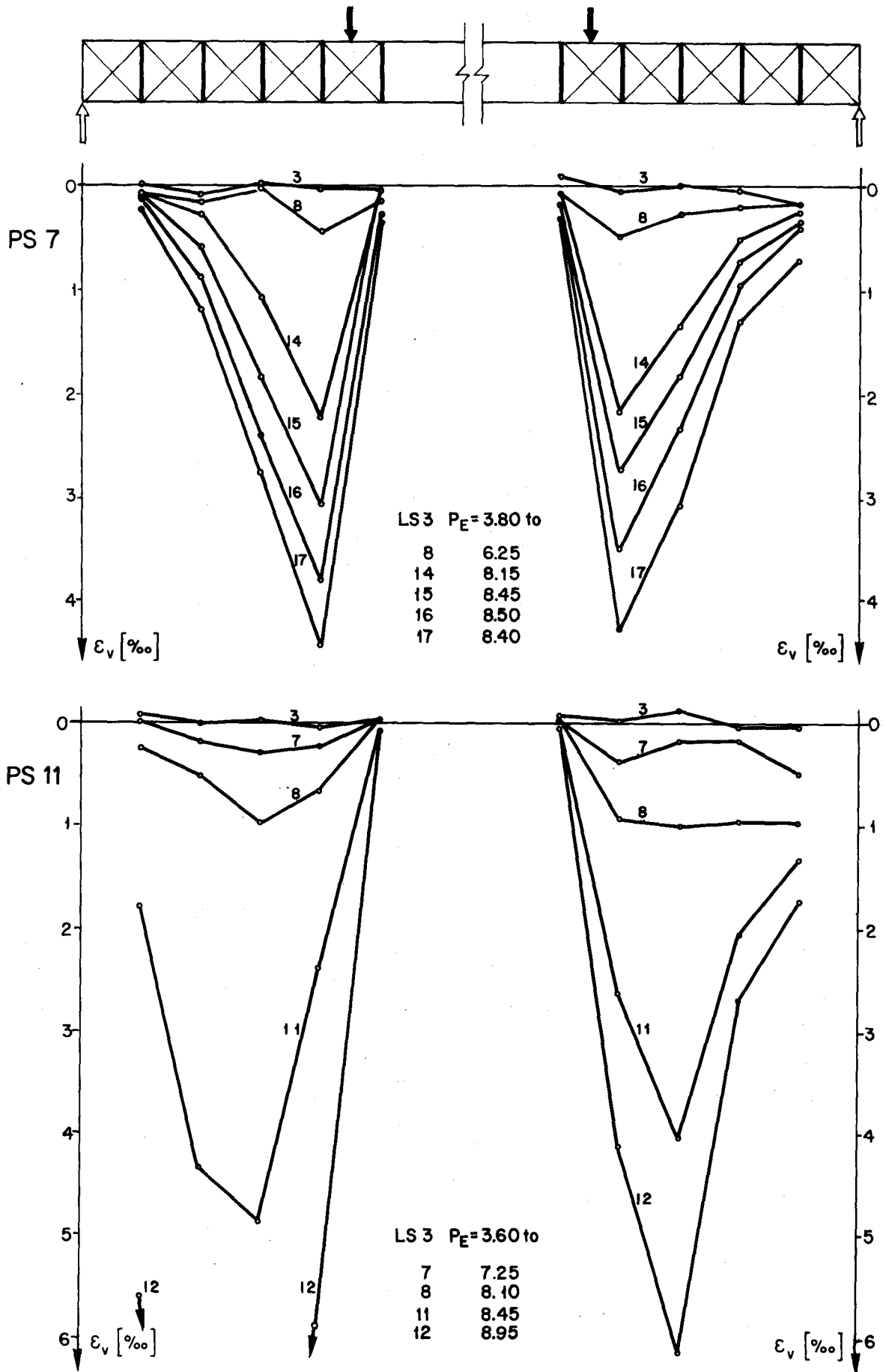


Bild 51 : Verlauf der Vertikaldehnungen PS 7 und PS 11

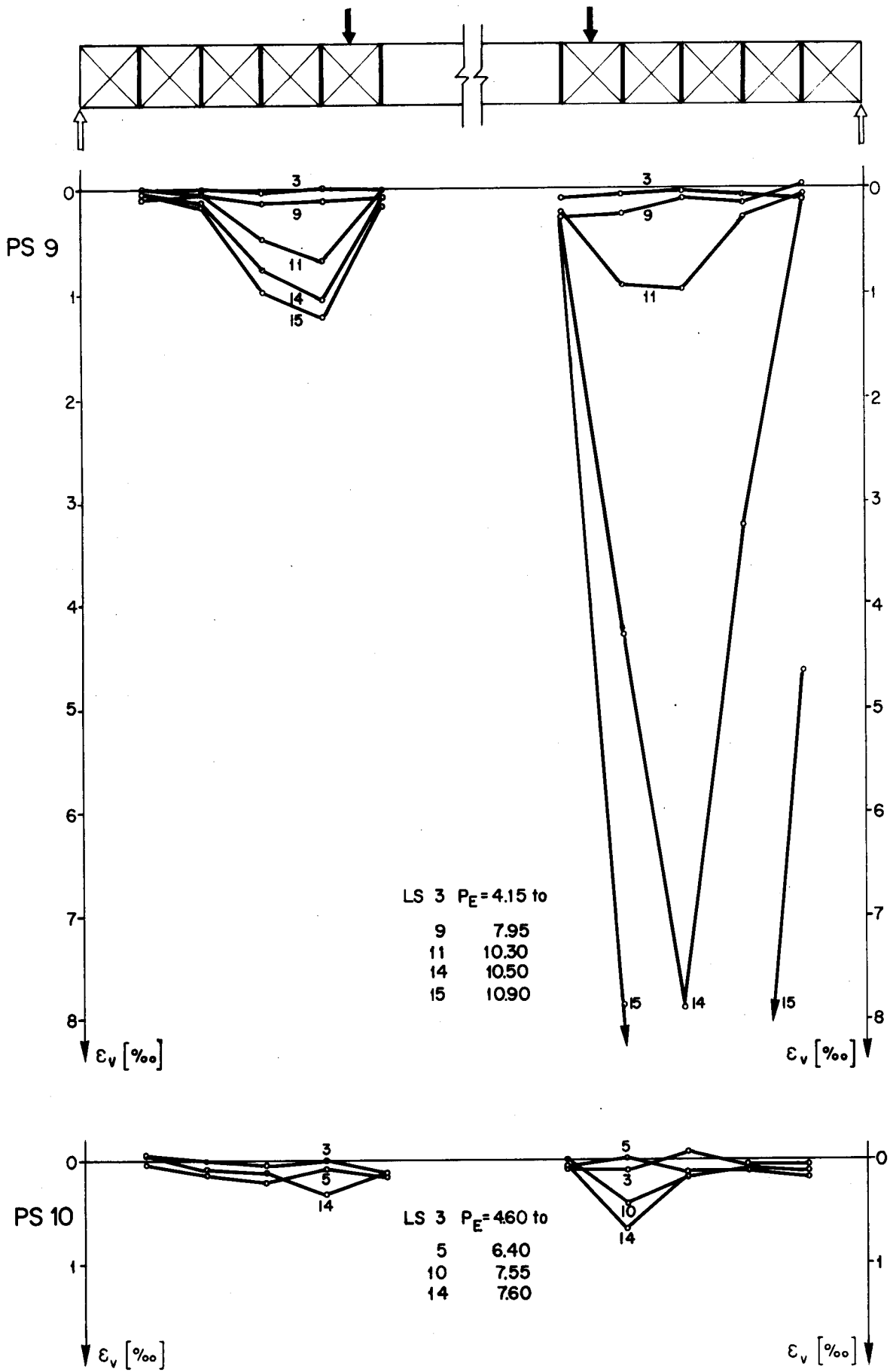


Bild 52 : Verlauf der Vertikaldehnungen PS 9 und PS 10

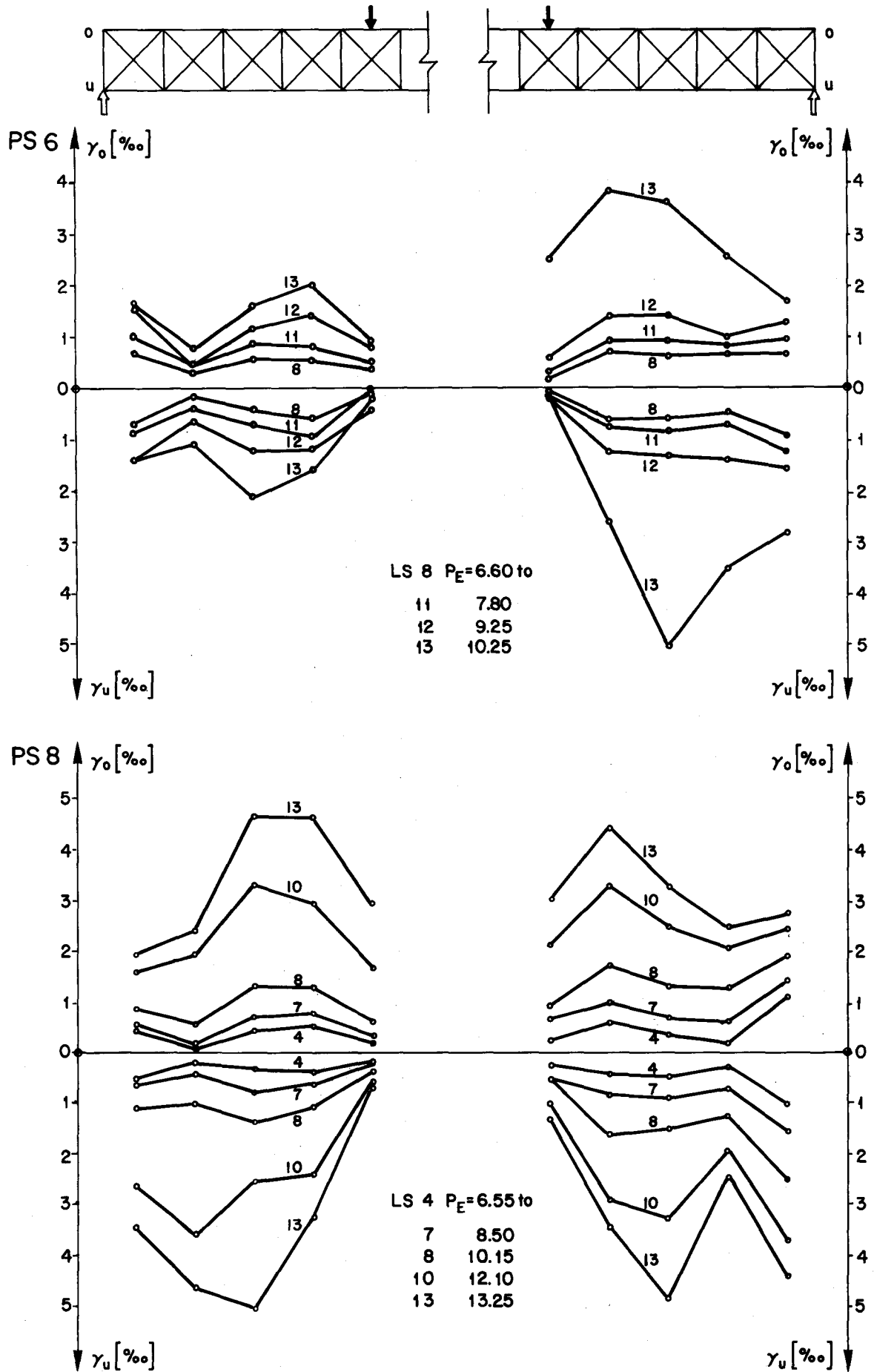


Bild 53: Verlauf der Schiebungen PS 6 und PS 8

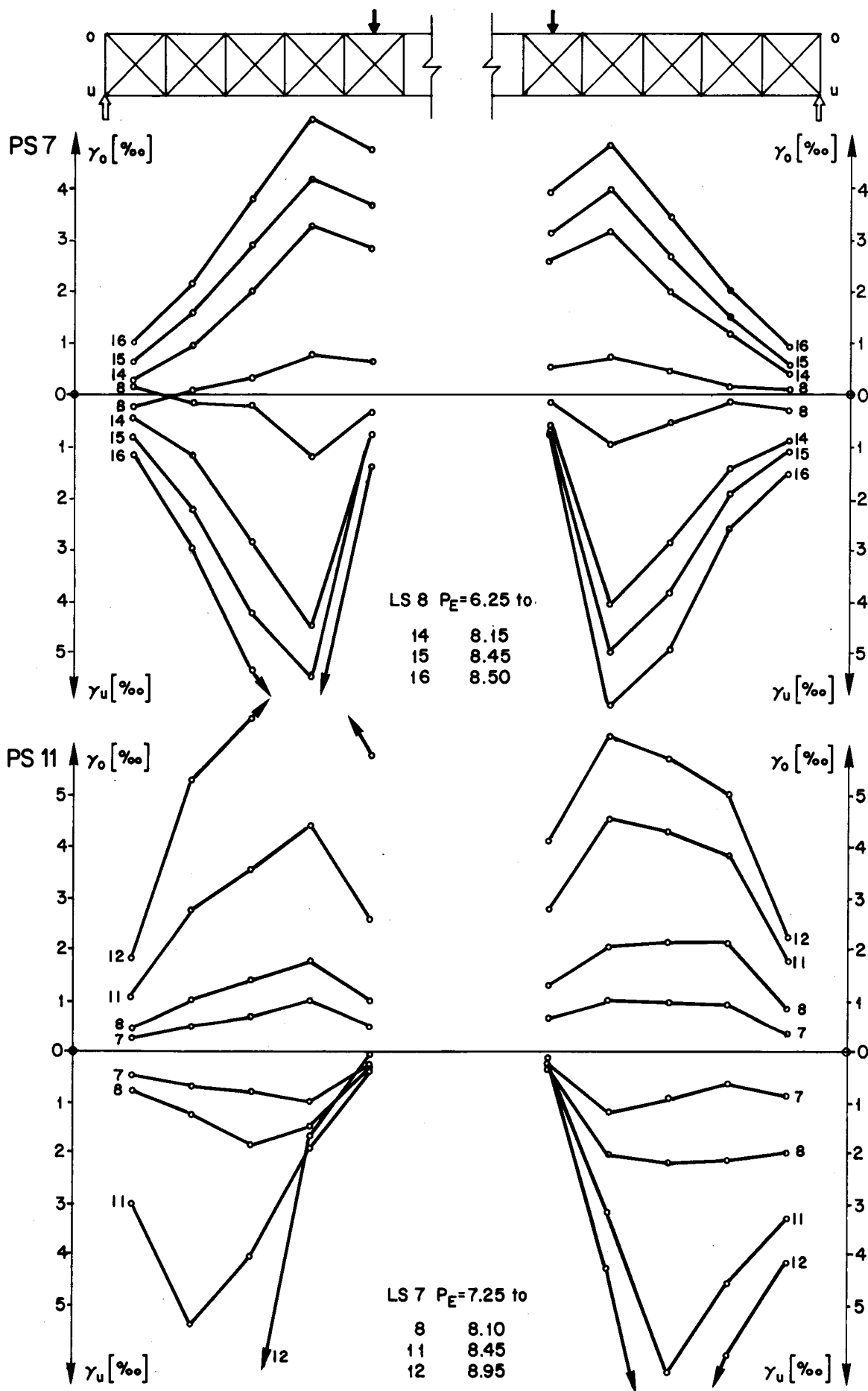


Bild 54 : Verlauf der Schiebungen PS 7 und PS 11

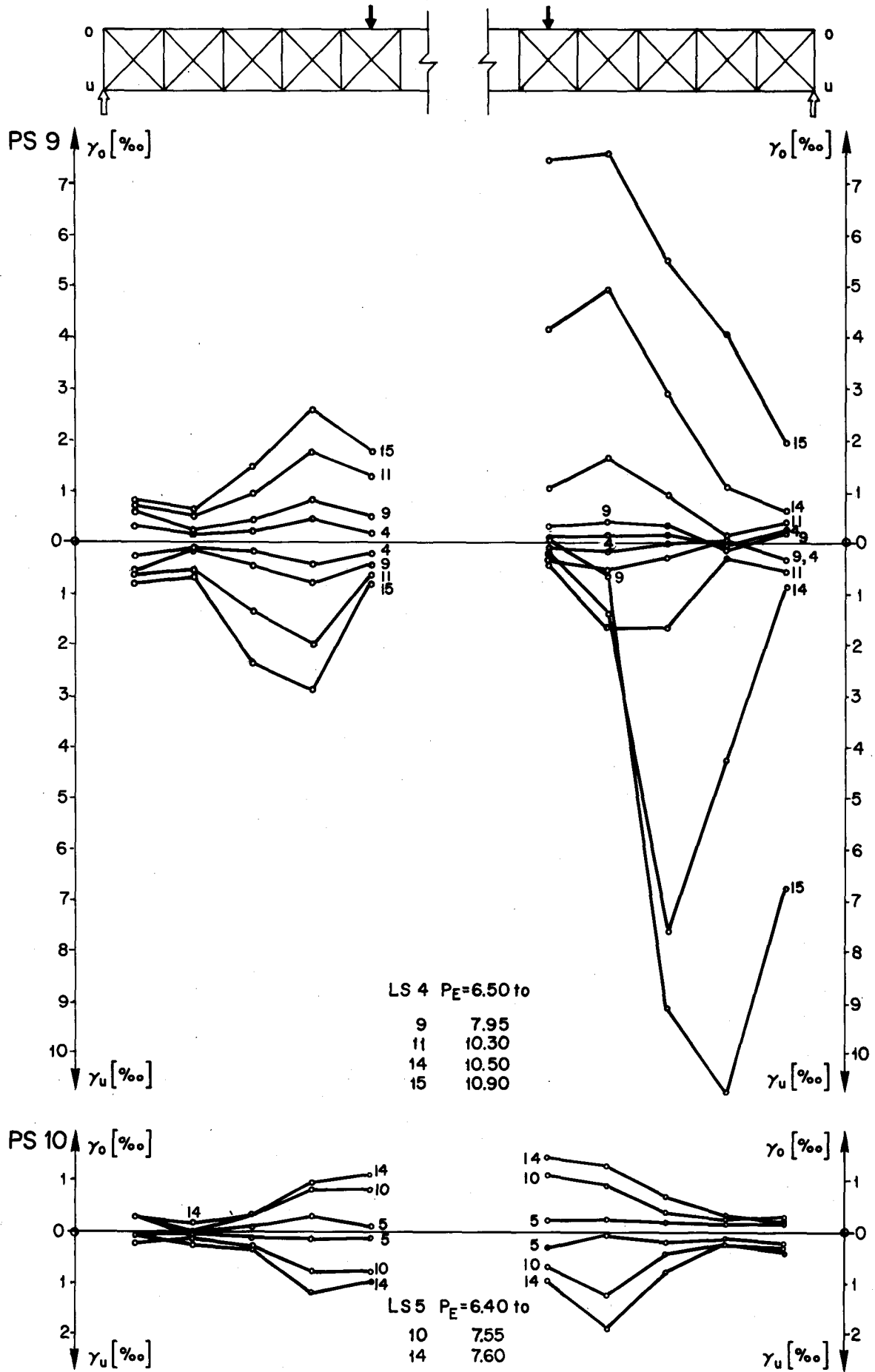


Bild 55 : Verlauf der Schiebungen PS 9 und PS 10

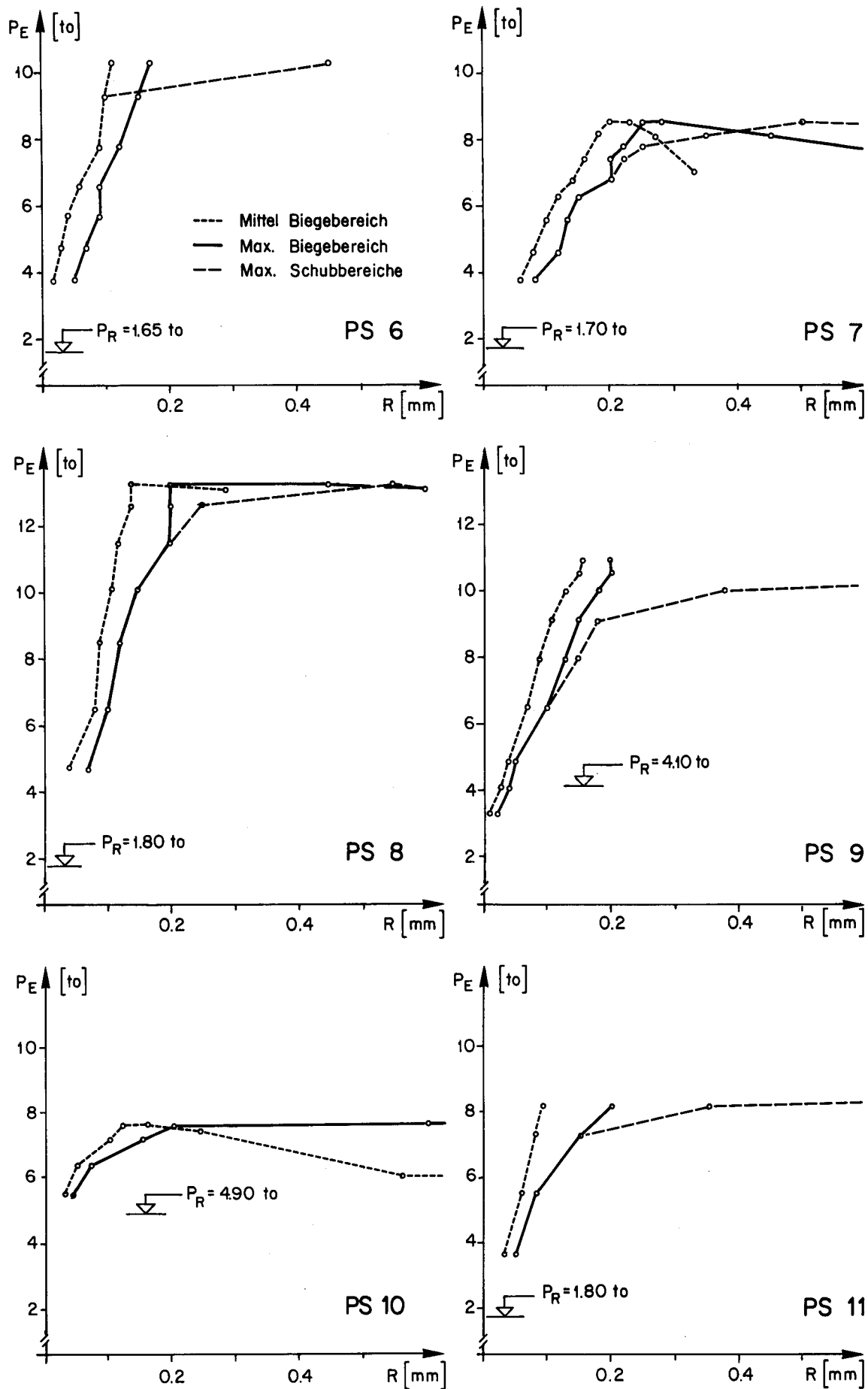
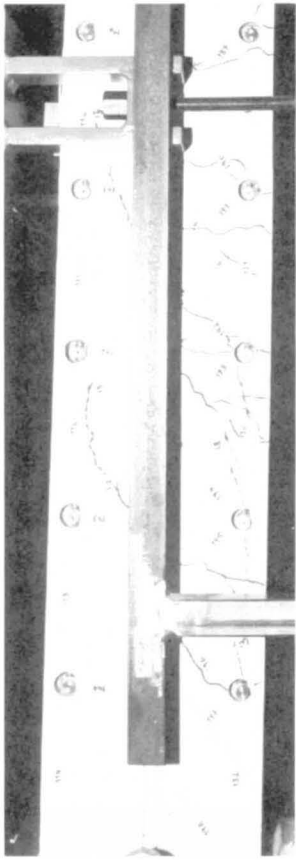


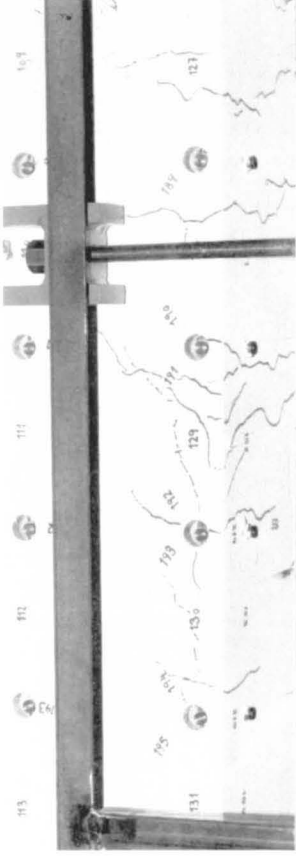
Bild 56 : Rissweiten PS 6 - 11



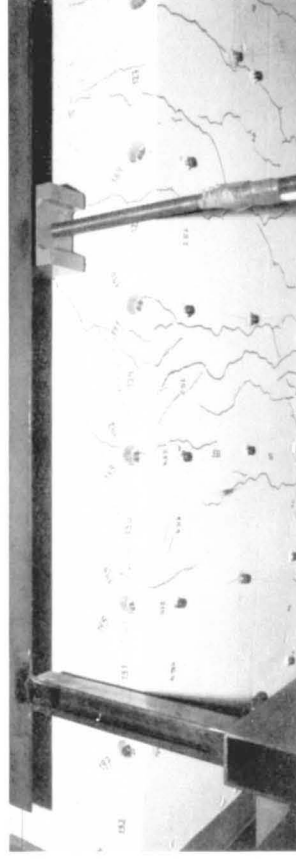
(a) rechts hinten, LS 13, $P_E = 10.25$ to



(b) links hinten, LS 14, $P_A = 11.40$ to



(a) rechts hinten, LS 12, $P_E = 7.15$ to



(b) rechts hinten, LS 15, $P_E = 8.45$ to

Bild 57: Rissentwicklung und Bruch PS 6

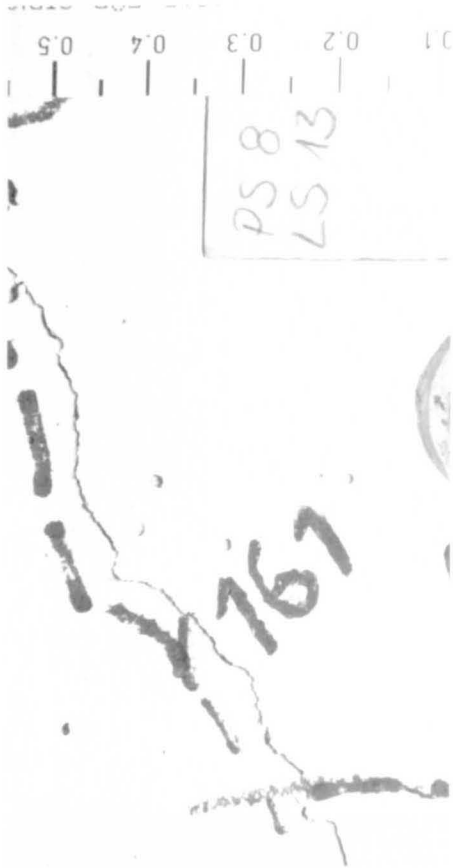
Bild 58: Rissentwicklung PS 7



(c) LS 16, $P_E = 12.90$ to



(d) LS 17, $P_E = 13.10$ to

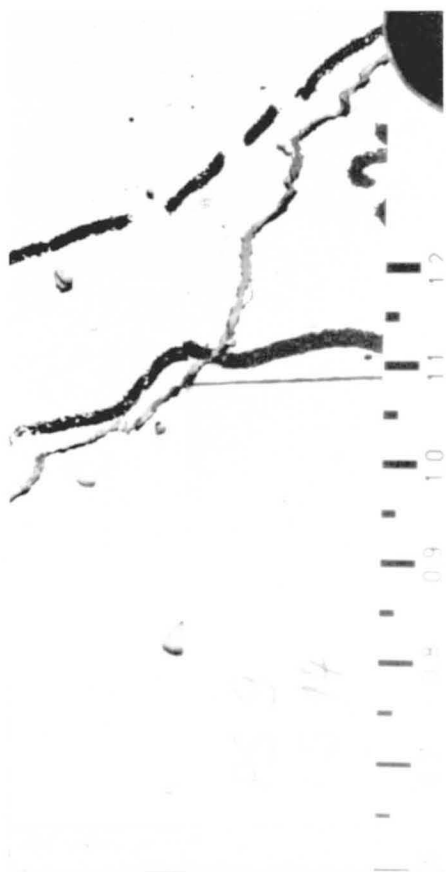


(a) LS 13, $P_E = 13.25$ to

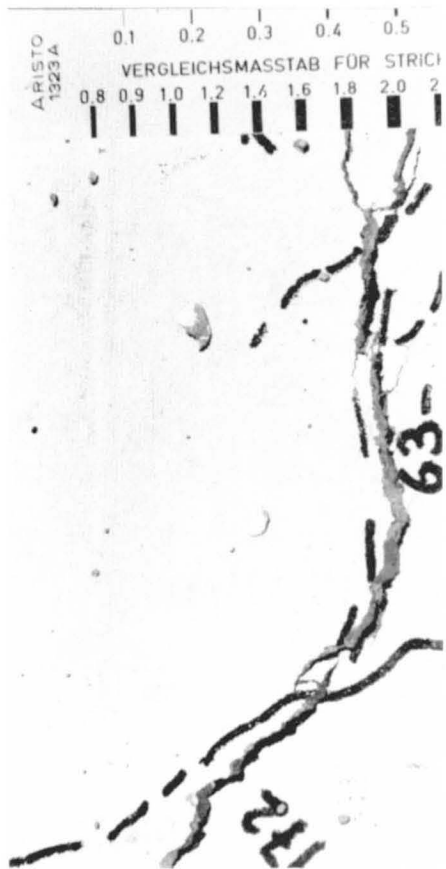


(b) LS 13, $P_E = 13.25$ to

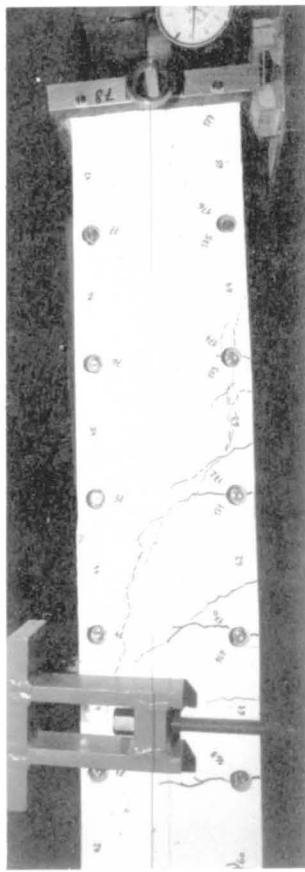
Bild 59: Rissentwicklung PS 8, Schubereich links



(a) LS 14, $P_E = 10.50$ to



(c) LS 15, $P_E = 10.90$ to



(b) LS 14, $P_E = 10.50$ to



(d) LS 16, $P_A = 12.25$ to

Bild 60: Rissentwicklung und Bruch PS 9, Schubbereich rechts

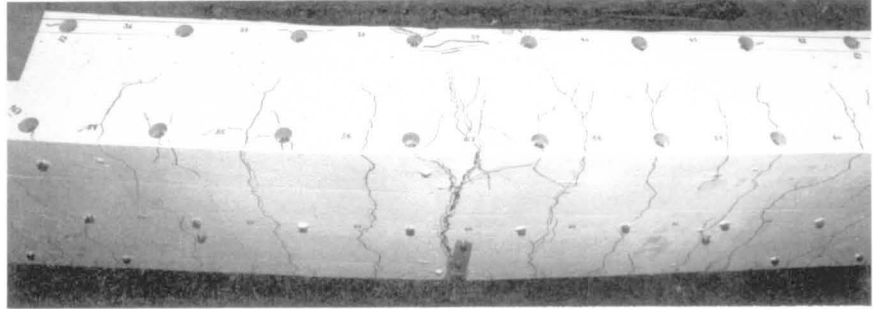
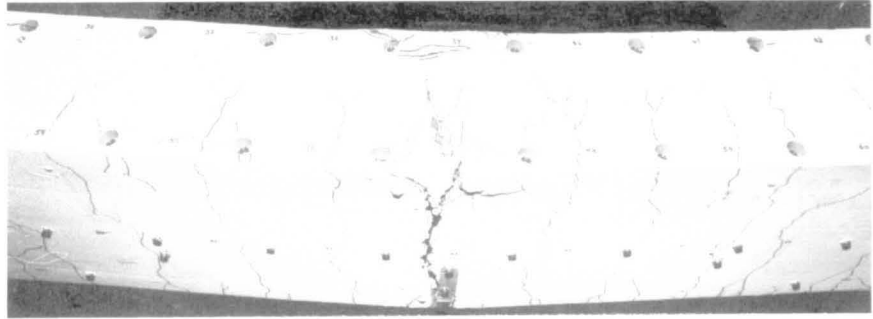
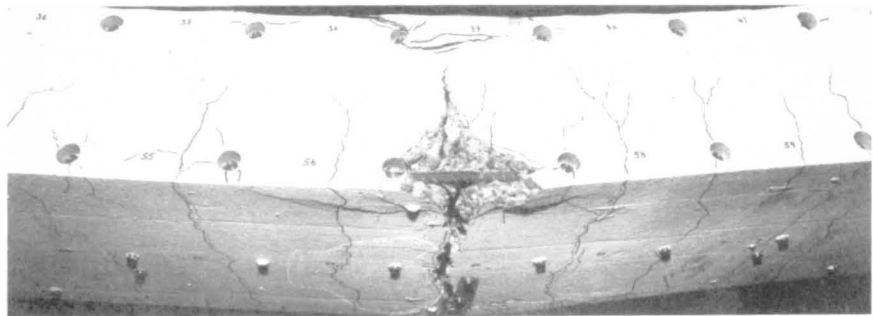
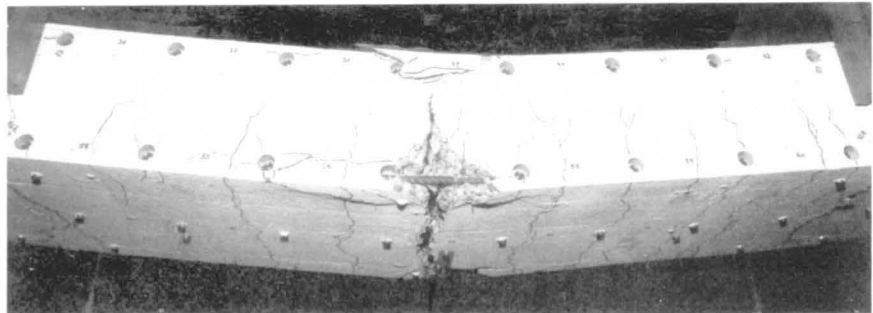
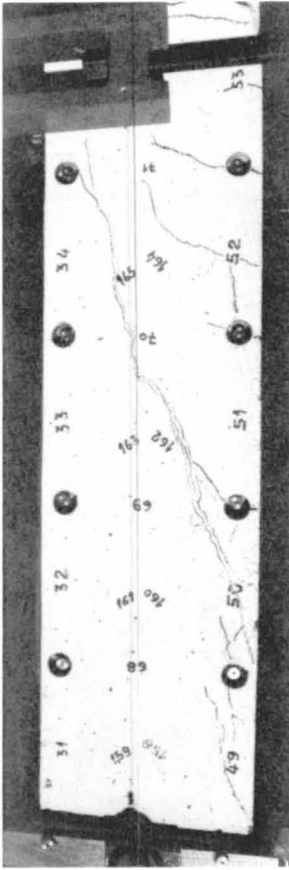
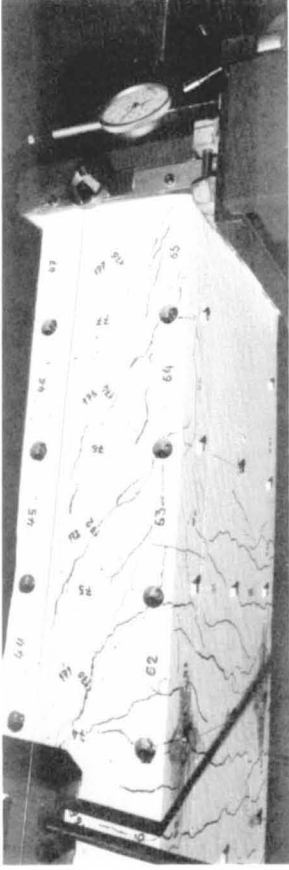
(a) LS 16, $P_E = 6.00$ to(b) LS 17, $P_E = 6.10$ to(c) LS 18, $P_E = 6.20$ to(d) LS 19, $P_E = 7.20$ to(e) LS 21, $P_E = 10.00$ to

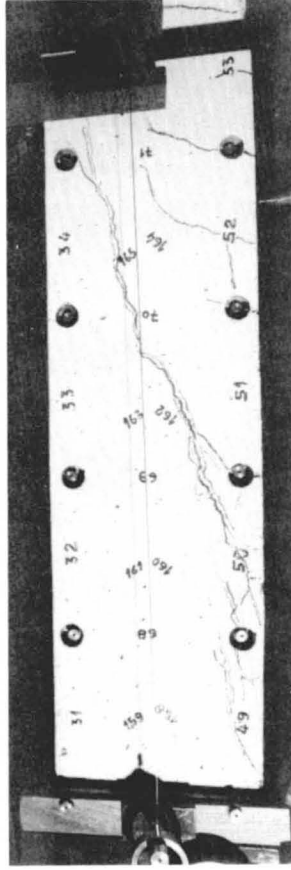
Bild 61: Gelenkausbildung und Verformung PS 10



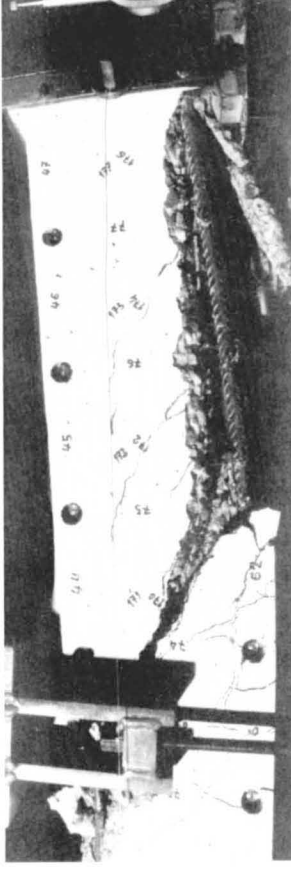
(a) links, LS 11, $P_E = 8.45$ to



(b) rechts, LS 11, $P_E = 8.45$ to



(c) links, LS 12, $P_E = 8.95$ to



(d) rechts, LS 13, $P_A = 9.90$ to

Bild 62: Rissentwicklung und Bruch PS 11

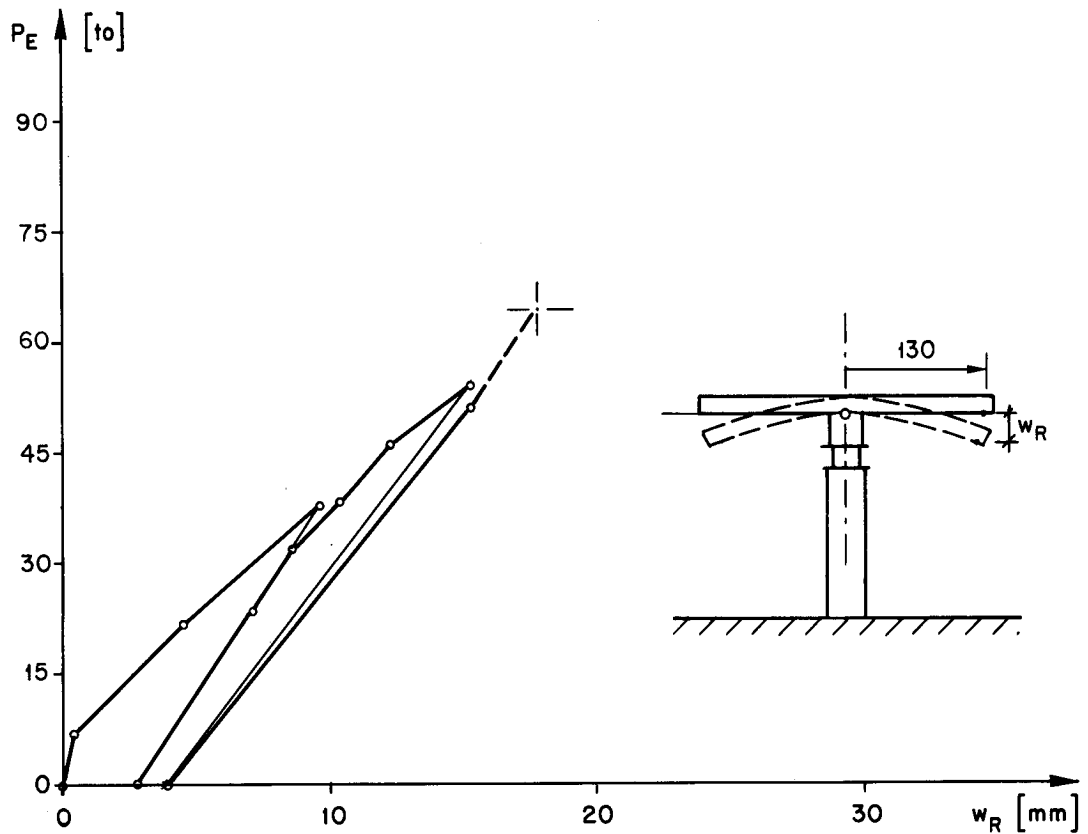


Bild 63 : Last - Durchbiegung an Plattenunterseite von P 2

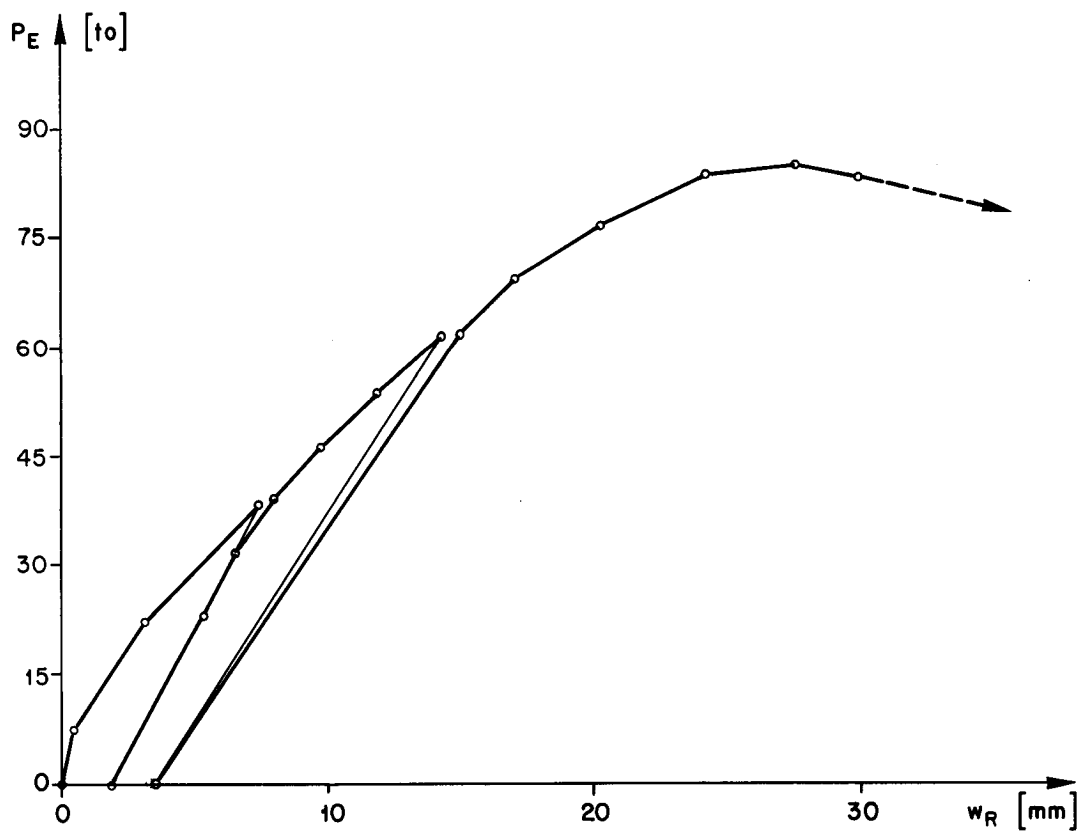


Bild 64 : Last - Durchbiegung an Plattenunterseite von P 3

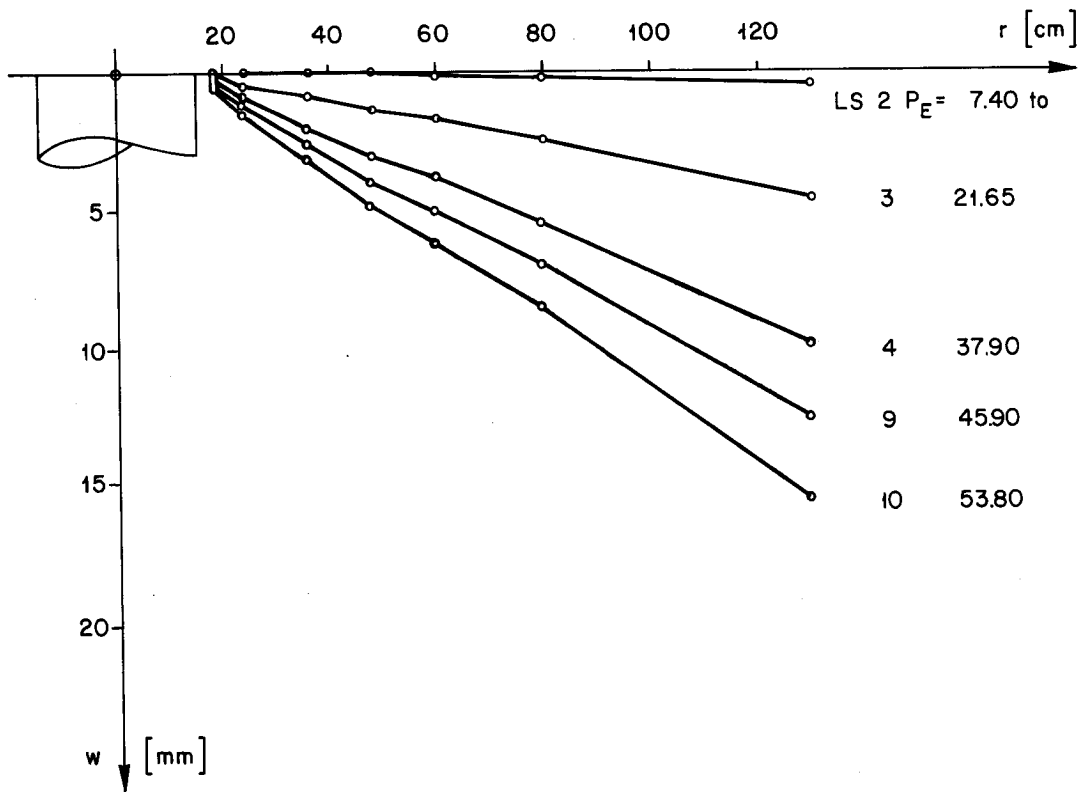


Bild 65 : Verlauf der Durchbiegungen an Plattenunterseite von P 2

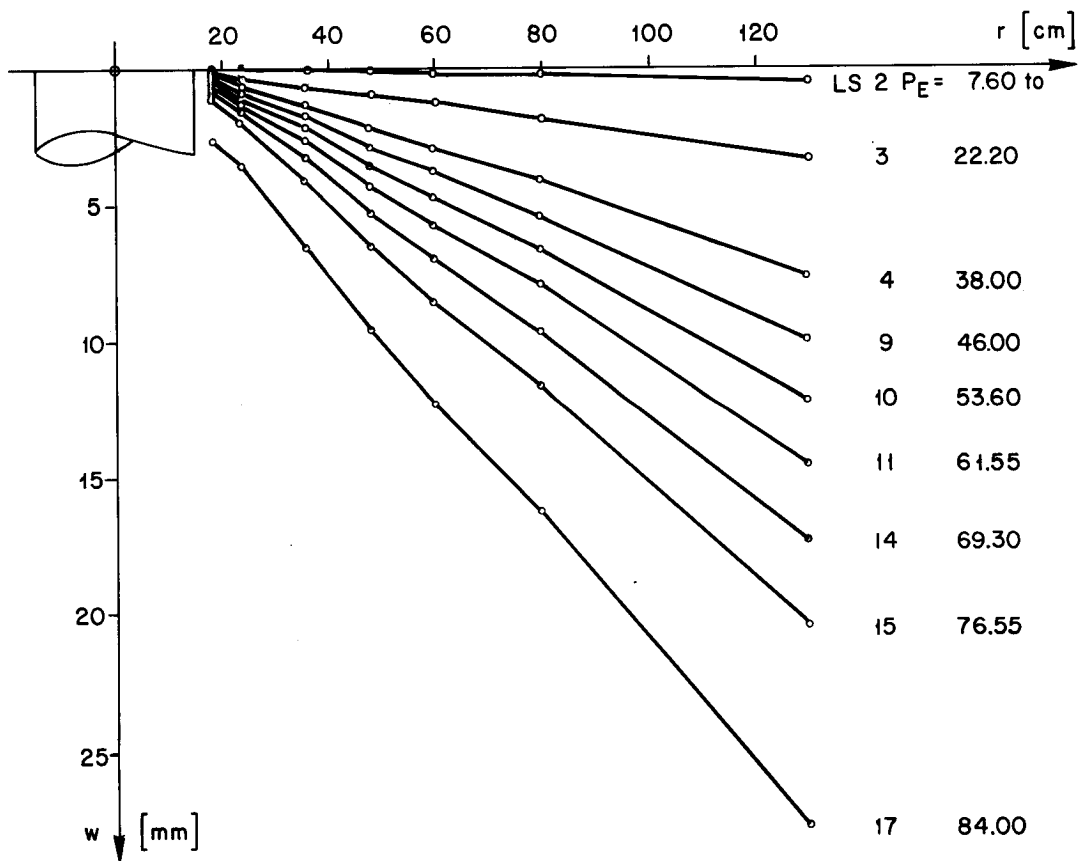


Bild 66 : Verlauf der Durchbiegungen an Plattenunterseite von P 3

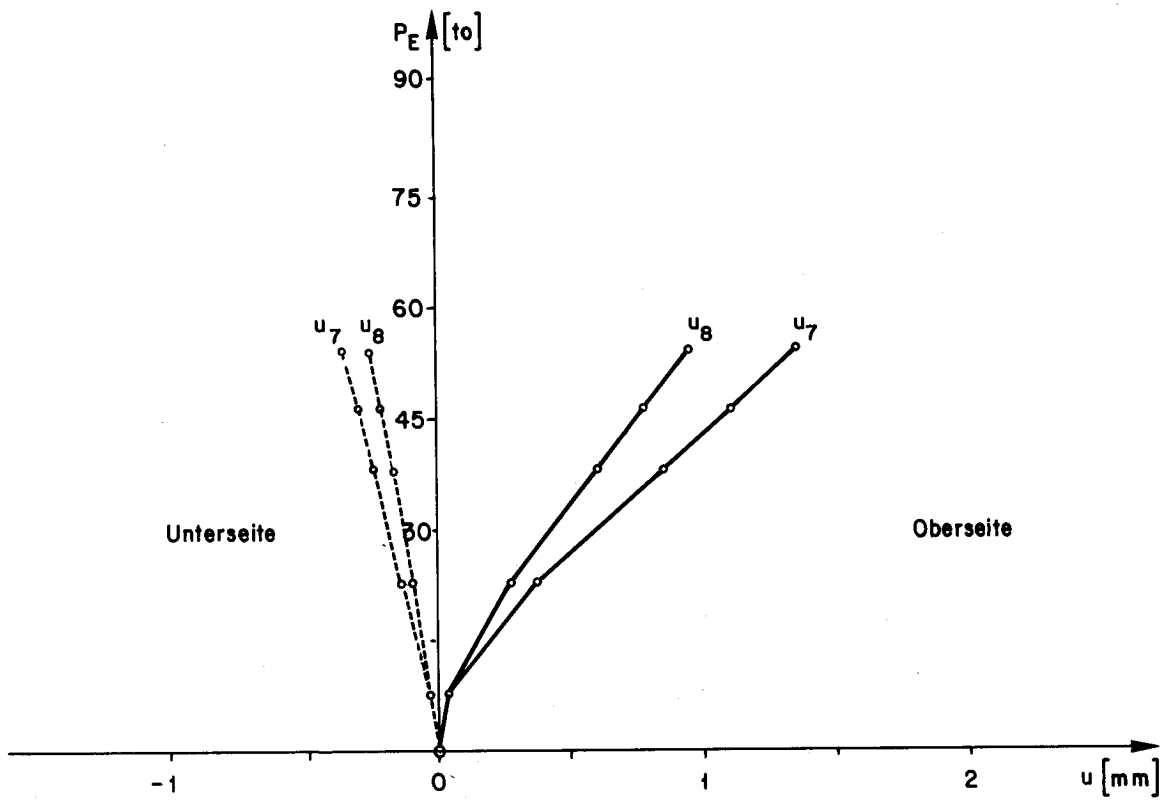


Bild 67 : Knotenverschiebungen u_7 und u_8 von P 2

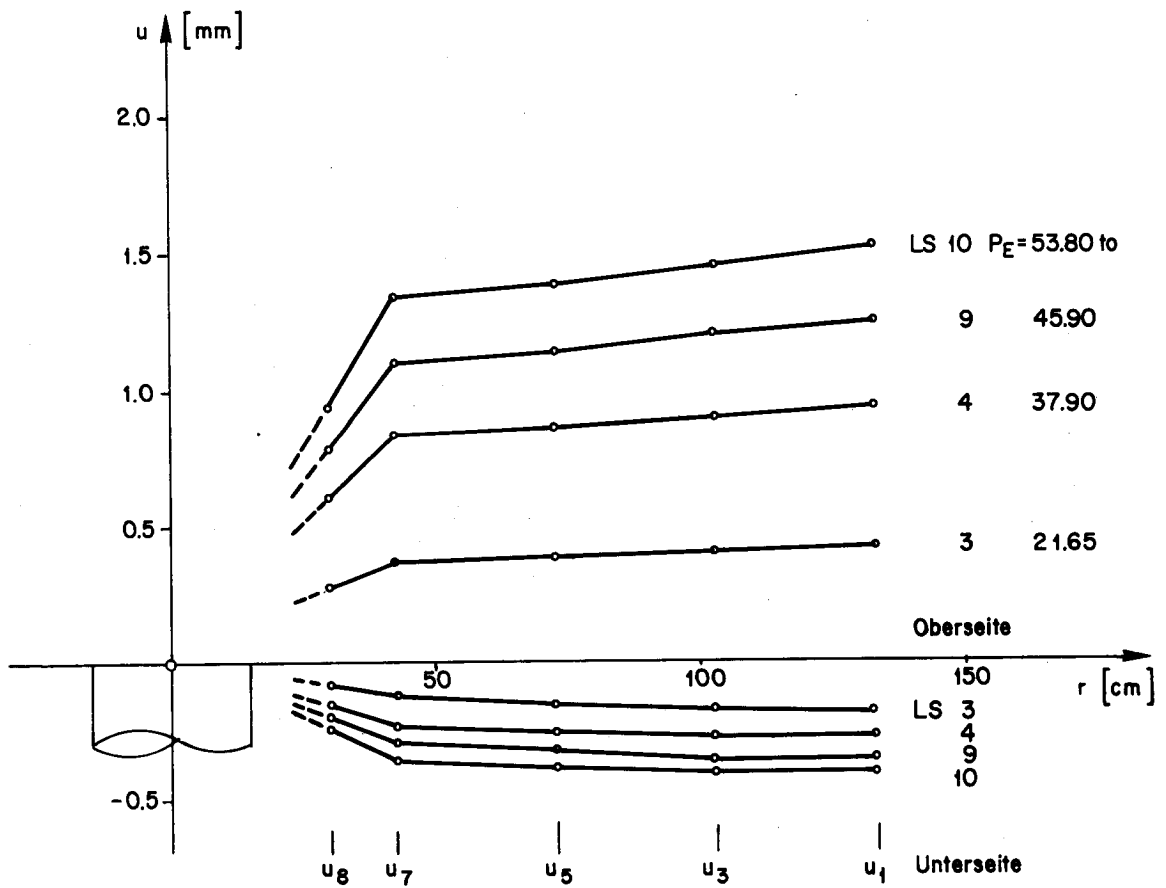


Bild 68 : Verlauf der Knotenverschiebungen über Radius von P 2

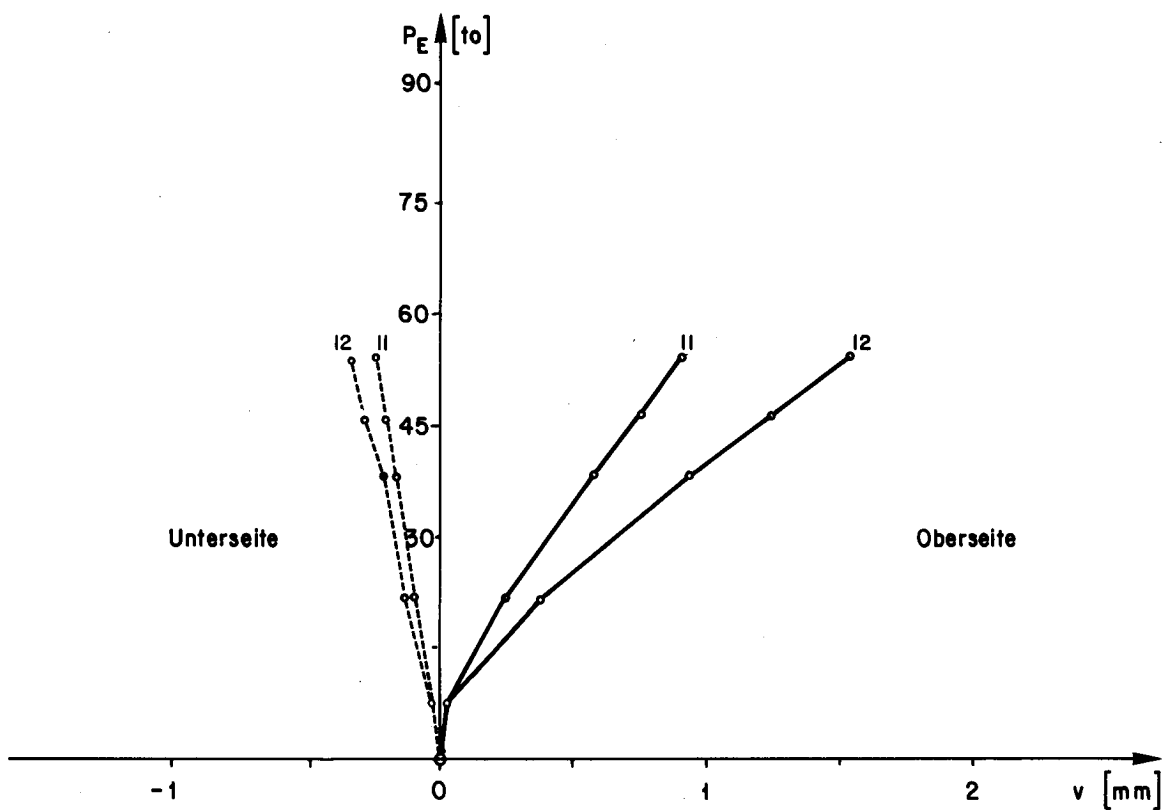


Bild 69 : Knotenverschiebungen v_{11} und v_{12} von P 2

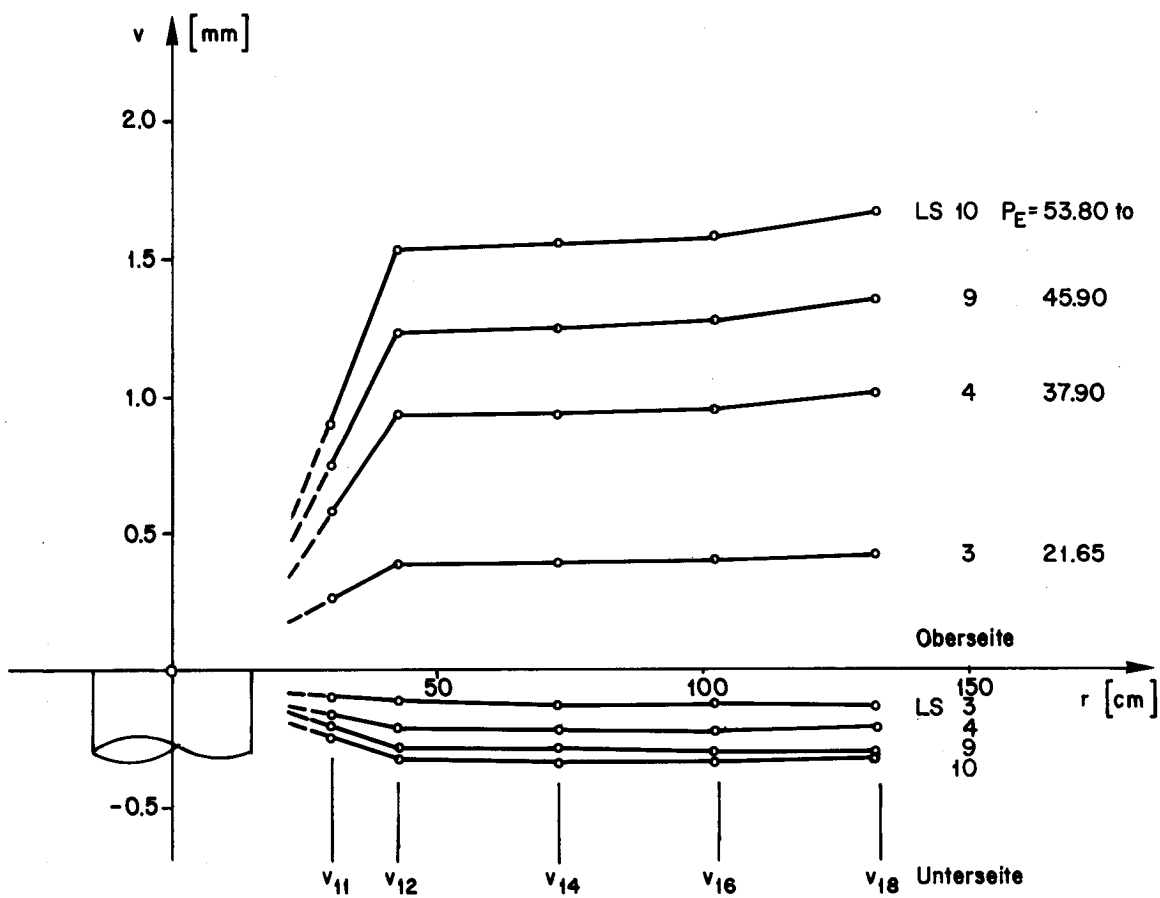


Bild 70 : Verlauf der Knotenverschiebungen über Radius von P 2

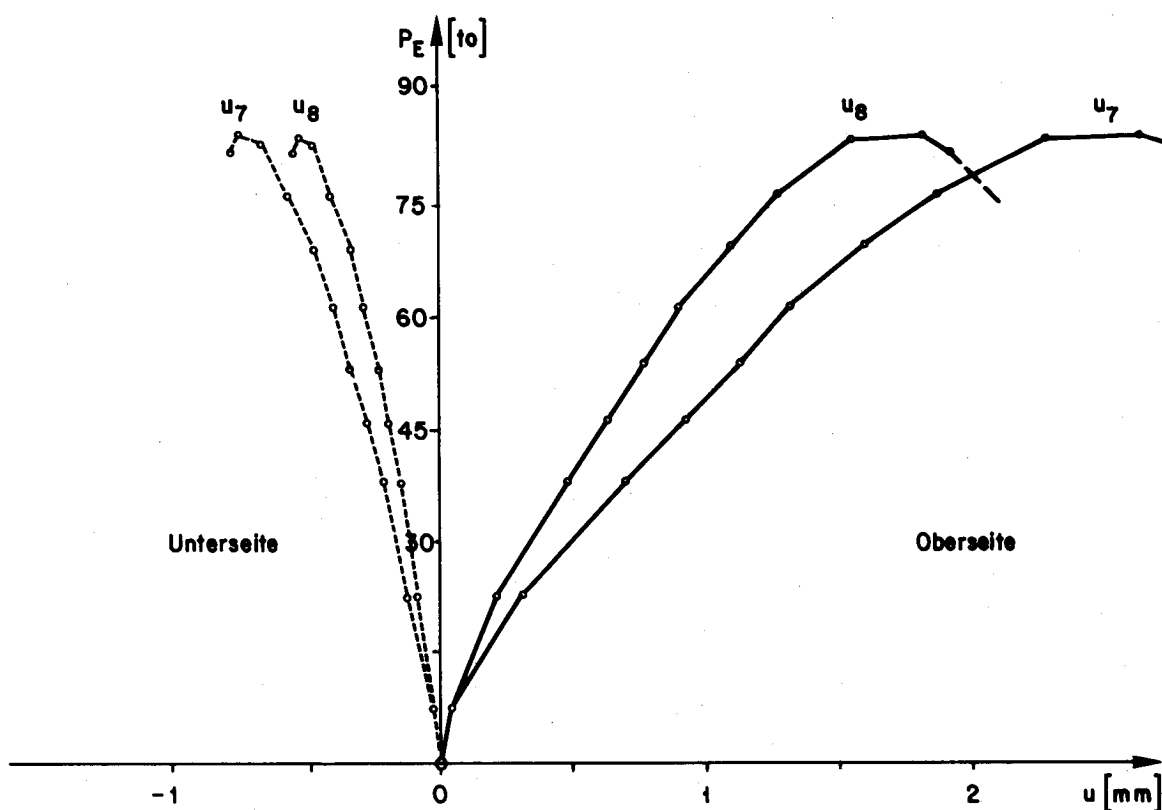


Bild 71: Knotenverschiebungen u_7 und u_8 von P 3

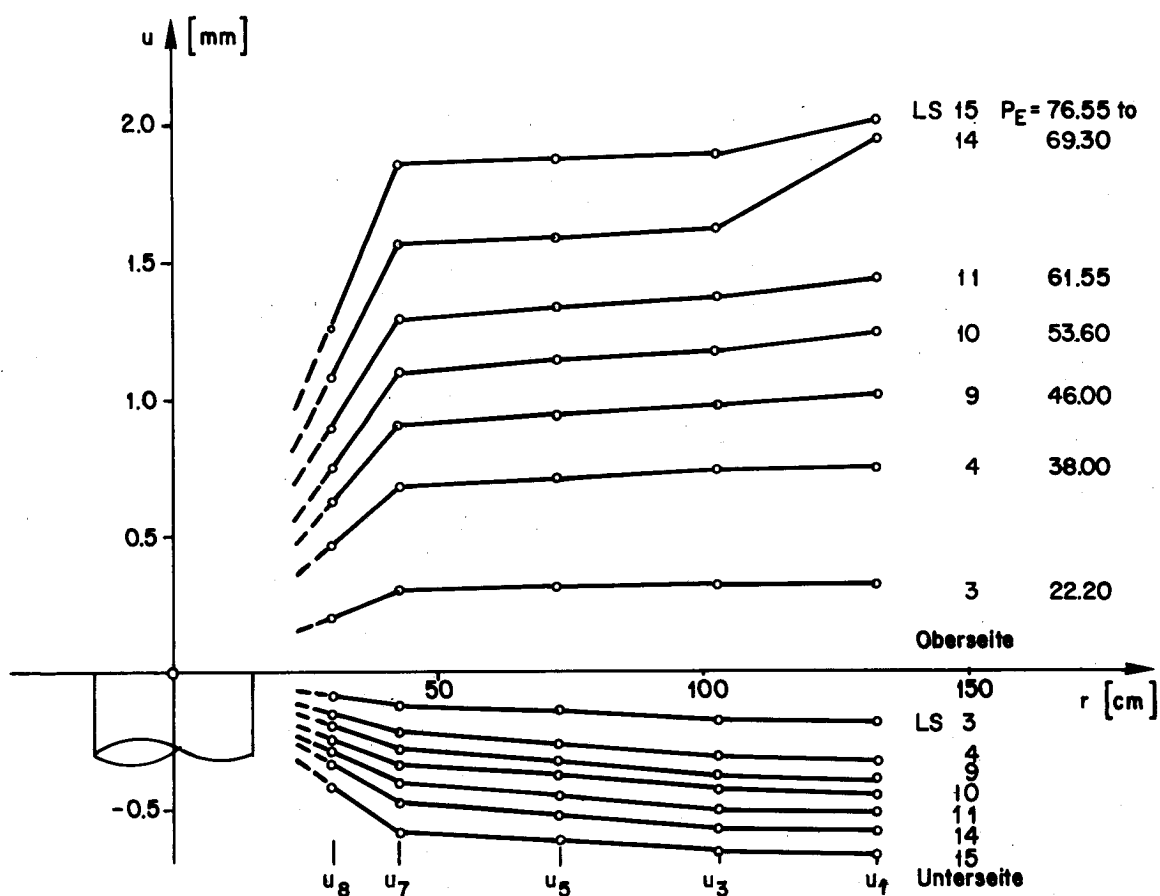


Bild 72: Verlauf der Knotenverschiebungen über Radius von P 3

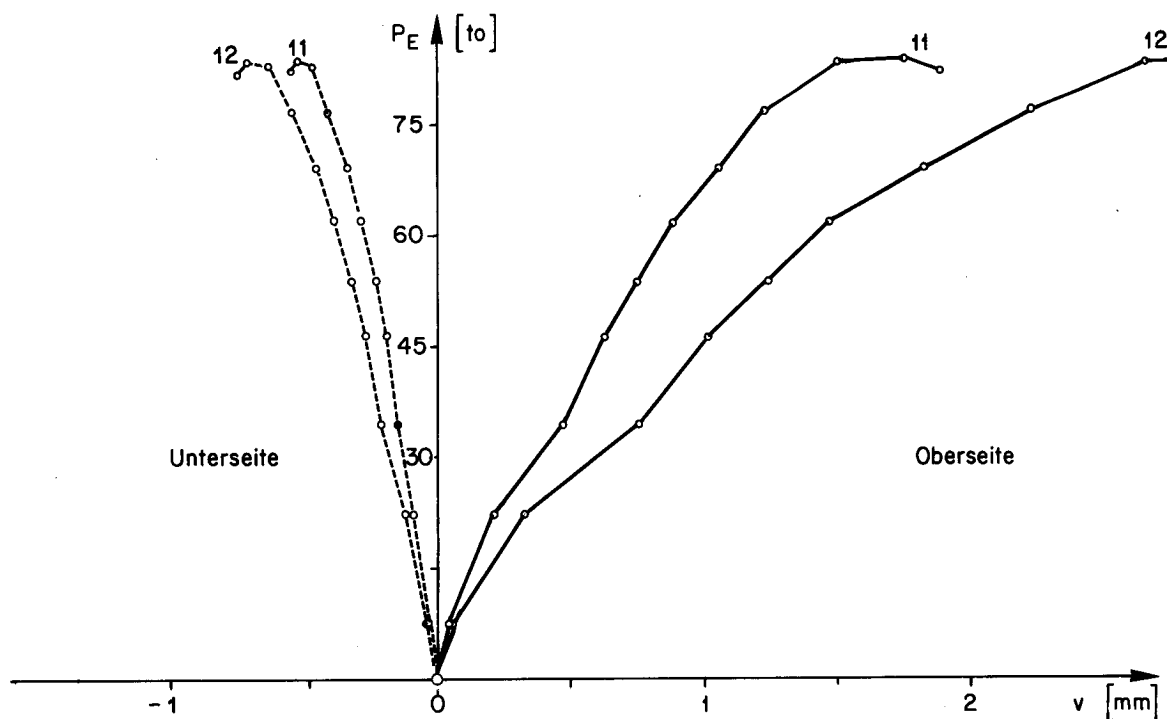


Bild 73 : Knotenverschiebungen v_{11} und v_{12} von P 3

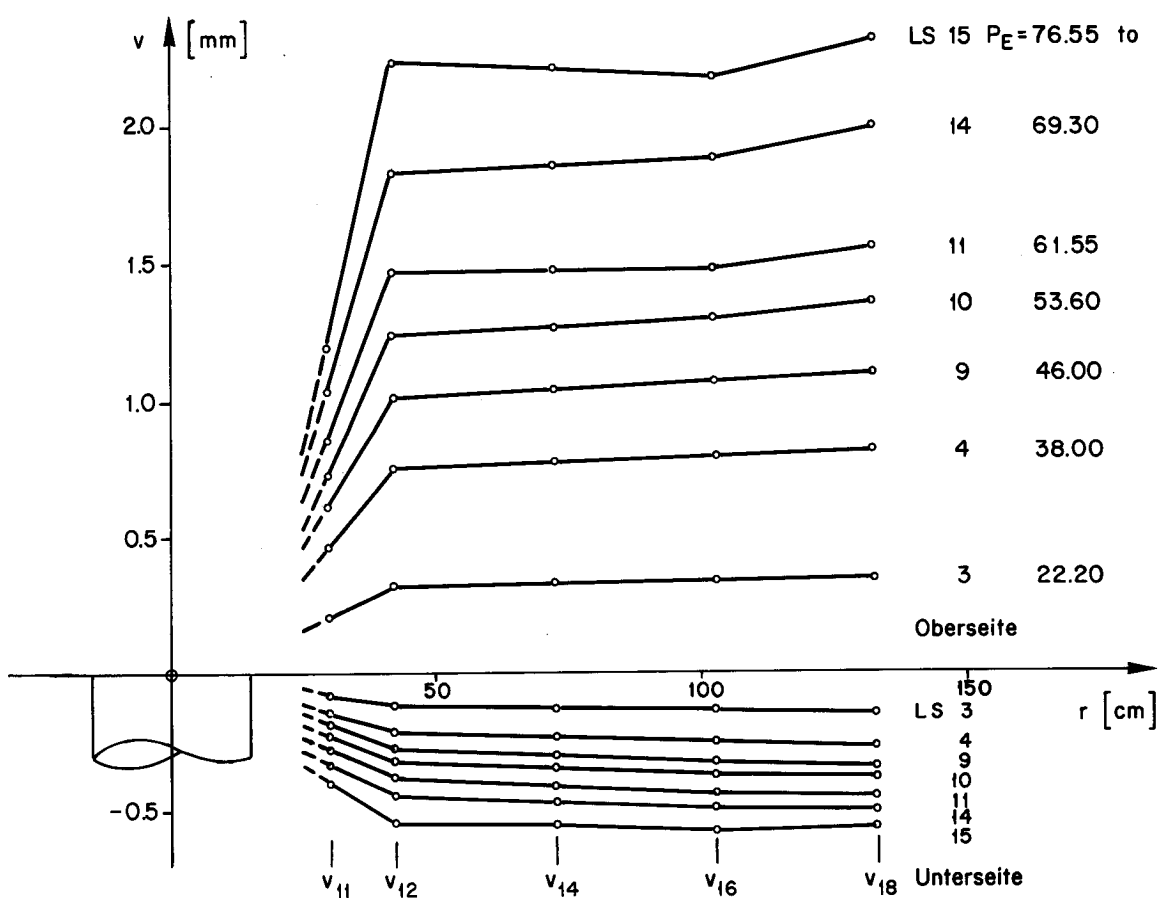


Bild 74 : Verlauf der Knotenverschiebungen über Radius von P 3

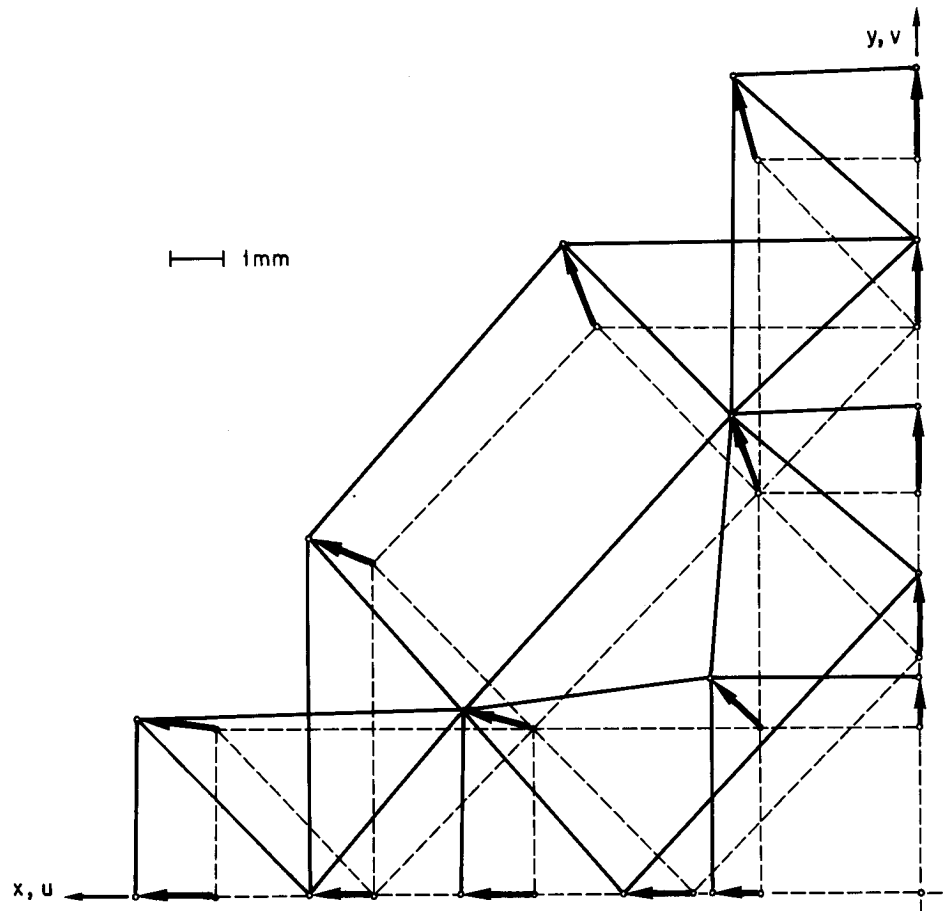


Bild 75 : Horizontale Verschiebungen P 2, LS 10, Oberseite

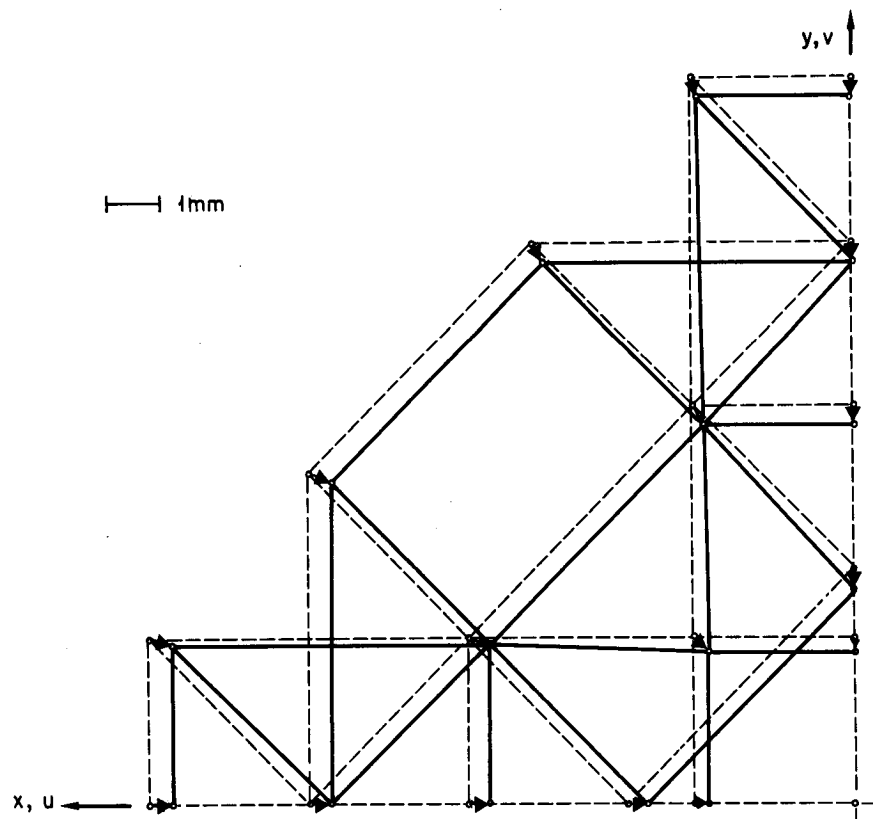


Bild 76 : Horizontale Verschiebungen P2, LS 10, Unterseite

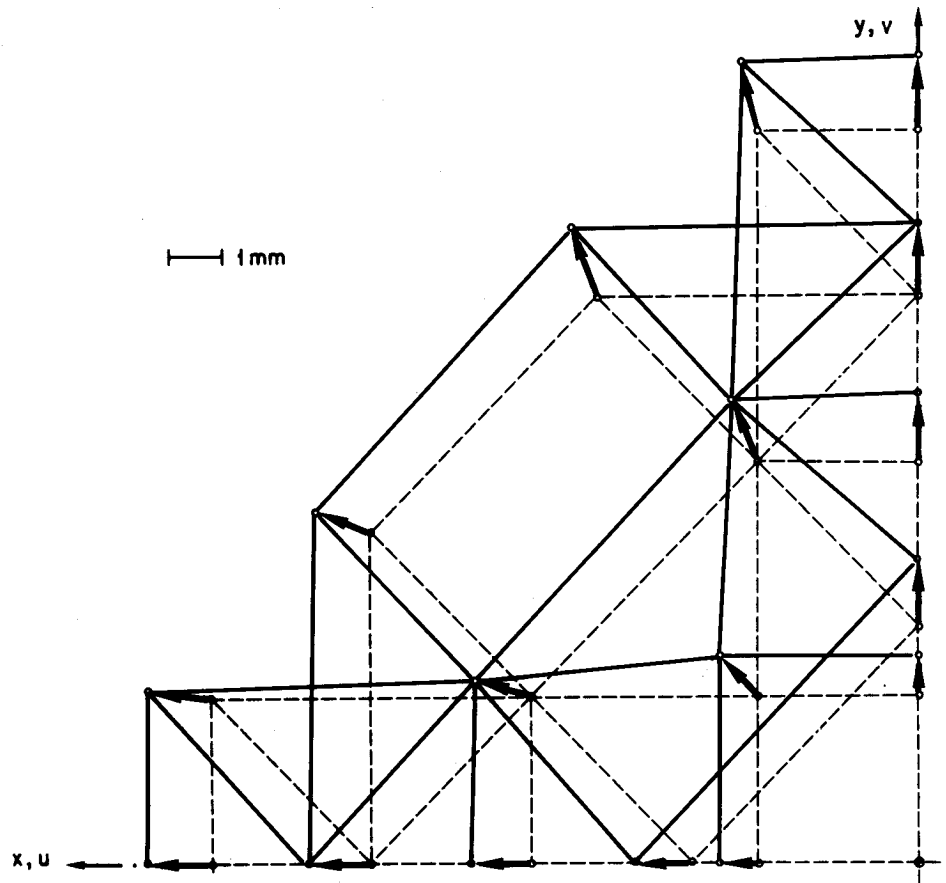


Bild 77: Horizontale Verschiebungen P 3, LS 10, Oberseite

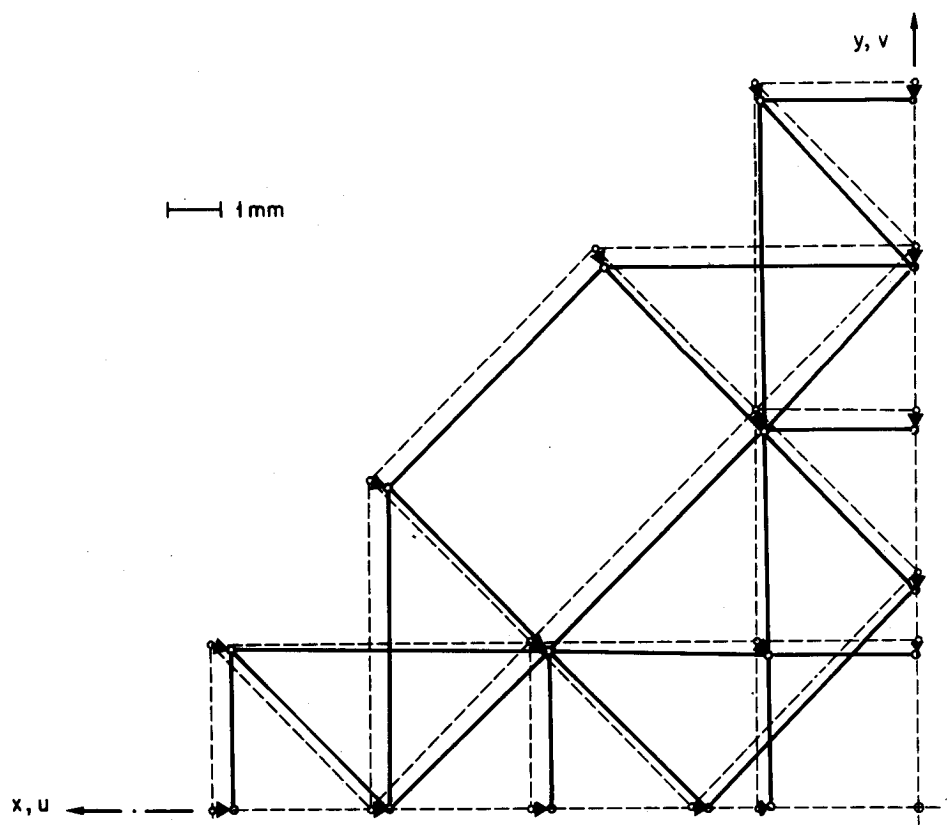


Bild 78 : Horizontale Verschiebungen P 3, LS 10, Unterseite

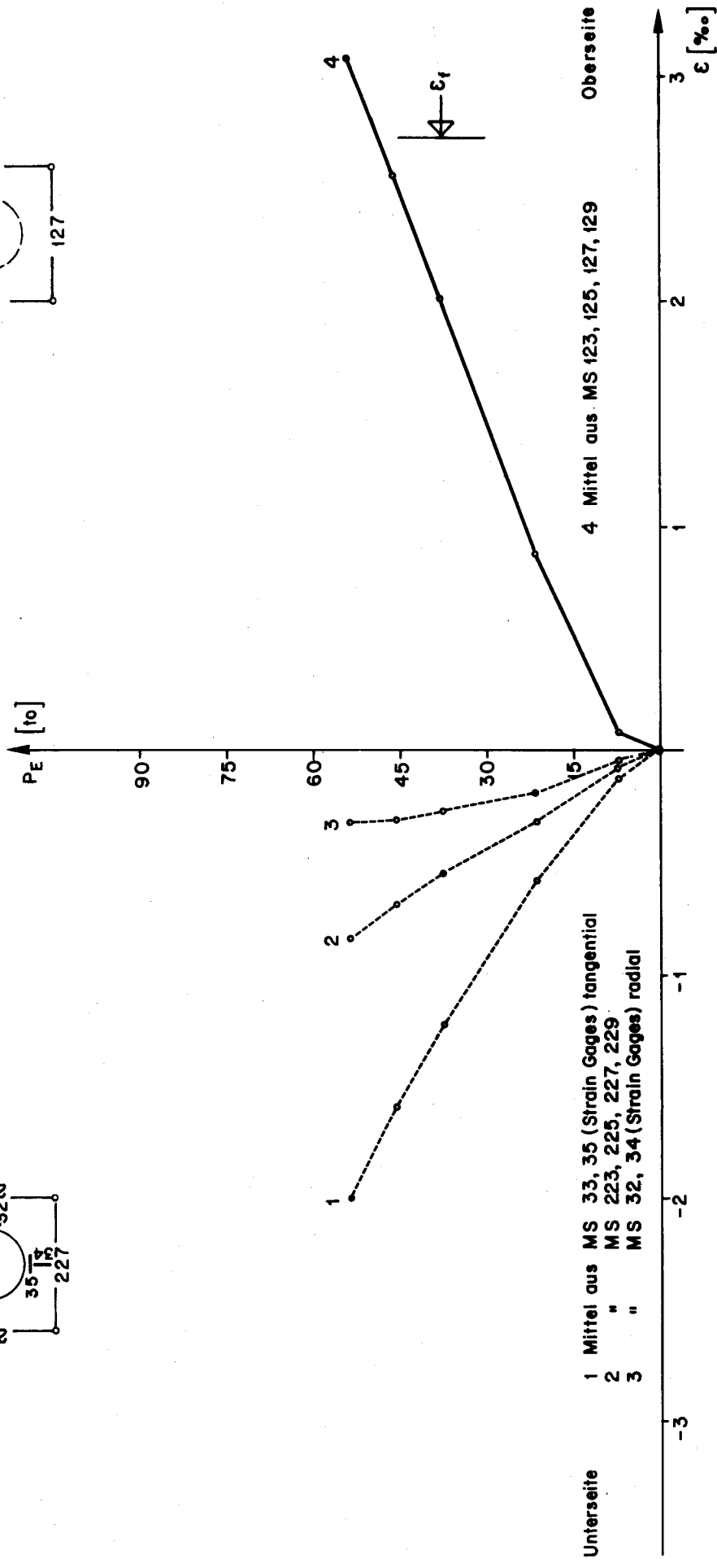
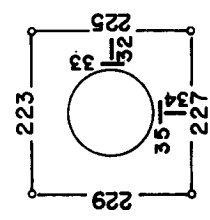
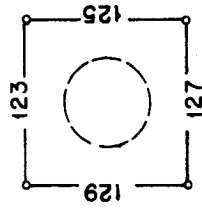


Bild 79 : Betonstauchungen, Stahldehnungen P 2

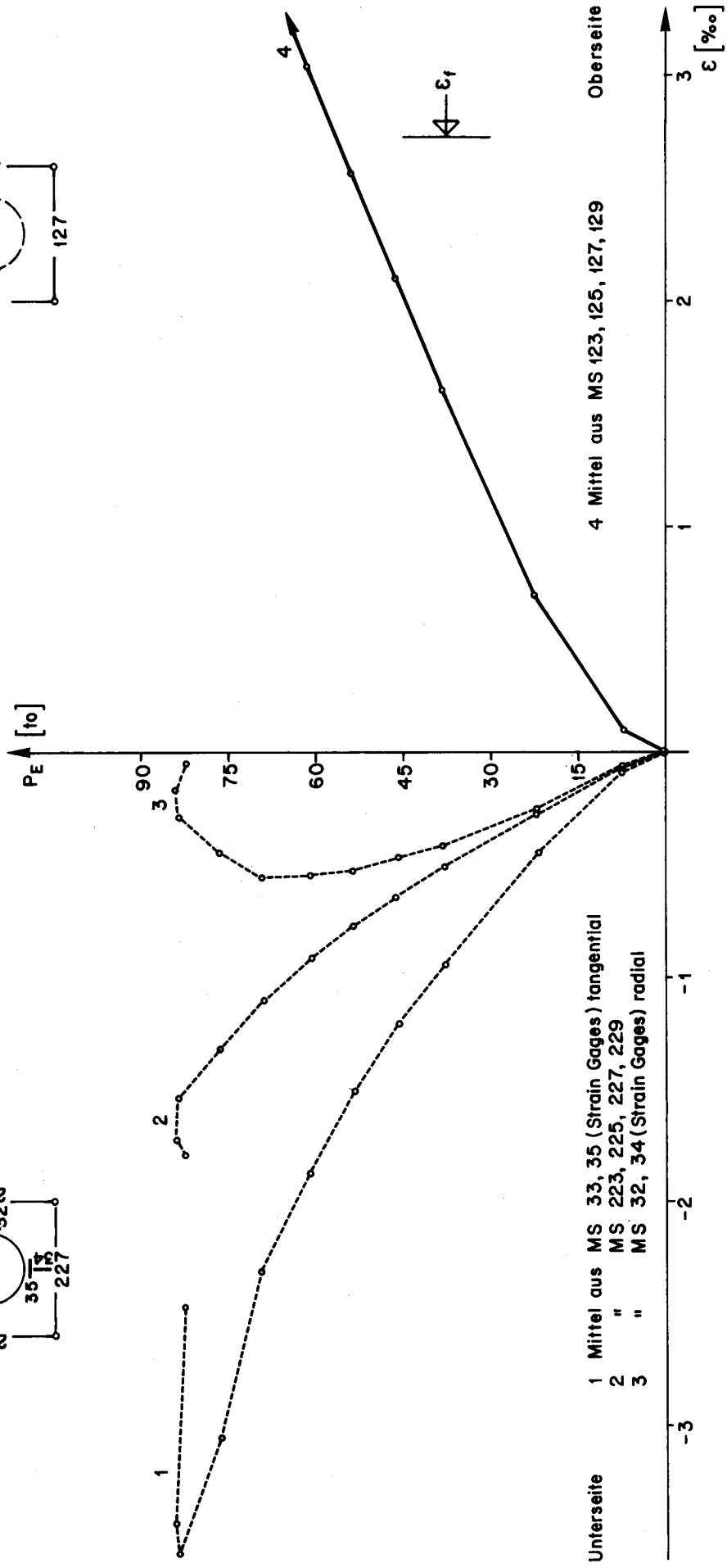
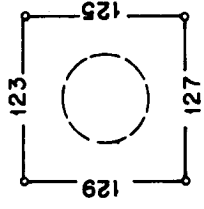
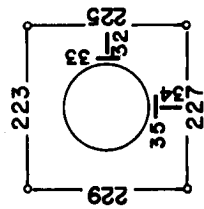


Bild 80 : Betonstauchungen, Stahldehnungen P 3

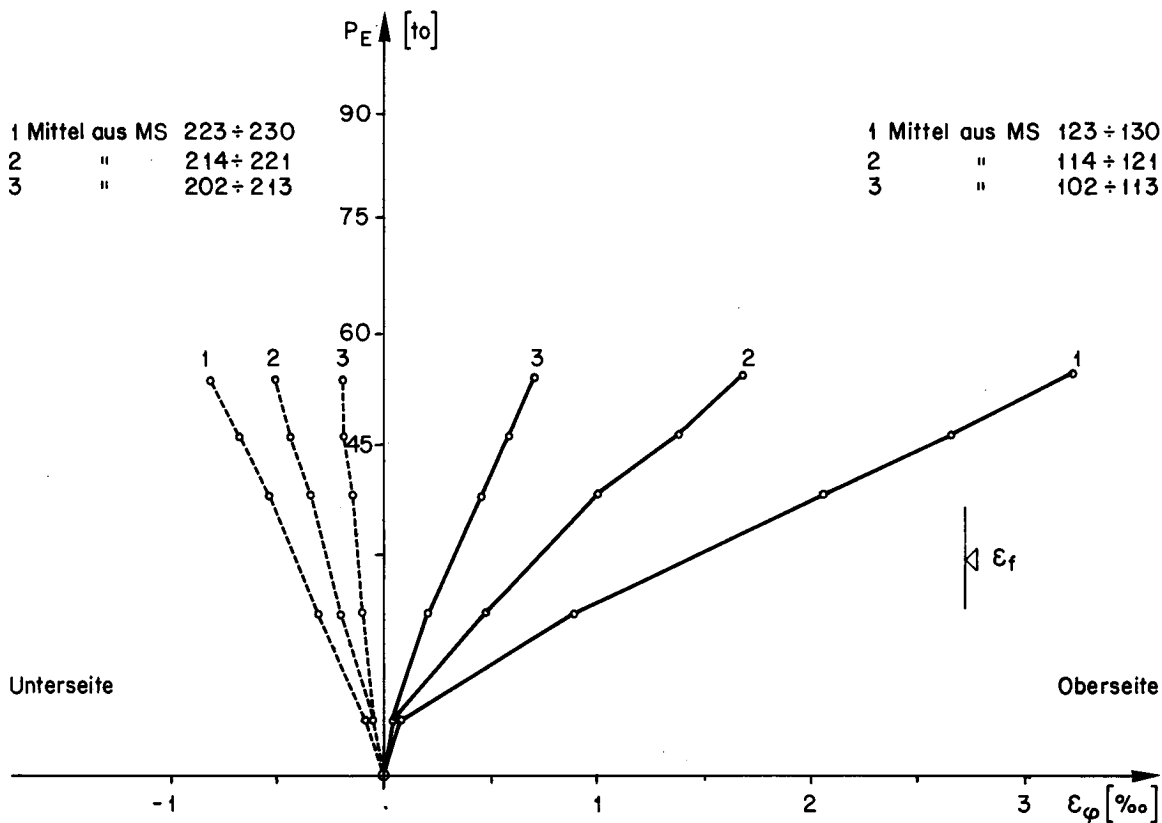


Bild 81 : Mittlere Dehnungen in der tangentialen Richtung P 2

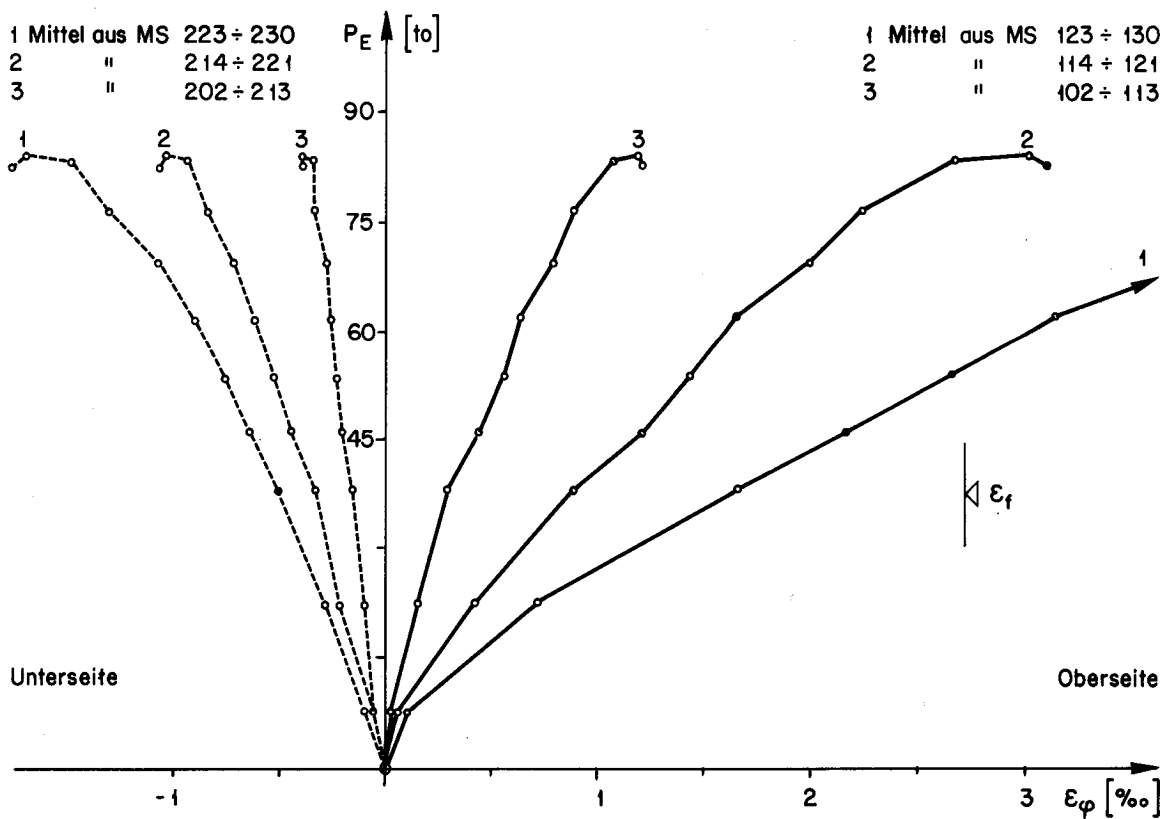


Bild 82 : Mittlere Dehnungen in der tangentialen Richtung P 3

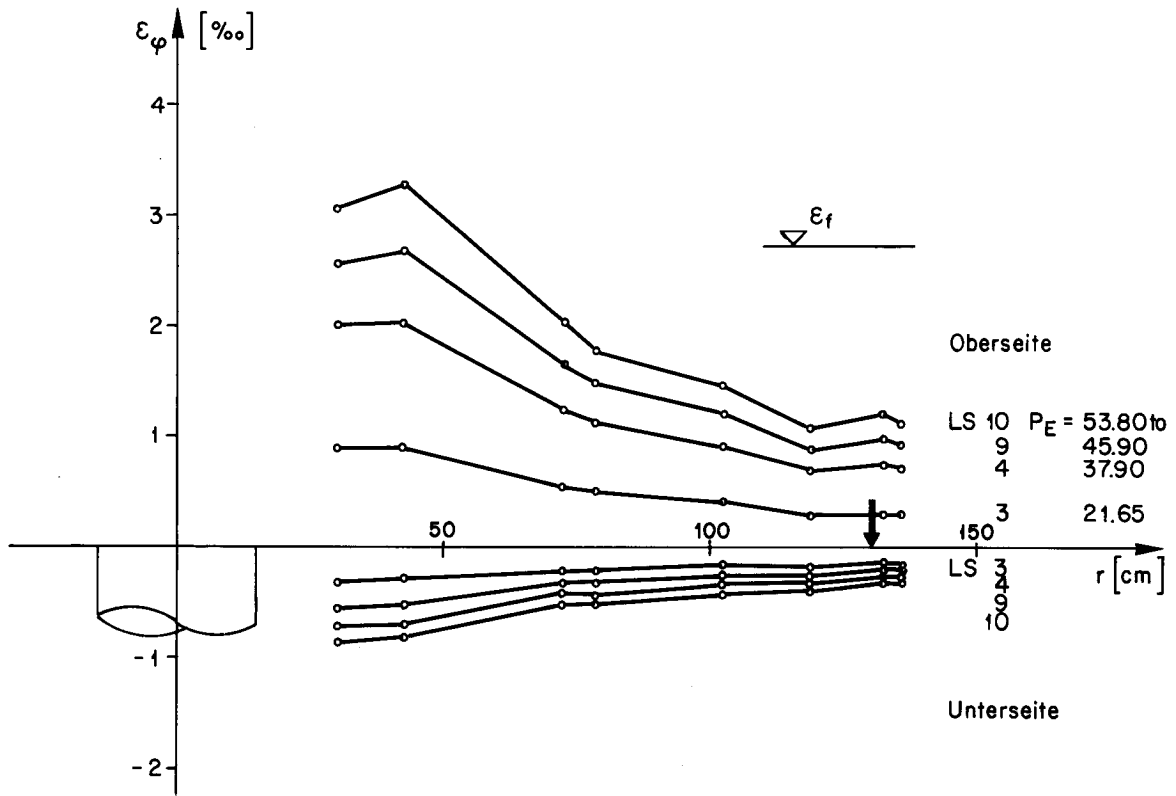


Bild 83 : Mittlere tangentielle Dehnungen über Radius von P 2

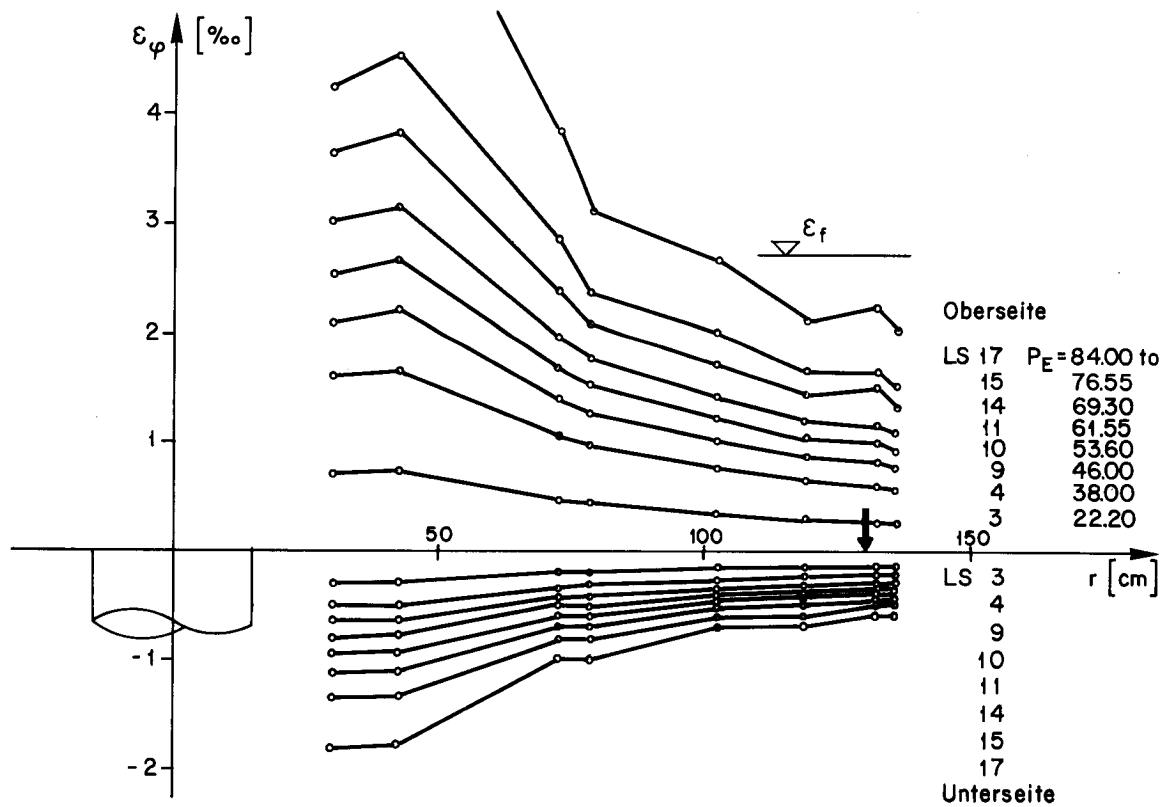


Bild 84 : Mittlere tangentielle Dehnungen über Radius von P 3

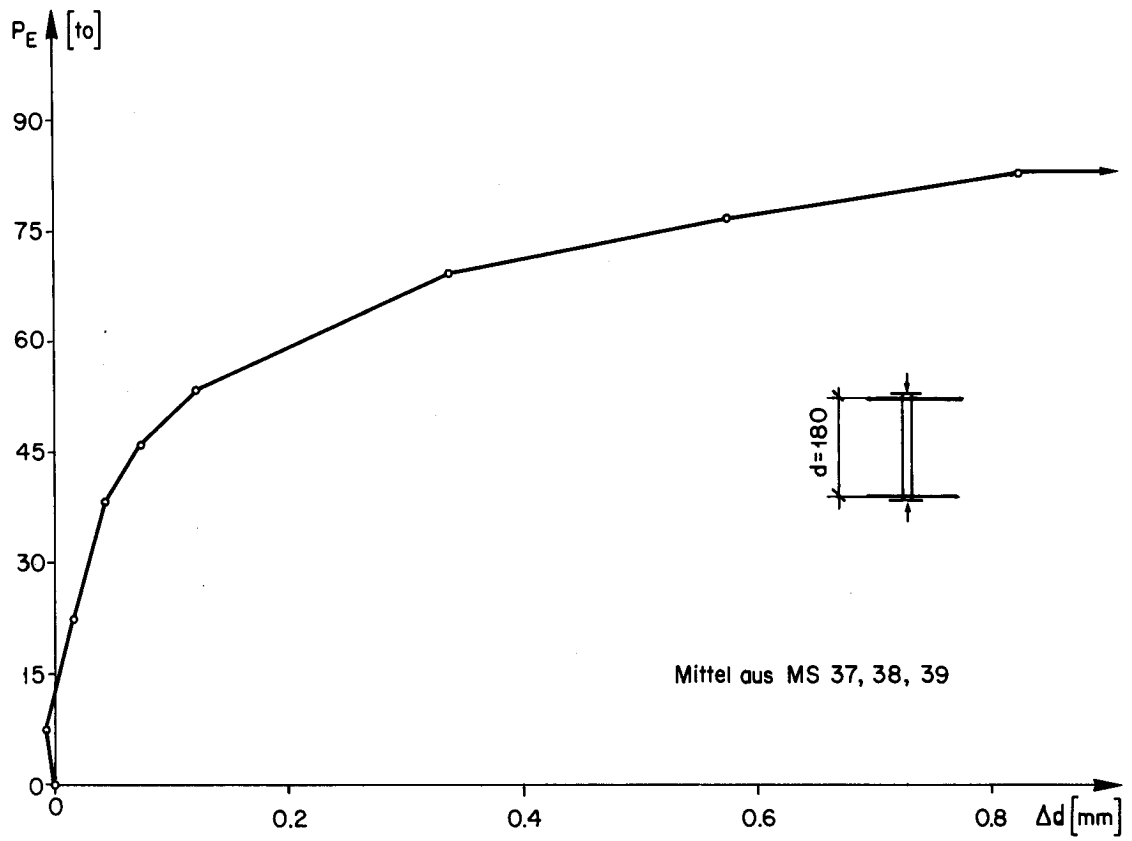


Bild 85 : Änderung der Plattenstärke von P 3

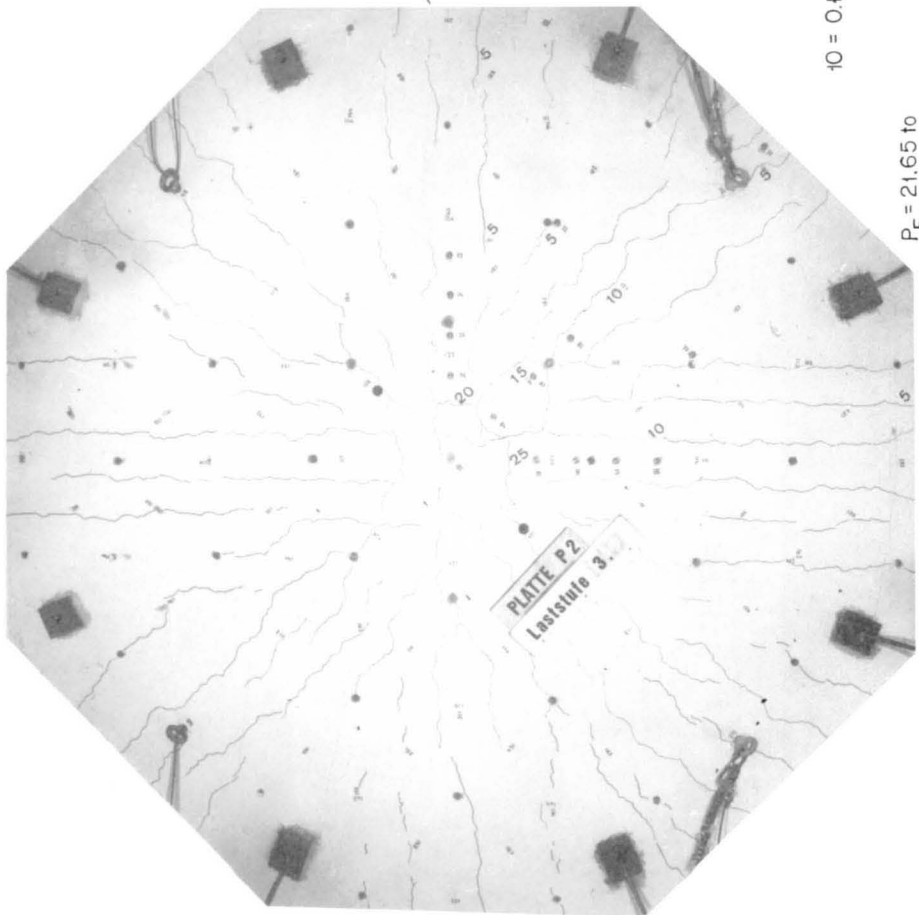
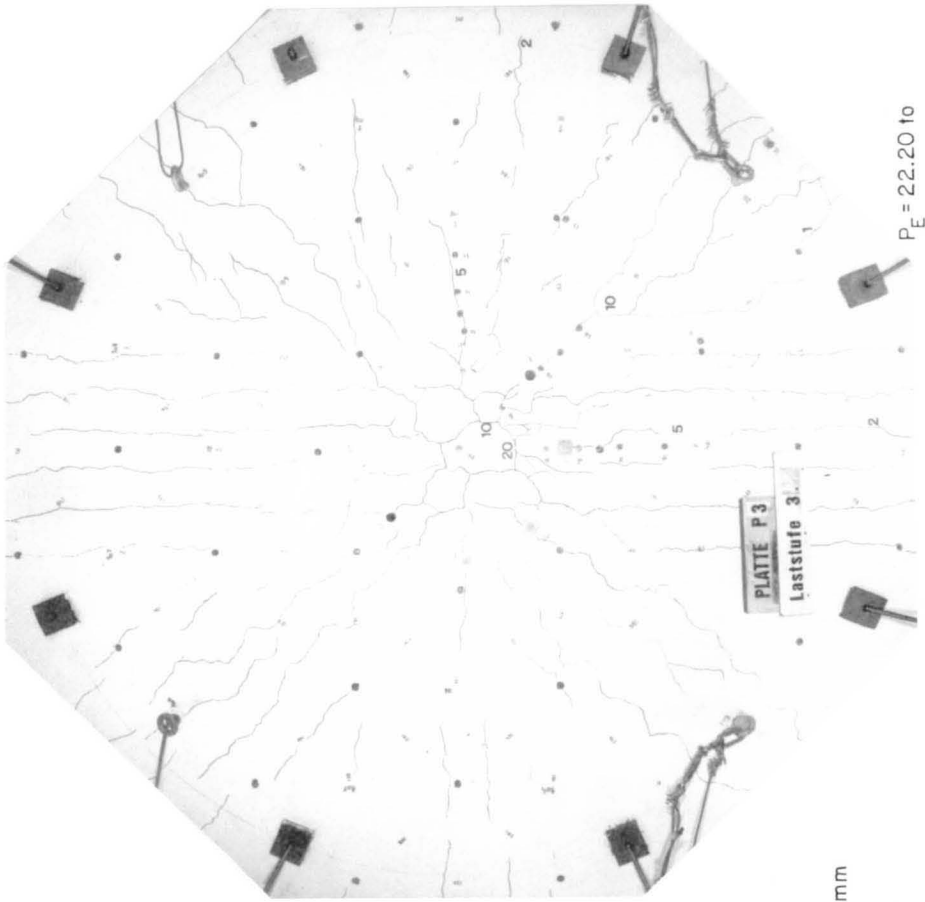


Bild 87

Bild 86

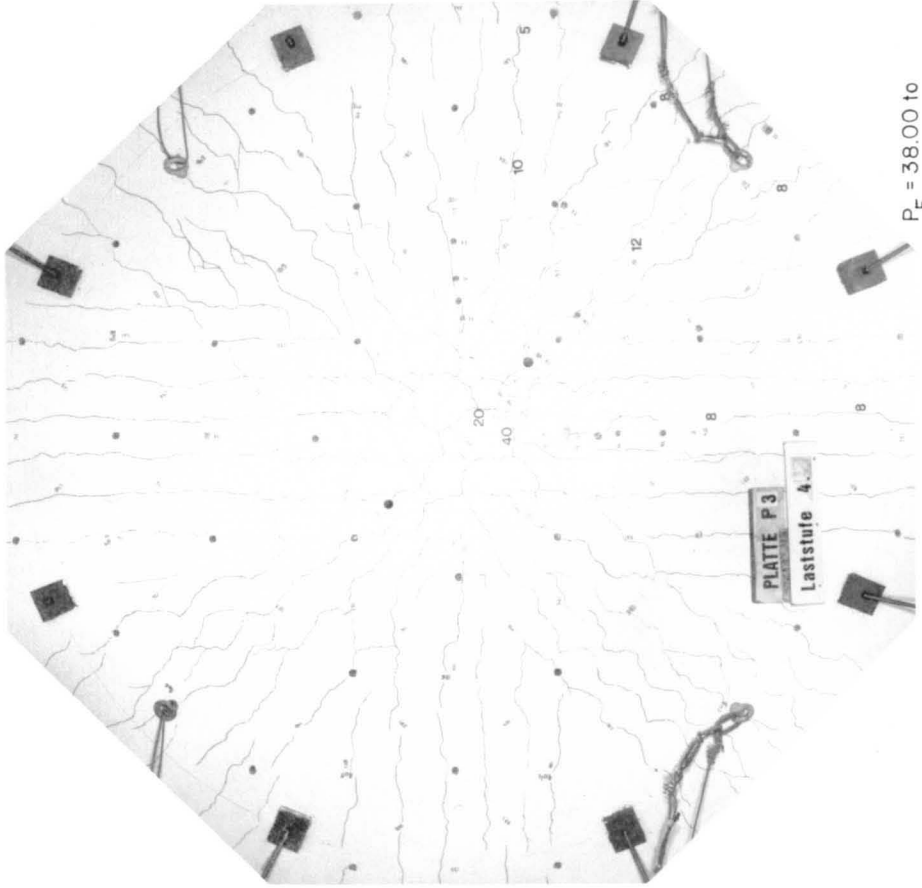


Bild 89

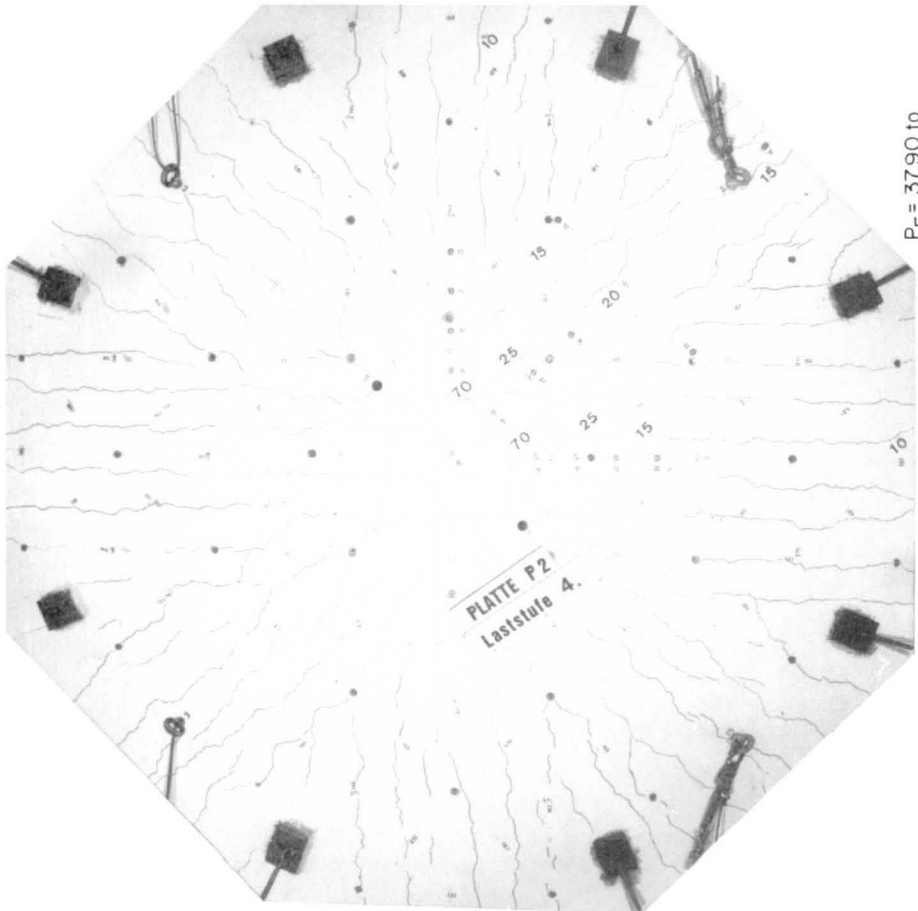
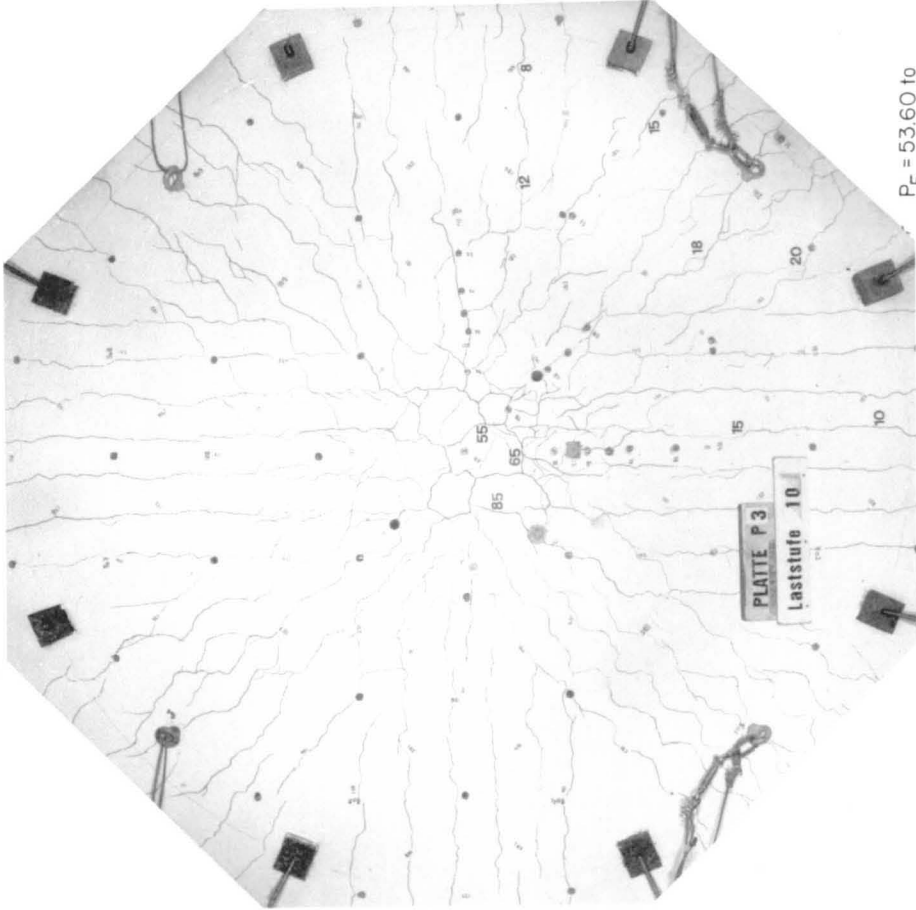
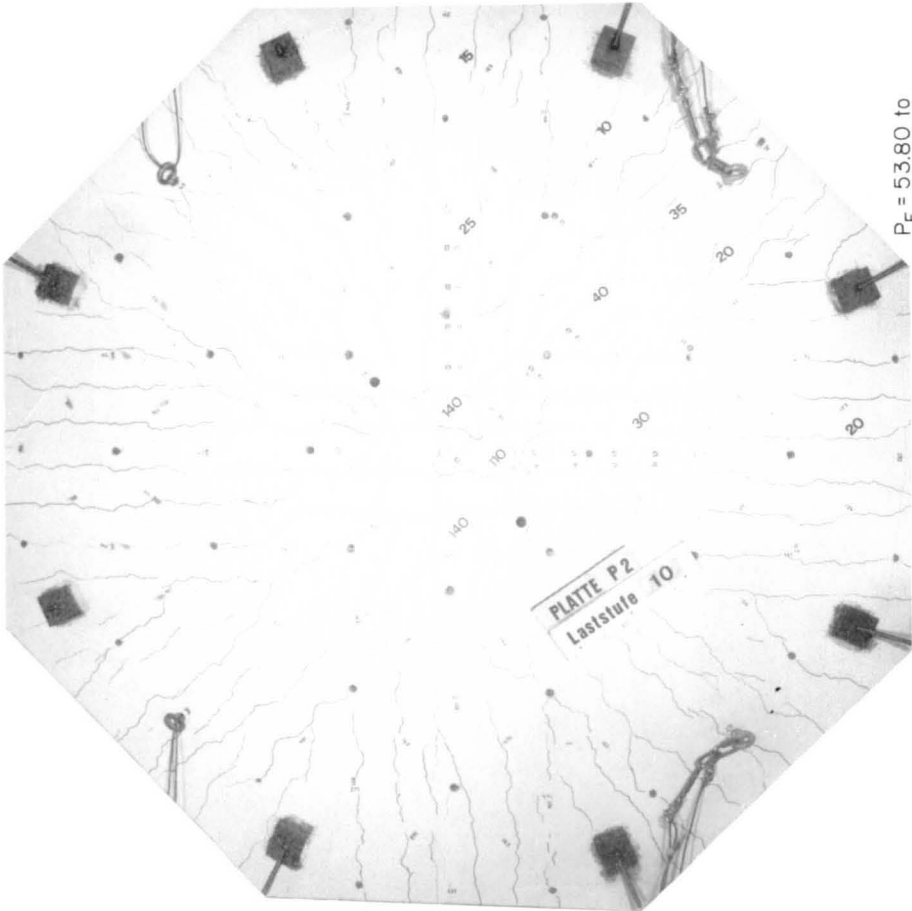


Bild 88



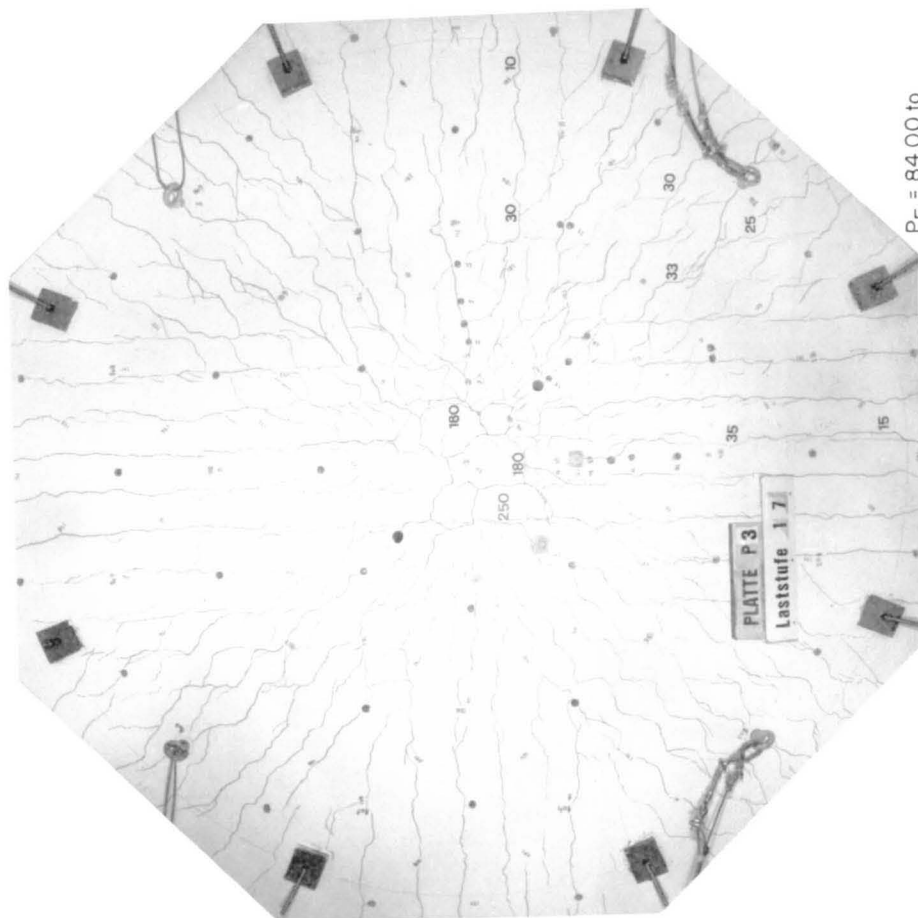
$P_E = 53.60$ to



$P_E = 53.80$ to

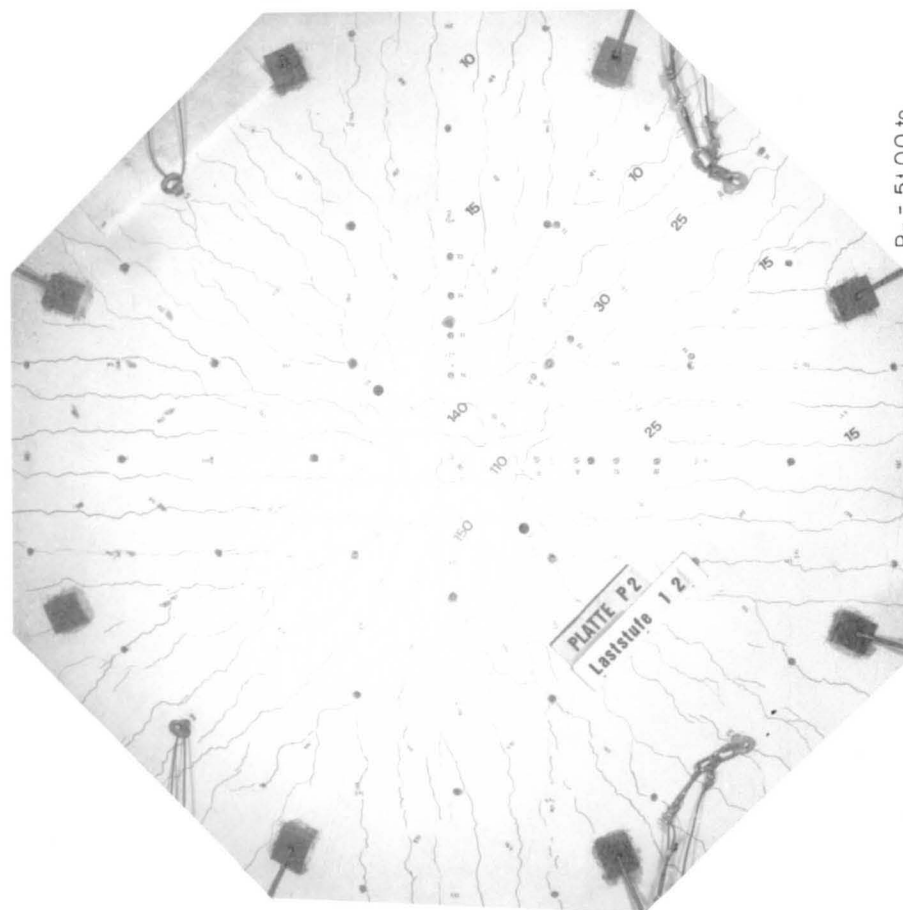
Bild 93

Bild 92



PE = 84.00 to

Bild 95



PE = 51.00 to

Bild 94

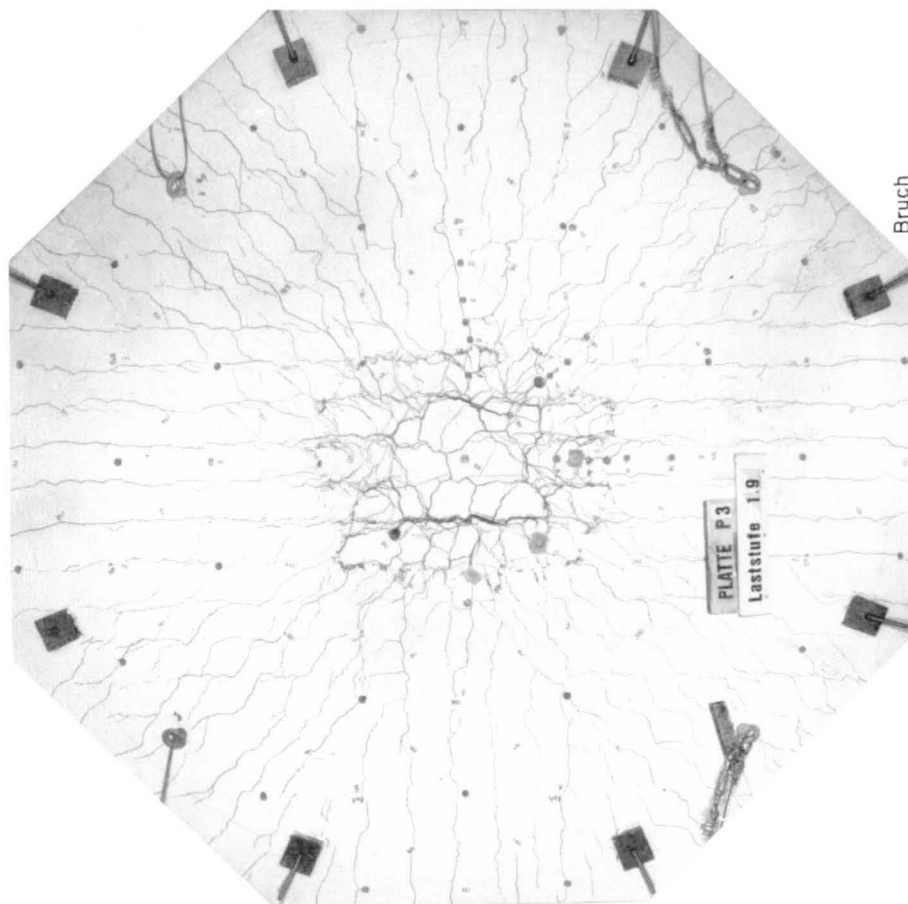


Bild 97

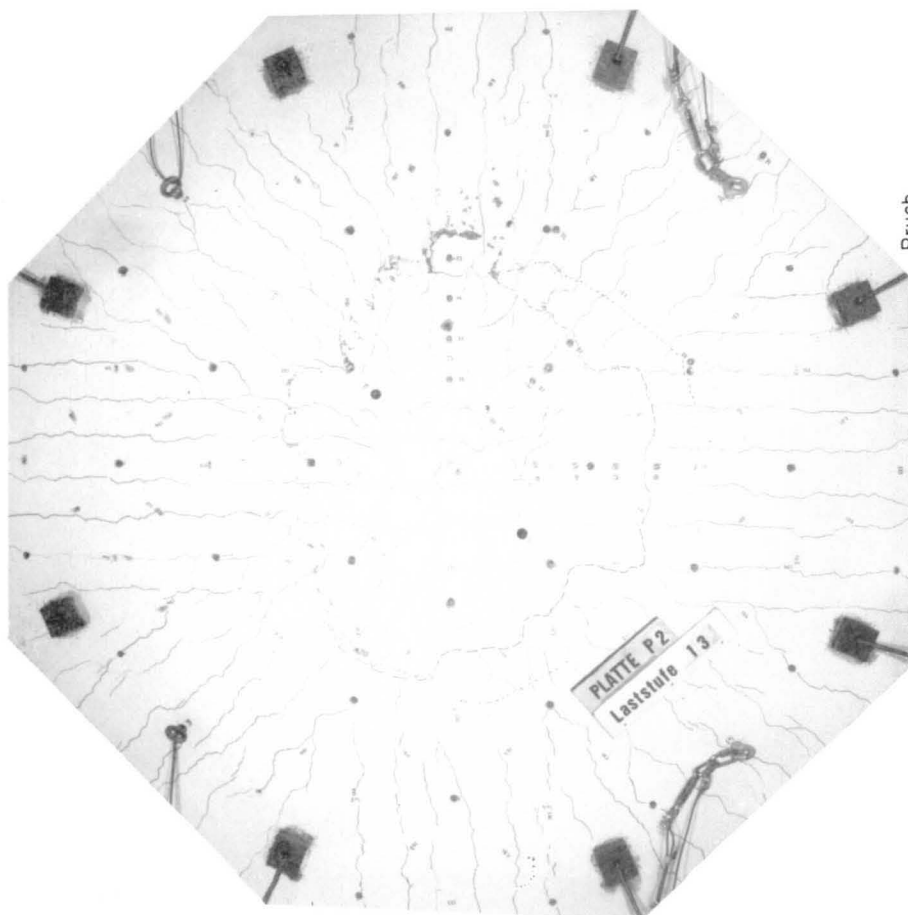


Bild 96

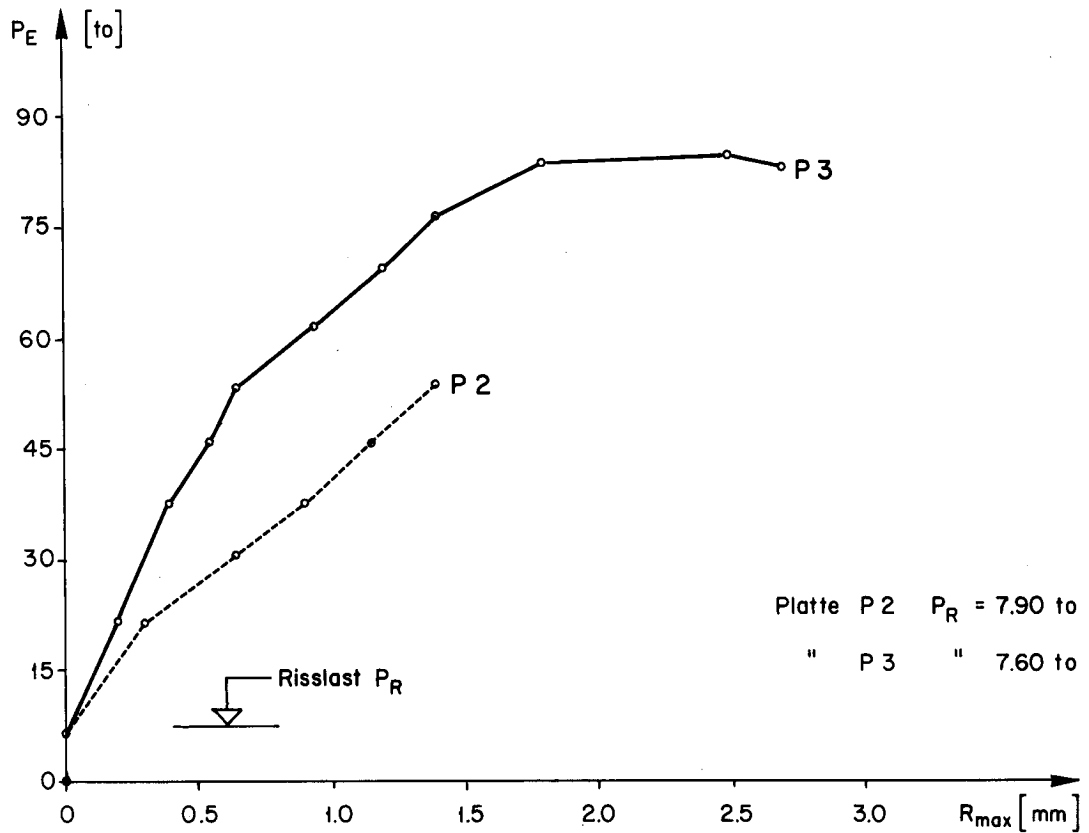
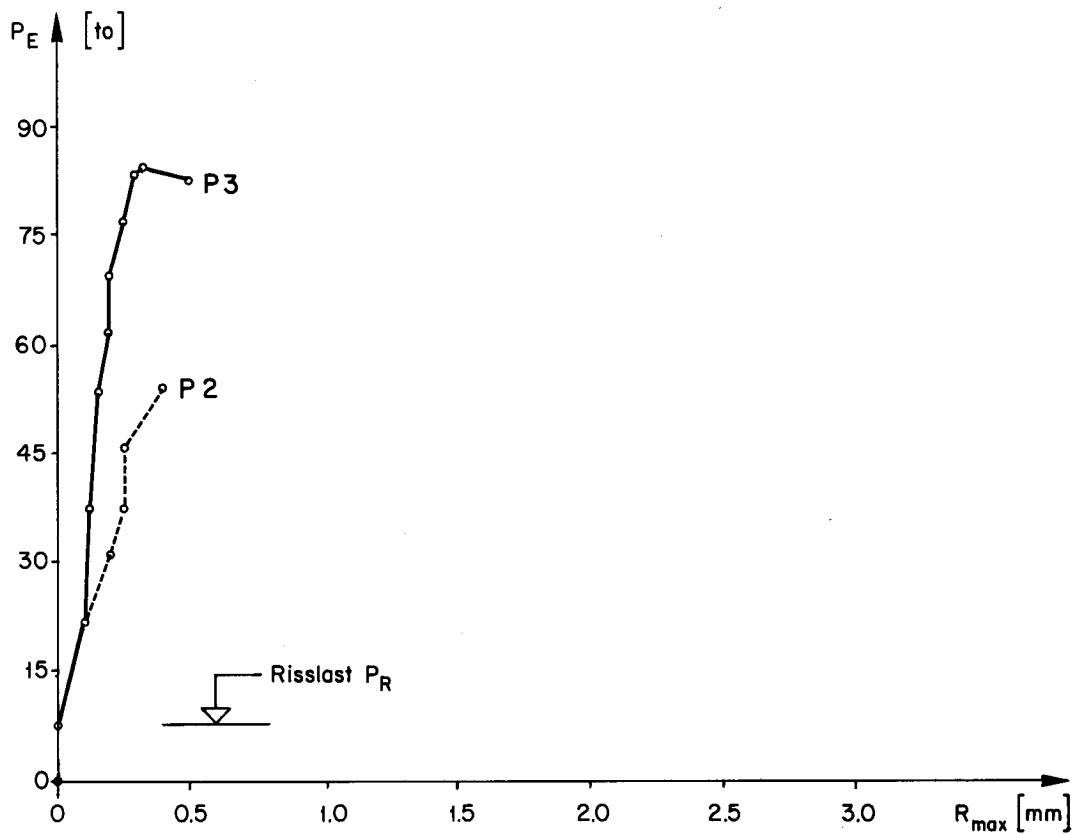
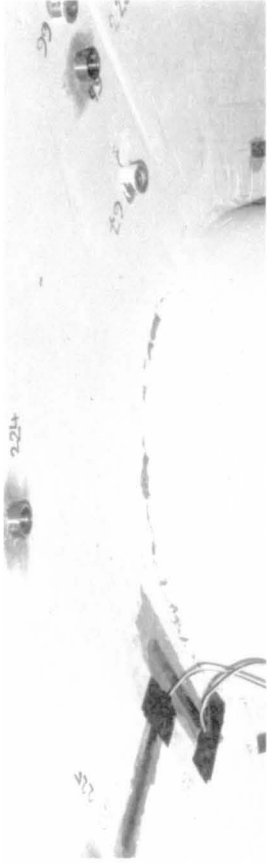


Bild 98 : Maximale Rissweite im Stützenbereich, P2 und P3

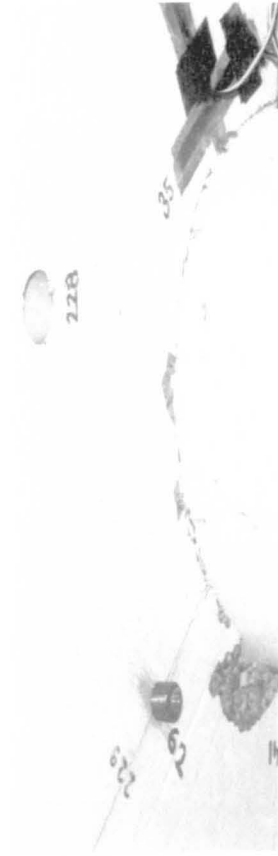
Bild 99 : Maximale Rissweite bei $r = 75$ cm, P2 und P3



LS 12



LS 15



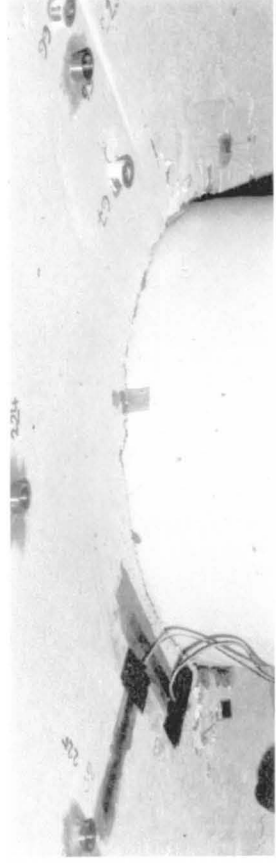
LS 13



LS 17



LS 13



LS 19

Bild 100 : Betonstauchungen P 2

Bild 101 : Betonstauchungen P 3

ANHANGAUSWERTUNG DER TRIANGULATIONSNETZMESSUNGEN1. Plattenstreifen PS 6 bis PS 11

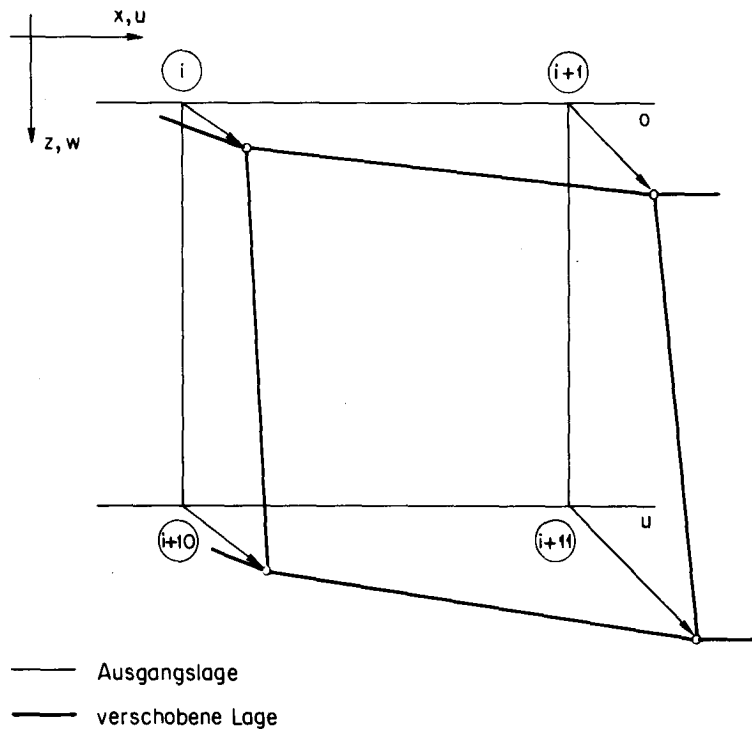
Die verwendeten Bezeichnungen für Knoten, Strecken und Verschiebungen sind aus Bild 15 ersichtlich. Der Ursprung 0 des Koordinatensystems liegt in der Mitte der (verformten) Strecke 21.

Die Messungen an Plattenstreifenhinter- und -vorderseite wurden gemittelt und mit einem baustatischen Verfahren für statisch unbestimmte Fachwerke ausgeglichen. Die gemessenen Längenänderungen der Fachwerkstäbe wurden als Zwängungen in Rechnung gestellt. Aufgrund von Fehlerbetrachtungen wurde das Gewicht aller Messungen, bzw. die Steifigkeit aller Fachwerkstäbe als gleich gross angesetzt.

Mit Berücksichtigung der Durchbiegungsmessungen konnten aus der Triangulation die Verschiebungen der Knotenpunkte des Netzes im Schubbereich ermittelt werden. Dabei wurde nur die Durchbiegungsmessung 62 einbezogen (Bild 15). Die Durchbiegungsmessung 61 diente nicht als zusätzliche Zwängung, sondern als Kontrolle.

Eine weitere Kontrolle stellte die Invardraht-Messung der Längenänderung dar, indem zur Verschiebung des Mittelpunktes der Strecke 26 die Längenänderung des Biegebereichs bis zur Mitte der Plattenstreifen addiert wurde. Die letztere wurde aus den Reihenmessungen mit dem Setzdehnungsmessgerät 141 mm an den Seitenflächen bestimmt, mit der Annahme eines parabolischen Durchbiegungsverlaufs und unter Berücksichtigung der gemessenen Mittendurchbiegung. Schliesslich dienten auch die Reihenmessungen an der Plattenober- und -unterfläche sowie die Plattendickenmessungen nicht als zusätzliche Zwängungen, sondern als Kontrollen. Die Uebereinstimmung der Triangulationsmessungen mit den Kontrollen entsprach den Erwartungen. Beim Plattenstreifen PS 6 wurde nicht dieselbe Messgenauigkeit erreicht wie bei den übrigen Versuchen, vor allem bei den Messungen der vertikalen Messstrecken 22 bis 25 (Bild 46).

Die Knotenverschiebungen sind für alle Plattenstreifen in den Tabellen 14 bis 19 zusammengestellt. Ausser für den Plattenstreifen PS 8, für den die Verschiebungen in den Schubbereichen links und rechts getrennt angegeben sind, enthalten diese Tabellen die Mittel der Werte links und rechts.

Bild 102 : Knotenverschiebungen Einzelmessnetz ($i=1,2,\dots,5$)

Mit den Bezeichnungen der Bilder 15 und 102 erhält man aus der kinematischen Beziehung

$$\gamma = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{A.1})$$

beim Übergang zu Differenzen die Formeln

$$\gamma_{oi} = \left[w_{i+1} - w_i + \frac{1}{2} \cdot (u_{i+11} + u_{i+10} - u_{i+1} - u_i) \right] \cdot \frac{1}{141 \text{ mm}}, \quad i=1,2,\dots,5 \quad (\text{A.2})$$

und

$$\gamma_{ui} = \left[w_{i+11} - w_{i+10} + \frac{1}{2} \cdot (u_{i+11} + u_{i+10} - u_{i+1} - u_i) \right] \cdot \frac{1}{141 \text{ mm}}, \quad i=1,2,\dots,5 \quad (\text{A.3})$$

für die Schiebungsmittelwerte am oberen und unteren Rand des i -ten Einzelmessnetzes. Die in den Bildern 53 bis 55 dargestellten Werte wurden auf diese Weise berechnet.

2. Platten P 2 und P 3

Das in Abschnitt 4.2.3 beschriebene Vorgehen entspricht grundsätzlich dem bei der Auswertung der Plattenstreifenversuche angewendeten Verfahren. Die resultierenden Verschiebungen der Knotenpunkte in den Messebenen an Plattenunter- und -oberseite sind in den Tabellen 20 bis 23 zusammengestellt. Die Auswertung erfolgte mit Hilfe des an der ETH Zürich entwickelten Computerprogrammes STATIK.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.06	-.01	.06	.12	.06	.26	.06	.39	.07	.52	.08	.61
LS 3	.17	-.01	.15	.32	.14	.65	.15	.96	.15	1.28	.13	1.54
LS 4	.29	.00	.29	.60	.29	1.19	.28	1.76	.30	2.30	.29	2.76
LS 5	.43	-.01	.42	.89	.40	1.76	.39	2.57	.39	3.33	.37	3.96
LS 6	.58	.01	.56	1.19	.54	2.33	.52	3.38	.52	4.35	.48	5.17
LS 7	.71	-.01	.68	1.48	.66	2.89	.63	4.19	.61	5.36	.54	6.33
LS 8	.85	.00	.82	1.78	.79	3.46	.72	5.03	.71	6.44	.64	7.60
LS 9	.16	.01	.15	.35	.14	.65	.11	.90	.14	1.12	.16	1.29
LS 10	.86	.00	.81	1.79	.77	3.47	.70	5.03	.68	6.43	.61	7.58
LS 11	1.02	.01	.99	2.17	.94	4.21	.87	6.12	.85	7.84	.76	9.24
LS 12	1.25	.01	1.21	2.69	1.14	5.16	1.03	7.50	.98	9.60	.85	11.29
LS 13	1.44	.01	1.40	3.08	1.34	6.03	1.23	8.85	1.17	11.40	1.03	13.46

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.06	.01	-.07	.12	-.06	.27	-.06	.41	-.04	.52	-.02	.62
LS 3	-.17	.01	-.17	.35	-.17	.66	-.17	.98	-.15	1.30	-.12	1.55
LS 4	-.29	-.00	-.29	.62	-.28	1.20	-.25	1.77	-.21	2.30	-.15	2.76
LS 5	-.43	.01	-.44	.91	-.41	1.76	-.36	2.57	-.30	3.33	-.22	3.97
LS 6	-.58	-.01	-.57	1.19	-.53	2.30	-.46	3.38	-.37	4.35	-.25	5.15
LS 7	-.71	.01	-.70	1.50	-.66	2.89	-.55	4.20	-.44	5.40	-.30	6.35
LS 8	-.85	-.00	-.84	1.80	-.79	3.47	-.68	5.04	-.54	6.46	-.36	7.60
LS 9	-.16	-.01	-.15	.36	-.12	.67	-.07	.91	-.05	1.13	-.02	1.29
LS 10	-.86	-.00	-.84	1.81	-.79	3.48	-.68	5.05	-.54	6.46	-.38	7.58
LS 11	-1.02	-.01	-1.02	2.17	-.96	4.20	-.82	6.12	-.66	7.85	-.45	9.22
LS 12	-1.25	-.01	-1.24	2.69	-1.16	5.21	-.99	7.56	-.80	9.64	-.56	11.29
LS 13	-1.44	-.01	-1.41	3.14	-1.28	6.19	-1.05	9.16	-.84	11.61	-.58	13.46

Tabelle 14: Knotenverschiebungen PS 6 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.12	.00	.08	.19	.05	.34	.03	.47	.01	.59	-.02	.66
LS 3	.61	-.00	.58	1.24	.54	2.37	.50	3.44	.44	4.41	.36	5.19
LS 4	.85	.00	.83	1.75	.78	3.40	.74	4.99	.67	6.45	.57	7.62
LS 5	.18	-.01	.16	.34	.14	.60	.12	.86	.11	1.10	.08	1.28
LS 6	.85	-.00	.83	1.75	.78	3.42	.73	5.00	.65	6.44	.54	7.59
LS 7	1.17	.00	1.13	2.39	1.06	4.62	.98	6.77	.87	8.68	.72	10.19
LS 8	1.48	.01	1.40	3.02	1.31	5.83	1.21	8.52	1.08	10.90	.90	12.79
LS 9	1.72	.01	1.65	3.56	1.57	6.92	1.46	10.15	1.31	13.02	1.09	15.29
LS 10	1.92	.02	1.82	3.99	1.73	7.80	1.60	11.53	1.41	14.81	1.16	17.38
LS 11	.28	-.00	.26	.64	.25	1.15	.24	1.69	.22	2.12	.17	2.41
LS 12	1.89	.02	1.81	3.95	1.74	7.72	1.62	11.45	1.46	14.80	1.21	17.47
LS 13	2.11	.03	2.01	4.42	1.90	8.62	1.75	12.82	1.55	16.56	1.25	19.50
LS 14	2.37	.04	2.26	4.94	2.12	9.69	1.94	14.42	1.70	18.72	1.37	22.20
LS 15	.50	-.00	.47	1.09	.47	2.09	.46	3.22	.43	4.22	.39	5.14
LS 16	2.33	.04	2.21	4.87	2.09	9.55	1.92	14.27	1.69	18.56	1.37	22.04
LS 17	2.65	.04	2.50	5.54	2.36	10.90	2.16	16.35	1.90	21.34	1.55	25.46

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.12	-.00	-.10	.21	-.11	.37	-.11	.50	-.12	.60	-.10	.67
LS 3	-.61	.00	-.58	1.24	-.55	2.39	-.50	3.47	-.42	4.42	-.30	5.21
LS 4	-.85	-.00	-.85	1.76	-.82	3.43	-.73	5.01	-.62	6.44	-.44	7.62
LS 5	-.18	.01	-.14	.36	-.14	.65	-.11	.90	-.09	1.13	-.07	1.29
LS 6	-.85	.00	-.87	1.76	-.83	3.44	-.74	5.03	-.61	6.45	-.44	7.60
LS 7	-1.17	-.00	-1.15	2.39	-1.08	4.67	-.96	6.82	-.79	8.72	-.55	10.22
LS 8	-1.48	-.01	-1.42	3.03	-1.33	5.90	-1.17	8.60	-.95	10.95	-.68	12.81
LS 9	-1.72	-.01	-1.64	3.60	-1.51	7.09	-1.32	10.29	-1.07	13.13	-.75	15.30
LS 10	-1.92	-.02	-1.83	4.10	-1.70	8.14	-1.49	11.77	-1.22	14.98	-.88	17.40
LS 11	-.28	.00	-.20	.72	-.13	1.34	-.08	1.83	-.05	2.21	-.01	2.42
LS 12	-1.89	-.02	-1.79	4.07	-1.65	8.11	-1.45	11.75	-1.19	15.02	-.86	17.48
LS 13	-2.11	-.03	-1.99	4.58	-1.84	9.10	-1.59	13.36	-1.31	16.91	-.94	19.53
LS 14	-2.37	-.04	-2.26	5.11	-2.13	10.18	-1.92	15.02	-1.66	19.10	-1.30	22.21
LS 15	-.50	.08	-.42	1.24	-.38	2.44	-.34	3.58	-.31	4.46	-.27	5.15
LS 16	-2.33	-.04	-2.22	5.09	-2.08	10.13	-1.87	15.01	-1.61	19.00	-1.25	22.06
LS 17	-2.65	-.04	-2.55	5.85	-2.44	11.61	-2.26	17.18	-2.02	21.81	-1.68	25.48

(a) Schubbereich links

Tabelle 15a: Knotenverschiebungen PS 8 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.08	-.00	.08	.21	.08	.40	.07	.56	.06	.72	.03	.84
LS 3	.62	.00	.62	1.38	.60	2.60	.55	3.75	.51	4.79	.43	5.63
LS 4	.91	.00	.91	1.98	.88	3.77	.82	5.45	.74	6.97	.63	8.20
LS 5	.17	-.00	.17	.41	.17	.71	.16	1.00	.15	1.25	.14	1.41
LS 6	.91	-.00	.91	1.98	.87	3.76	.80	5.45	.72	6.97	.60	8.19
LS 7	1.23	.01	1.23	2.64	1.17	5.06	1.08	7.31	.97	9.34	.82	10.97
LS 8	1.52	.02	1.51	3.28	1.45	6.32	1.35	9.15	1.21	11.71	1.02	13.74
LS 9	1.78	.02	1.76	3.84	1.69	7.44	1.58	10.81	1.42	13.92	1.19	16.37
LS 10	2.01	.03	1.97	4.32	1.87	8.36	1.73	12.16	1.52	15.65	1.25	18.42
LS 11	.25	-.00	.26	.69	.28	1.25	.29	1.79	.28	2.28	.27	2.68
LS 12	1.97	.04	1.94	4.26	1.87	8.29	1.76	12.12	1.57	15.66	1.30	18.50
LS 13	2.19	.04	2.16	4.72	2.07	9.18	1.92	13.45	1.71	17.44	1.41	20.63
LS 14	2.54	.06	2.47	5.42	2.33	10.56	2.15	15.50	1.89	20.14	1.54	23.94
LS 15	.60	-.00	.62	1.42	.61	2.68	.60	3.91	.57	5.10	.52	6.20
LS 16	2.51	.04	2.45	5.40	2.32	10.51	2.14	15.43	1.87	20.07	1.51	23.86
LS 17	2.96	.06	2.86	6.28	2.71	12.26	2.49	18.06	2.19	23.59	1.79	28.27

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.08	.00	-.09	.22	-.08	.41	-.07	.58	-.07	.71	-.06	.84
LS 3	-.62	-.00	-.61	1.36	-.57	2.60	-.51	3.76	-.41	4.79	-.29	5.63
LS 4	-.91	-.00	-.90	1.96	-.83	3.76	-.73	5.46	-.60	6.97	-.42	8.20
LS 5	-.17	.00	-.16	.41	-.12	.73	-.10	1.02	-.06	1.26	-.01	1.42
LS 6	-.91	.00	-.90	1.96	-.85	3.77	-.76	5.47	-.62	6.98	-.44	8.20
LS 7	-1.23	-.01	-1.18	2.64	-1.09	5.08	-.96	7.36	-.77	9.37	-.52	10.99
LS 8	-1.52	-.02	-1.44	3.32	-1.33	6.37	-1.16	9.22	-.92	11.78	-.63	13.75
LS 9	-1.78	-.02	-1.69	3.92	-1.56	7.51	-1.36	10.97	-1.09	14.04	-.75	16.38
LS 10	-2.01	-.03	-1.89	4.43	-1.76	8.46	-1.54	12.37	-1.26	15.81	-.89	18.42
LS 11	-.25	.00	-.18	.76	-.13	1.32	-.08	1.91	-.02	2.37	.03	2.68
LS 12	-1.97	-.04	-1.87	4.40	-1.73	8.40	-1.50	12.39	-1.22	15.84	-.87	18.49
LS 13	-2.19	-.04	-2.06	4.89	-1.93	9.34	-1.70	13.84	-1.40	17.69	-1.01	20.63
LS 14	-2.54	-.06	-2.43	5.57	-2.31	10.71	-2.10	15.91	-1.81	20.41	-1.43	23.93
LS 15	-.60	.00	-.52	1.53	-.46	2.80	-.40	4.15	-.36	5.28	-.30	6.21
LS 16	-2.51	-.04	-2.42	5.56	-2.30	10.68	-2.09	15.90	-1.83	20.36	-1.46	23.86
LS 17	-2.96	-.06	-2.87	6.42	-2.77	12.44	-2.58	18.55	-2.33	23.89	-1.97	28.25

(b) Schubbereich rechts

Tabelle 15 b: Knotenverschiebungen PS 8 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.10	.01	.07	.18	.05	.36	.05	.52	.03	.65	.02	.77
LS 3	.56	.00	.43	1.10	.38	2.14	.34	3.11	.28	3.98	.20	4.69
LS 4	.13	-.00	.13	.27	.13	.54	.12	.80	.11	1.04	.09	1.25
LS 5	.56	.01	.41	1.07	.37	2.12	.32	3.10	.24	3.98	.15	4.69
LS 6	.71	.01	.54	1.38	.48	2.70	.42	3.93	.34	5.04	.22	5.92
LS 7	.93	.01	.74	1.83	.67	3.59	.60	5.26	.49	6.77	.34	7.99
LS 8	1.14	.01	.94	2.24	.87	4.41	.79	6.49	.66	8.41	.50	9.97
LS 9	1.33	.02	1.12	2.61	1.04	5.14	.94	7.59	.79	9.83	.60	11.65
LS 10	1.50	.03	1.29	2.95	1.21	5.83	1.11	8.62	.96	11.21	.75	13.33
LS 11	.29	.00	.27	.57	.25	1.14	.24	1.65	.22	2.11	.17	2.46
LS 12	1.52	.02	1.26	3.00	1.16	5.89	1.05	8.67	.89	11.25	.66	13.37
LS 13	1.68	.03	1.43	3.35	1.33	6.58	1.21	9.71	1.02	12.62	.77	15.01
LS 14	1.85	.03	1.57	3.69	1.47	7.28	1.33	10.76	1.13	14.05	.86	16.75
LS 15	2.03	.04	1.74	4.07	1.61	8.03	1.46	11.86	1.23	15.46	.93	18.41
LS 16	2.19	.04	1.89	4.43	1.76	8.72	1.60	12.90	1.36	16.86	1.04	20.13
LS 17	2.34	.05	2.02	4.74	1.87	9.36	1.69	13.87	1.42	18.17	1.06	21.76
LS 18	2.61	.06	2.28	5.31	2.13	10.49	1.93	15.58	1.65	20.45	1.28	24.59
LS 19	2.89	.07	2.53	5.88	2.35	11.63	2.14	17.30	1.84	22.77	1.50	27.56

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.10	-.01	-.12	.20	-.12	.37	-.11	.52	-.10	.66	-.09	.76
LS 3	-.56	-.00	-.62	1.11	-.62	2.14	-.59	3.10	-.51	3.98	-.40	4.69
LS 4	-.13	.00	-.15	.29	-.15	.56	-.14	.81	-.12	1.05	-.08	1.25
LS 5	-.56	-.01	-.63	1.08	-.64	2.11	-.62	3.09	-.56	3.98	-.46	4.69
LS 6	-.71	-.01	-.80	1.39	-.80	2.69	-.76	3.93	-.66	5.04	-.53	5.93
LS 7	-.93	-.01	-1.03	1.84	-1.03	3.58	-.97	5.25	-.85	6.79	-.68	8.00
LS 8	-1.14	-.01	-1.25	2.24	-1.25	4.42	-1.16	6.50	-1.00	8.46	-.80	9.98
LS 9	-1.33	-.02	-1.43	2.60	-1.42	5.15	-1.31	7.60	-1.12	9.92	-.87	11.66
LS 10	-1.50	-.03	-1.59	2.92	-1.56	5.83	-1.42	8.65	-1.20	11.37	-.92	13.34
LS 11	-.29	-.00	-.29	.59	-.25	1.15	-.18	1.68	-.12	2.17	-.04	2.46
LS 12	-1.52	-.02	-1.63	2.99	-1.59	5.89	-1.47	8.71	-1.25	11.42	-.99	13.39
LS 13	-1.68	-.03	-1.78	3.34	-1.73	6.59	-1.59	9.78	-1.34	12.84	-1.06	15.02
LS 14	-1.85	-.03	-1.95	3.67	-1.89	7.29	-1.72	10.90	-1.48	14.34	-1.17	16.75
LS 15	-2.03	-.04	-2.11	4.05	-2.00	8.07	-1.80	12.09	-1.55	15.85	-1.21	18.42
LS 16	-2.19	-.04	-2.23	4.41	-2.10	8.80	-1.88	13.20	-1.63	17.35	-1.29	20.16
LS 17	-2.34	-.05	-2.36	4.74	-2.23	9.48	-2.01	14.24	-1.77	18.76	-1.43	21.80
LS 18	-2.61	-.06	-2.63	5.29	-2.49	10.61	-2.27	15.96	-2.03	21.06	-1.68	24.63
LS 19	-2.89	-.07	-2.93	5.85	-2.84	11.73	-2.66	17.65	-2.47	23.36	-2.17	27.57

Tabelle 16 : Knotenverschiebungen PS 7 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.10	.00	.04	.16	.03	.33	.01	.50	-.03	.65	-.06	.77
LS 3	.41	.01	.25	.79	.22	1.57	.18	2.32	.12	3.00	.04	3.58
LS 4	.08	.00	.07	.16	.07	.35	.07	.54	.05	.71	.03	.86
LS 5	.44	.01	.27	.85	.25	1.67	.22	2.47	.16	3.20	.08	3.81
LS 6	.72	.01	.49	1.39	.43	2.72	.36	3.99	.24	5.14	.10	6.07
LS 7	1.11	.02	.85	2.18	.78	4.29	.66	6.31	.50	8.15	.30	9.63
LS 8	1.39	.02	1.12	2.75	1.04	5.41	.92	7.96	.73	10.27	.50	12.10
LS 9	.23	.01	.18	.48	.18	.97	.17	1.48	.13	1.95	.09	2.31
LS 10	1.37	.02	1.09	2.71	1.01	5.34	.89	7.90	.71	10.26	.46	12.13
LS 11	1.59	.03	1.31	3.19	1.23	6.34	1.11	9.43	.89	12.33	.61	14.61
LS 12	1.88	.04	1.57	3.75	1.48	7.50	1.32	11.21	1.06	14.75	.71	17.56

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.10	-.00	-.12	.16	-.14	.33	-.15	.49	-.15	.65	-.15	.76
LS 3	-.41	-.01	-.51	.78	-.53	1.57	-.52	2.30	-.50	3.00	-.46	3.57
LS 4	-.08	-.00	-.09	.15	-.11	.34	-.10	.52	-.10	.71	-.09	.85
LS 5	-.44	-.01	-.53	.83	-.55	1.66	-.53	2.44	-.50	3.19	-.44	3.79
LS 6	-.72	-.01	-.81	1.39	-.84	2.72	-.83	3.98	-.78	5.14	-.69	6.07
LS 7	-1.11	-.02	-1.18	2.20	-1.21	4.30	-1.16	6.33	-1.07	8.18	-.92	9.62
LS 8	-1.39	-.02	-1.38	2.81	-1.36	5.50	-1.27	8.08	-1.15	10.37	-.97	12.09
LS 9	-.23	-.01	-.20	.51	-.19	1.02	-.19	1.53	-.18	1.98	-.17	2.29
LS 10	-1.37	-.02	-1.34	2.77	-1.35	5.46	-1.29	8.07	-1.19	10.38	-1.03	12.13
LS 11	-1.59	-.03	-1.43	3.38	-1.40	6.77	-1.32	10.04	-1.23	12.67	-1.06	14.62
LS 12	-1.88	-.04	-1.52	4.23	-1.48	8.44	-1.40	12.48	-1.31	15.45	-1.13	17.57

Tabelle 17 : Knotenverschiebungen PS 11 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.11	-.00	.12	.23	.12	.44	.11	.66	.09	.85	.07	1.02
LS 3	.35	.01	.36	.74	.36	1.44	.34	2.12	.30	2.74	.24	3.25
LS 4	.77	.00	.77	1.59	.76	3.12	.72	4.61	.65	5.98	.55	7.10
LS 5	.05	-.00	.09	.14	.10	.26	.11	.37	.10	.48	.10	.55
LS 6	.38	.01	.37	.77	.34	1.49	.31	2.15	.26	2.75	.18	3.24
LS 7	.58	.01	.58	1.21	.56	2.35	.52	3.45	.45	4.45	.36	5.30
LS 8	.78	.01	.78	1.61	.74	3.14	.69	4.62	.60	5.97	.48	7.08
LS 9	1.07	.01	1.05	2.20	1.00	4.30	.93	6.33	.82	8.19	.68	9.69
LS 10	1.35	.02	1.33	2.76	1.28	5.40	1.19	7.93	1.06	10.25	.88	12.12
LS 11	1.61	.02	1.57	3.30	1.50	6.47	1.39	9.53	1.22	12.36	1.00	14.64
LS 12	.30	.01	.30	.62	.30	1.21	.29	1.79	.26	2.36	.21	2.82
LS 13	1.61	.02	1.56	3.29	1.48	6.46	1.36	9.52	1.18	12.36	.95	14.63
LS 14	1.77	.03	1.72	3.63	1.64	7.14	1.51	10.58	1.32	13.83	1.07	16.48
LS 15	1.93	.03	1.87	3.96	1.77	7.82	1.62	11.61	1.39	15.23	1.12	18.24

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.11	.00	-.11	.23	-.11	.45	-.10	.67	-.09	.85	-.09	1.04
LS 3	-.35	-.01	-.35	.74	-.35	1.45	-.32	2.13	-.28	2.74	-.23	3.26
LS 4	-.77	-.00	-.77	1.58	-.75	3.11	-.70	4.60	-.59	5.98	-.44	7.12
LS 5	-.05	.00	-.04	.14	-.03	.27	-.01	.39	.01	.48	.00	.56
LS 6	-.38	-.01	-.37	.78	-.35	1.48	-.32	2.15	-.28	2.75	-.23	3.24
LS 7	-.58	-.01	-.58	1.21	-.57	2.35	-.53	3.45	-.47	4.46	-.38	5.32
LS 8	-.78	-.01	-.78	1.61	-.77	3.14	-.72	4.62	-.60	5.98	-.47	7.10
LS 9	-1.07	-.01	-1.08	2.19	-1.06	4.30	-.97	6.34	-.81	8.20	-.60	9.72
LS 10	-1.35	-.02	-1.34	2.74	-1.30	5.40	-1.16	7.96	-.95	10.32	-.68	12.16
LS 11	-1.61	-.02	-1.62	3.27	-1.57	6.46	-1.41	9.61	-1.16	12.46	-.86	14.65
LS 12	-.30	-.01	-.28	.62	-.27	1.21	-.24	1.83	-.21	2.39	-.18	2.83
LS 13	-1.61	-.02	-1.62	3.27	-1.57	6.45	-1.40	9.66	-1.15	12.49	-.87	14.65
LS 14	-1.77	-.03	-1.76	3.60	-1.67	7.34	-1.46	11.16	-1.20	14.19	-.90	16.50
LS 15	-1.93	-.03	-1.74	4.24	-1.69	8.59	-1.52	12.70	-1.26	15.85	-.95	18.26

Tabelle 18 : Knotenverschiebungen PS 9 in mm.

KNOTEN	1		2		3		4		5		6	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	.14	.00	.09	.26	.09	.51	.09	.74	.08	.97	.05	1.17
LS 3	.46	-.00	.30	.91	.27	1.76	.21	2.54	.14	3.22	.04	3.76
LS 4	.63	.00	.44	1.24	.39	2.41	.32	3.52	.23	4.55	.09	5.41
LS 5	.96	-.00	.75	1.90	.68	3.71	.60	5.45	.48	7.09	.30	8.46
LS 6	.33	.00	.24	.64	.22	1.24	.19	1.82	.15	2.37	.08	2.83
LS 7	.63	-.00	.46	1.25	.42	2.42	.36	3.56	.27	4.62	.14	5.50
LS 8	.94	.01	.75	1.88	.69	3.69	.61	5.44	.49	7.09	.32	8.47
LS 9	1.33	.01	1.11	2.66	1.04	5.22	.94	7.70	.80	10.06	.58	12.07
LS 10	1.75	.02	1.51	3.51	1.41	6.90	1.28	10.21	1.09	13.35	.82	16.05
LS 11	.45	.00	.36	.90	.34	1.75	.30	2.57	.24	3.35	.14	4.01
LS 12	.95	.01	.74	1.87	.68	3.67	.59	5.41	.46	7.03	.24	8.39
LS 13	1.74	.02	1.50	3.48	1.39	6.87	1.25	10.16	1.06	13.30	.77	15.98
LS 14	2.12	.03	1.85	4.25	1.73	8.39	1.56	12.45	1.34	16.31	1.01	19.68

KNOTEN	11		12		13		14		15		16	
	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=	U=	W=
LS 2	-.14	-.00	-.16	.25	-.16	.51	-.14	.75	-.15	.97	-.13	1.17
LS 3	-.46	.00	-.55	.90	-.54	1.76	-.51	2.53	-.49	3.22	-.43	3.78
LS 4	-.63	-.00	-.74	1.24	-.75	2.42	-.75	3.53	-.73	4.56	-.66	5.43
LS 5	-.96	.00	-1.08	1.90	-1.09	3.72	-1.09	5.47	-1.04	7.09	-.89	8.47
LS 6	-.33	-.00	-.37	.64	-.37	1.25	-.37	1.82	-.36	2.37	-.33	2.84
LS 7	-.63	.00	-.73	1.25	-.74	2.44	-.74	3.57	-.71	4.63	-.63	5.52
LS 8	-.94	-.01	-1.07	1.88	-1.08	3.69	-1.08	5.45	-1.03	7.08	-.89	8.49
LS 9	-1.33	-.01	-1.46	2.64	-1.47	5.20	-1.47	7.69	-1.38	10.05	-1.15	12.07
LS 10	-1.75	-.02	-1.90	3.47	-1.93	6.87	-1.92	10.19	-1.77	13.37	-1.45	16.04
LS 11	-.45	-.00	-.49	.88	-.50	1.74	-.48	2.57	-.45	3.36	-.42	4.01
LS 12	-.95	-.01	-1.07	1.86	-1.09	3.68	-1.07	5.41	-1.00	7.05	-.88	8.39
LS 13	-1.74	-.02	-1.90	3.44	-1.94	6.84	-1.93	10.15	-1.79	13.31	-1.49	15.98
LS 14	-2.12	-.03	-2.29	4.20	-2.35	8.34	-2.34	12.41	-2.18	16.34	-1.84	19.67

Tabelle 19 : Knotenverschiebungen PS 10 in mm.

kn	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18	
	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm		
2	0.04	0	0.04	0	0.01	0.01	0.03	0	0.04	0.01	0.03	0.02	0	0.03	0	0.03	0	0.03	0.02	0	0.02	0	0.02	0	0.03	0.03	0.03	0.02	0	0.03	0.03	0.01	0.03	0	0.04	
3	0.42	0.41	0.07	0.11	0.35	0.11	0.39	0.27	0.37	0.08	0.37	0.26	0.26	0.37	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.43	
4	0.95	0.91	0.14	0.29	0.79	0.29	0.87	0.60	0.82	0.23	0.85	0.58	0.58	0.82	0.60	0.60	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	1.02	
5	0.28	0.27	0.04	0.07	0.21	0.07	0.24	0.16	0.22	0.05	0.22	0.15	0.15	0.22	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.31		
6	0.72	0.69	0.10	0.20	0.55	0.20	0.64	0.43	0.60	0.14	0.61	0.42	0.42	0.60	0.43	0.43	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.77		
7	0.88	0.84	0.12	0.25	0.69	0.25	0.78	0.53	0.75	0.17	0.75	0.51	0.51	0.75	0.53	0.53	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.93		
8	1.04	1.00	0.14	0.30	0.83	0.30	0.94	0.64	0.89	0.21	0.90	0.62	0.62	0.89	0.64	0.64	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	1.11		
9	1.25	1.21	0.17	0.37	1.00	0.37	1.14	0.78	1.08	0.26	1.10	0.76	0.76	1.08	0.78	0.78	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	1.35		
10	1.52	1.45	0.21	0.44	1.21	0.44	1.38	0.93	1.28	0.33	1.34	0.91	0.91	1.28	0.93	0.93	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.67		
11	0.39	0.36	0.05	0.33	0.27	0.10	0.31	0.20	0.26	0.08	0.29	0.19	0.19	0.26	0.20	0.20	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.47		
12	1.50	1.43	0.21	0.45	1.17	0.45	1.37	0.92	1.25	0.33	1.33	0.90	0.90	1.25	0.92	0.92	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.68		

Tabelle 20: Horizontale Knotenverschiebungen P 2 (Oberseite)

kn	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18		
	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm			
2	-0.05	0	-0.05	-0.01	-0.05	0	-0.06	-0.03	-0.04	0	-0.04	-0.01	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	-0.03	-0.03	0	0	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	0	
3	-0.18	-0.18	-0.04	-0.17	-0.15	-0.16	-0.20	-0.06	-0.15	-0.09	-0.16	-0.05	-0.13	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	
4	-0.27	-0.27	-0.06	-0.27	-0.25	-0.26	-0.30	-0.09	-0.25	-0.08	-0.23	-0.08	-0.23	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16
5	-0.07	-0.08	-0.03	-0.07	-0.05	-0.05	-0.10	-0.02	-0.05	-0.01	-0.04	-0.05	-0.01	-0.04	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03
6	-0.16	-0.17	-0.04	-0.17	-0.16	-0.18	-0.20	-0.05	-0.16	-0.05	-0.16	-0.05	-0.16	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11
7	-0.24	-0.24	-0.06	-0.24	-0.22	-0.23	-0.25	-0.08	-0.22	-0.06	-0.20	-0.06	-0.20	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14
8	-0.26	-0.26	-0.06	-0.26	-0.24	-0.27	-0.29	-0.09	-0.24	-0.08	-0.23	-0.08	-0.23	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16
9	-0.35	-0.35	-0.08	-0.35	-0.32	-0.33	-0.35	-0.12	-0.32	-0.09	-0.29	-0.09	-0.29	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21
10	-0.40	-0.40	-0.09	-0.40	-0.38	-0.39	-0.43	-0.13	-0.38	-0.12	-0.35	-0.12	-0.35	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	
11	-0.07	-0.08	-0.03	-0.07	-0.07	-0.10	-0.02	-0.07	-0.02	-0.06	-0.04	-0.07	-0.02	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04
12	-0.31	0	-0.32	-0.08	-0.33	-0.37	-0.10	-0.32	-0.10	-0.32	-0.34	-0.10	-0.32	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	-0.22	

Tabelle 21: Horizontale Knotenverschiebungen P2 (Unterseite)

kn	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18	
	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v	u	v		
LS	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
2	0.04	0	0.04	0.01	0.04	0	0.03	0.04	0.04	0	0.04	0.02	0.04	0	0.03	0	0.03	0.03	0.03	0	0	0.03	0	0.04	0.03	0.04	0	0.04	0.03	0.07	0	0.04	0.01	0.04	0	0.03
3	0.33		0.30	0.05	0.33		0.30	0.13	0.32		0.32	0.10	0.30		0.21		0.21	0.21	0.21		0.21		0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.16	0.36	0.33	0.08	0.33	0.08	0.33	0.08	0.34
4	0.76		0.67	0.11	0.75		0.67	0.25	0.72		0.69	0.20	0.69		0.48		0.48	0.47	0.47		0.47		0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.34	0.75	0.79	0.18	0.77	0.18	0.77	0.18	0.82
5	0.18		0.17	0.02	0.17		0.17	0.08	0.17		0.16	0.06	0.17		0.11		0.11	0.11	0.11		0.11		0.22	0.22	0.22	0.22	0.09	0.25	0.21	0.03	0.21	0.03	0.21	0.03	0.22	
6	0.53		0.45	0.07	0.51		0.45	0.18	0.50		0.47	0.14	0.48		0.33		0.33	0.33	0.33		0.33		0.54	0.54	0.54	0.54	0.23	0.55	0.55	0.12	0.54	0.12	0.54	0.12	0.57	
7	0.68		0.57	0.09	0.65		0.57	0.23	0.63		0.59	0.18	0.61		0.41		0.41	0.41	0.41		0.41		0.67	0.67	0.67	0.67	0.29	0.70	0.70	0.16	0.69	0.16	0.69	0.16	0.72	
8	0.82		0.69	0.11	0.79		0.69	0.26	0.76		0.72	0.21	0.73		0.50		0.50	0.50	0.50		0.50		0.81	0.81	0.81	0.81	0.35	0.82	0.84	0.19	0.82	0.19	0.82	0.19	0.87	
9	1.03		0.86	0.13	0.99		0.86	0.34	0.95		0.89	0.26	0.92		0.63		0.63	0.63	0.63		0.63		1.01	1.01	1.01	1.01	0.44	1.02	1.06	0.24	1.04	0.24	1.04	0.24	1.10	
10	1.25		1.05	0.16	1.19		1.05	0.40	1.15		1.06	0.32	1.11		0.76		0.76	0.75	0.75		0.75		1.24	1.24	1.24	1.24	0.53	1.23	1.29	0.27	1.27	0.27	1.27	0.27	1.35	
11	1.45		1.21	0.18	1.38		1.21	0.45	1.34		1.22	0.38	1.31		0.90		0.90	0.89	0.89		0.89		1.47	1.47	1.47	1.47	0.61	1.44	1.47	0.30	1.49	0.30	1.49	0.30	1.55	
12	0.29		0.26	0.02	0.26		0.26	0.09	0.27		0.20	0.09	0.28		0.17		0.17	0.17	0.17		0.17		0.39	0.39	0.39	0.39	0.14	0.37	0.36	0.05	0.35	0.05	0.35	0.05	0.40	
13	1.54		1.26	0.18	1.45		1.26	0.47	1.41		1.27	0.39	1.38		0.95		0.95	0.93	0.93		0.93		1.59	1.59	1.59	1.59	0.63	1.51	1.63	0.32	1.59	0.32	1.59	0.32	1.73	
14	1.95		1.47	0.22	1.63		1.47	0.54	1.60		1.46	0.45	1.58		1.09		1.09	1.06	1.06		1.06		1.83	1.83	1.83	1.83	0.73	1.71	1.87	0.38	1.82	0.38	1.82	0.38	1.99	
15	2.02		1.65	0.22	1.90		1.65	0.60	1.88		1.62	0.51	1.86		1.27		1.27	1.23	1.23		1.23		2.23	2.23	2.23	2.23	0.82	1.98	2.17	0.43	2.09	0.43	2.09	0.43	2.31	
16	2.40		1.97	0.25	2.25		1.97	0.71	2.25		1.93	0.60	2.27		1.54		1.54	1.51	1.51		1.51		2.66	2.66	2.66	2.66	0.97	2.33	2.57	0.49	2.46	0.49	2.46	0.49	2.73	
17	2.71		2.22	0.27	2.55		2.22	0.78	2.58		2.19	0.68	2.62		1.80		1.80	1.76	1.76		1.76		3.03	3.03	3.03	3.03	1.09	2.58	2.91	0.55	2.77	0.55	2.77	0.55	3.08	
18	2.70		2.55	0.25	2.54		2.55	0.87	2.67		2.28	1.10	2.81		1.91		1.91	1.89	1.89		1.89		3.18	3.18	3.18	3.18	1.18	2.58	3.06	0.56	2.92	0.56	2.92	0.56	3.23	

Tabelle 22: Horizontale Knotenverschiebungen P3 (Oberseite)

kn	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18	
	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm	u mm	v mm		
2	-0.09	0	-0.08	-0.02	-0.07	0	-0.06	-0.02	-0.05	0	-0.05	-0.02	-0.03	0	-0.03	0	-0.03	-0.03	-0.03	0	0	-0.03	0	-0.04	-0.01	-0.04	0	-0.05	-0.02	-0.03	0	-0.05	-0.02	-0.06	0	-0.07
3	-0.18	-0.17	-0.03	-0.17	-0.17	-0.06	-0.17	-0.06	-0.14	-0.09	-0.15	-0.05	-0.12	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.09	-0.12	-0.06	-0.13	-0.13	-0.13	-0.08	-0.13	-0.14	-0.05	-0.14	-0.05	-0.14	-0.15
4	-0.32	-0.29	-0.06	-0.30	-0.30	-0.27	-0.09	-0.26	-0.26	-0.26	-0.25	-0.08	-0.21	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.21	-0.09	-0.22	-0.22	-0.23	-0.12	-0.21	-0.25	-0.09	-0.25	-0.09	-0.25	-0.27	
5	-0.13	-0.12	-0.02	-0.11	-0.11	-0.10	-0.02	-0.09	-0.09	-0.09	-0.08	-0.02	-0.06	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.06	-0.02	-0.05	-0.04	-0.07	-0.03	-0.04	-0.08	-0.03	-0.08	-0.03	-0.09	
6	-0.24	-0.22	-0.04	-0.22	-0.22	-0.21	-0.07	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.06	-0.16	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.15	-0.07	-0.16	-0.16	-0.17	-0.09	-0.15	-0.18	-0.06	-0.18	-0.06	-0.19	
7	-0.29	-0.26	-0.06	-0.27	-0.27	-0.25	-0.09	-0.24	-0.24	-0.23	-0.07	-0.20	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.19	-0.09	-0.21	-0.21	-0.21	-0.11	-0.20	-0.23	-0.07	-0.23	-0.07	-0.23	-0.25	
8	-0.29	-0.27	-0.06	-0.29	-0.29	-0.27	-0.08	-0.25	-0.25	-0.26	-0.08	-0.22	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.16	-0.21	-0.10	-0.22	-0.22	-0.23	-0.13	-0.21	-0.24	-0.09	-0.23	-0.09	-0.23	-0.25	
9	-0.39	-0.36	-0.08	-0.37	-0.37	-0.36	-0.12	-0.32	-0.32	-0.32	-0.11	-0.27	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.27	-0.13	-0.29	-0.29	-0.30	-0.17	-0.31	-0.33	-0.11	-0.32	-0.11	-0.32	-0.34	
10	-0.43	-0.41	-0.09	-0.42	-0.42	-0.42	-0.14	-0.37	-0.37	-0.38	-0.13	-0.33	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.32	-0.16	-0.35	-0.35	-0.34	-0.20	-0.36	-0.37	-0.12	-0.36	-0.12	-0.38	-0.38	
11	-0.51	-0.48	-0.10	-0.49	-0.49	-0.49	-0.16	-0.44	-0.44	-0.45	-0.15	-0.39	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.38	-0.18	-0.40	-0.40	-0.41	-0.23	-0.41	-0.44	-0.15	-0.42	-0.15	-0.45	-0.45	
12	-0.16	-0.14	-0.02	-0.14	-0.14	-0.11	-0.03	-0.12	-0.12	-0.11	-0.03	-0.09	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.09	-0.04	-0.09	-0.09	-0.10	-0.06	-0.09	-0.11	-0.04	-0.11	-0.04	-0.12	-0.12	
13	-0.53	-0.50	-0.10	-0.51	-0.51	-0.51	-0.16	-0.46	-0.46	-0.47	-0.15	-0.41	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.40	-0.19	-0.43	-0.43	-0.42	-0.24	-0.43	-0.45	-0.15	-0.44	-0.15	-0.46	-0.46	
14	-0.57	-0.54	-0.12	-0.56	-0.56	-0.56	-0.18	-0.51	-0.51	-0.52	-0.17	-0.47	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.45	-0.22	-0.47	-0.47	-0.47	-0.26	-0.47	-0.49	-0.17	-0.48	-0.17	-0.50	-0.50	
15	-0.65	-0.64	-0.14	-0.64	-0.64	-0.68	-0.22	-0.61	-0.61	-0.60	-0.20	-0.57	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.54	-0.26	-0.56	-0.56	-0.55	-0.32	-0.58	-0.57	-0.19	-0.55	-0.19	-0.56	-0.56	
16	-0.69	-0.66	-0.14	-0.69	-0.69	-0.72	-0.21	-0.68	-0.68	-0.66	-0.21	-0.66	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.46	-0.63	-0.29	-0.62	-0.62	-0.62	-0.33	-0.61	-0.62	-0.21	-0.58	-0.21	-0.58	-0.60	
17	-0.75	-0.73	-0.15	-0.76	-0.76	-0.81	-0.23	-0.75	-0.75	-0.74	-0.24	-0.75	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.71	-0.33	-0.69	-0.69	-0.69	-0.38	-0.71	-0.68	-0.23	-0.64	-0.23	-0.65	-0.65	
18	-0.75	-0.73	-0.15	-0.76	-0.76	-0.79	-0.22	-0.77	-0.77	-0.75	-0.23	-0.78	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.74	-0.34	-0.70	-0.70	-0.71	-0.37	-0.71	-0.69	-0.23	-0.65	-0.23	-0.66	-0.66	

Tabelle 23: Horizontale Knotenverschiebungen P 3 (Unterseite)