Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten

Working Paper**Author(s):**

Pralong, Jean; Brändli, Werner; Thürlimann, Bruno

Publication date:

1979

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000185615>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 7305(3)

Institut für Baustatik
& Konstruktion ETHZ
Handbibliothek

Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten

Jean Pralong
Werner Brändli
Bruno Thürlimann

Dezember 1979
Bericht Nr. 7305-3

CIP-Kurztitelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Pralong, Jean:

Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten /
von Jean Pralong ; Werner Brändli ; Bruno Thürlimann. -Basel, Boston, Stuttgart : Birkhäuser, 1979
(Bericht/Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich ; Nr. 7305-3)
ISBN 3-7643-1155-X

NE: Brändli, Werner: ; Thürlimann, Bruno:

Nachdruck verboten.

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen und
der Reproduktion auf photostatischem Wege oder durch Mikrofilm,
vorbehalten.

© Birkhäuser Verlag Basel, 1979
ISBN 3-7643-1155-X

Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten

von

Jean Pralong, dipl. Ing.
Werner Brändli, dipl. Ing.
Prof. Dr. Bruno Thürlimann

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich

Dezember 1979

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Versuchsprogramm, Bezeichnung der Platten	3
2. VERSUCHSKOERPER	4
2.1 Beschreibung	4
2.1.1 Allgemeines	4
2.1.2 Abmessungen	4
2.1.3 Schlappe Bewehrung	4
2.1.4 Vorspann-Bewehrung	4
2.1.5 Rand- und Montage-Bewehrung	5
2.1.6 Herstellung, Lagerung	5
2.1.7 Vorspannung der Platten P7, P8 und P9	5
2.2 Baustoffe	6
2.2.1 Bewehrungsstahl	6
2.2.2 Spannstahl	6
2.2.3 Beton	6
2.2.4 Injektionsgut	8
2.2.5 Materialkennwerte für die Auswertung	8
3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG	9
3.1 Versuchsanlage	9
3.1.1 Belastungseinrichtung	9
3.1.2 Messeinrichtung	9
3.2 Versuchsablauf	9
3.3 Messstellenplan	10
4. VERSUCHSRESULTATE	12
4.1 Verfahren für die Auswertung der Versuchsergebnisse	12
4.1.1 Durchbiegungen	12
4.1.2 Radiale Knotenverschiebungen in den Messebenen	12
4.1.3 Risse	12
4.1.4 Bemerkungen zum Vergleich der Versuchsergebnisse	12
4.2 Tragverhalten der Platten P4 bis P9	13
4.2.1 Allgemeines	13
4.2.1.1 Elastische ungerissene Phase	13
4.2.1.2 Phase der Rissentwicklung mit Umlagerung der inneren Kräfte	13
4.2.1.3 Phase der Umlagerung der Verschiebungen	14
4.2.1.4 Bruchphase mit Änderung des Tragsystems	14
4.2.1.5 Phase nach dem Durchstanzen	15
4.2.2 Platte P4	15
4.2.3 Platte P5	15
4.2.4 Platte P6	15
4.2.5 Platte P7	16
4.2.6 Platte P8	16
4.2.7 Platte P9	17
4.3 Durchbiegungen	17
4.4 Radiale Knotenverschiebungen in den Messebenen	17
4.5 Betonstauchungen und Stahldehnungen	18
4.6 Rissverhalten	18
4.7 Bruchfiguren	19

	Seite
ZUSAMMENFASSUNG	20
RESUME	22
SUMMARY	24
VERDANKUNGEN	26
LITERATURVERZEICHNIS	27
BEZEICHNUNGEN	28
BILDER 1 bis 105	31

1. EINLEITUNG

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" wurden theoretische und experimentelle Arbeiten über das Tragverhalten von Stahl- und Spannbetonplatten durchgeführt. Bis heute wurden folgende Probleme untersucht:

- Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund
- Fliessbedingungen für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit
- Schubtragverhalten von Stahlbetonplatten.

Die Resultate dieser Untersuchungen sind in den bereits veröffentlichten Berichten [1], [2], [3], [4] und [5] zusammengestellt. Im Hinblick auf ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von Flachdecken im Bereich von Innenstützen wurden als Fortsetzung des Projektes gezielte Versuche an Plattenausschnitten geplant.

1.1 Problemstellung

Das Phänomen des Durchstanzens von Platten, die durch Einzellasten beansprucht sind, ist den Ingenieuren seit langer Zeit bekannt. Auf diesem Gebiet wurde schon intensiv geforscht und bisher sind zahlreiche Versuche durchgeführt worden. Trotzdem wird regelmässig festgestellt, dass bei Einstürzen von Flachdecken meistens das Durchstanzen eine auslösende Wirkung hatte.

Trotz zahlreicher experimenteller Untersuchungen und einiger theoretischer Arbeiten wurde bis heute keine "Durchstanztheorie" entwickelt, mit der das Schubtragverhalten von Stahl- und Spannbetonplatten zufriedenstellend dargestellt und gelöst werden kann. Mit Ausnahme der bekannten Durchstanztheorie von Kinnunen und Nylander [6] wurden bisher vorwiegend halb-empirische Bemessungsformeln entwickelt, die jedoch nur einige Parameter berücksichtigten. Mit Hilfe von Korrekturfaktoren wurde eine Uebereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Bemessungsformeln gesucht [7].

Alle diese "Durchstanzformeln" lassen aber das physikalische Tragverhalten der Platte, das Zusammenwirken der inneren Kräfte und deren Umlagerung während der Belastung nicht erkennen.

Es ist auch festzustellen, dass die bis heute bekannten Untersuchungen, sowohl die theoretischen als auch die experimentellen, hauptsächlich auf das Durchstanzverhalten in Abhängigkeit der Spannungen beschränkt wurden. Dem Einfluss der Verschiebungen auf das Schubtragverhalten wurde fast keine Beachtung beigemessen, obwohl Mohr [8] bereits vor hundert Jahren schrieb: "Es ist möglich und sogar wahrscheinlich, dass auch für den Bruch nicht die Spannungen, sondern die Dehnungen und die Schiebungen massgebend sind...". Von verschiedenen Beobachtern wurde auch festgestellt, dass das Durchstanzen schlagartig beim Erreichen einer "kritischen Rotation" eintrat. Dies bestätigt teilweise die Aussage von Mohr.

Die Wirkung einer Bügelbewehrung wurde im Laufe der Zeit ganz unterschiedlich beurteilt. Es scheint, dass diese verschiedenen Interpretationen auf ein unvollständiges Verständnis des Durchstanzphänomens zurückzuführen sind. Dies führte zu mangelhaften konstruktiven Lösungen und damit nur zu einer beschränkten Erhöhung der Durchstanzlast. Oftmals wurde daraus geschlossen, dass die Bügelbewehrung keine nennenswerte Wirkung hat.

Durch die in der letzten Zeit vermehrte Anwendung der Stützstreifen-Vorspannung mit und ohne Verbund bei Flachdecken sind verschiedene Probleme neu aufgetaucht, u.a.:

- Wird der Biegebruch-Sicherheitsnachweis nach der klassischen Balkentheorie an einem Ersatzsystem mit zwei sich über der Stütze kreuzenden "Plattenstreifen" gemacht, so folgt unmittelbar daraus, dass der Querschnitt Überbewehrt ist. Dies würde zu einer vorzeitigen Zerstörung der Druckzone führen, was jedoch im Widerspruch zu den Beobachtungen bei Versuchen steht.
- Wird die Durchstanzlast bei einer Stützstreifenvorspannung mit oder ohne Verbund nur um den Anteil der Umlenkkräfte erhöht?

Da solche und ähnliche Probleme über das Tragverhalten von Flachdecken im Bereich von Innenstützen mit den uns bekannten Modellen nicht zufriedenstellend gelöst werden können, wurde am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" eine Versuchsserie über das Durchstanzen an sechs Stahlbeton- und Spannbetonplatten durchgeführt.

1.2 Zielsetzung

Durch sechs Versuche an Plattenausschnitten wurde der Einfluss ausgewählter Parameter auf das Schubtragverhalten und die Verformungsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonplatten experimentell untersucht. Um die Anzahl der variierten Grössen möglichst klein zu halten, wurden die

- Abmessungen der Versuchskörper
- Betonqualität
- Betonüberdeckung der Bewehrung
- Lage und Führung der Spannglieder

bei allen Platten konstant gehalten. In dieser Versuchsserie wurden primär jene Parameter variiert, von welchen man einen erheblichen Einfluss auf das Durchstanzverhalten erwartete.

Folgende Grössen wurden als Versuchsparameter gewählt:

- Anordnung der Bewehrung
- Bewehrungsgehalt
- Bügelbewehrung
- Vorspannung mit Verbund
- Vorspannung ohne Verbund.

Bei allen Versuchen wurde das Tragverhalten bis zum Bruch beobachtet, d.h.:

- das Verhalten im ungerissenen und im gerissenen Zustand (Gebrauchs- und Bruchzustand)
- die Wirkung einer gut verankerten Schubbewehrung
- die Umlagerung der inneren Kräfte und der Verschiebungen (Rotationsfähigkeit)
- das Durchstanzen bzw. die Ausbildung von Biegemechanismen
- die Tragreserve nach dem Durchstanzen bei einer Stützstreifen-Vorspannung.

Ausser den aufgebrachten Kräften und Randdurchbiegungen wurden systematisch globale und lokale Verschiebungen, Verzerrungen, Rissweiten und der Kraftzuwachs in Spanngliedern gemessen.

1.3 Versuchsprogramm, Bezeichnung der Platten

Das experimentelle Forschungsprogramm über das Durchstanzen von Stahlbeton- und Spannbetonplatten ist in Bild 1 zusammengestellt. Es umfasste die Prüfung von sechs Platten mit kreiszylindrischen Stützen. Die Bezeichnung der Versuchskörper schliesst an diejenigen der früheren Biegeversuche an der Platte P1 [1] und an diejenigen der Schubversuche an den Platten P2 und P3 [4] an.

2. VERSUCHSKOERPER

2.1 Beschreibung

2.1.1 Allgemeines

Die Versuchskörper wurden in der Forschungshalle der Bauwissenschaften (HIF) der ETH-Hönggerberg in Zürich hergestellt.

2.1.2 Abmessungen

Die Abmessungen der Platten gehen aus den Bildern 1 und 2 hervor. Bei allen Versuchskörpern wurden die schon bei den Platten P2 und P3 gewählten Abmessungen beibehalten. Die theoretische Plattenstärke von 180 mm erlaubte, auch im Fall einer Vorspannung, eine in der Praxis übliche konstruktive Ausbildung. Sie stellt aber eine untere Grenze dar, unterhalb welcher die in der Praxis vorkommenden Verhältnisse kaum mehr reproduzierbar sind. Zusätzlich wurde beobachtet, dass die Herstellungs-, Biege- und Verlegetoleranzen schon bei einer Plattenstärke von 180 mm einem erheblichen Anteil der Betondruckzone entsprechen können. Die effektiven Plattenstärken wurden nachträglich gemessen und sind dem Bild 51 zu entnehmen. Die theoretische Betonüberdeckung der Bewehrung betrug 10 mm.

2.1.3 Schlaffe Bewehrung

Die Anordnung der schlaffen Bewehrung geht aus den Bildern 2, 3 und 4 hervor.

Die obere Bewehrung aller Platten ausser P5 bestand aus kreisförmigen verschweissten Stäben mit Durchmesser 16 mm bei den Platten P4, P6 und P7 und Durchmesser 8 mm bei den Platten P8 und P9. Der Abstand der Bewehrungsstäbe mass 100 mm. Bei der Platte P5 wurde ein in der Praxis übliches orthogonales Bewehrungsnetz vom Durchmesser 16 mm mit einem Abstand der Bewehrungsstäbe von 100 mm verwendet.

Die untere Bewehrung aller Platten ausser P6 wurde aus geraden Stäben mit Durchmesser 8 mm in zwei Lagen zu einem orthogonalen Netz verlegt. Bei der Platte P6 wurden kreisförmige verschweisste Stäbe mit Durchmesser 8 mm verwendet. Sie gewährleisteten eine einwandfreie Verankerung der geschlossenen Bügel (ohne Schlupf!) in der Druckzone.

Wie aus Bild 5 ersichtlich ist, wurden bei der Platte P6 normale geschlossene Bügel mit Durchmesser 8 mm verwendet. Die Bügel umfassten sowohl die obere als auch die untere Biegebewehrung. Pro Kreisring wurden 24 Bügel verlegt. Dies entspricht einer vertikalen Bügel flieskraft von mindestens 1'257 kN in jedem Schnitt unter 45°, der zwei Bügelreihen schneidet. Die Bügel wurden bis 50 mm innerhalb des Stützenumfanges verlegt und gewährleisteten damit eine einwandfreie Einleitung der durch die Bügel aufgehängten Kraft in die Stütze.

2.1.4 Vorspann-Bewehrung

Die Platten P7, P8 und P9 wurden zusätzlich vorgespannt. Die Vorspann-Bewehrung bestand aus zwei Gruppen von je sechs sich über der Stütze rechtwinklig kreuzenden Spanngliedern, die innerhalb zweier fiktiver Plattenstreifen der Breite $b \approx \emptyset + h$ konzentriert waren, wobei $\emptyset$ dem Stützendurchmesser und h der mittleren statischen Höhe der Spannkabel entspricht. Die Bilder 3, 4, 6 und 7 zeigen die Kabelanordnung sowie die Kabelführung. Der Verlauf der exzentrisch verankerten Spannglieder beider Kabelgruppen war trapezförmig mit einer theoretischen Exzentrizität e bezüglich der Verankerung der Spannglieder von 54 mm bei P7 und 62 mm bei P8 und P9 (Bild 7). Der Abstand des Knickpunktes der Kabel vom Stützzenrum betrug 275 mm. Die untere Kabelgruppe wurde mit zwei -förmigen starren Distanzhaltern auf der richtigen Höhe fixiert.

Bei allen vorgespannten Platten wurden handelsübliche Monolitzen $\emptyset 0.6''$ mit $V_0 = 180 \text{ kN}$ bei $\sigma_s = 0.7 \beta_z$ verwendet. Die Kabel der Platten P7 und P8 wurden schon im Herstellungswerk mit einem Korrosionsschutz-Fett und einem Plastikhüllrohr versehen. Diejenigen der Platte P9 wurden mit einem Hüllrohr aus einem gewellten Stahlblech verlegt und nachträglich injiziert.

Wie aus den Bildern 8 und 9 ersichtlich ist, wurde die Vorspannkraft der sechs Spannglieder über eine einzige Ankerplatte aus Stahl in die Platte eingeleitet. Die Druckspannungen unter der Ankerplatte erreichten einen Wert von ca. 12 N/mm^2

2.1.5 Rand- und Montage-Bewehrung

Wie aus den Bildern 6 und 10 ersichtlich ist, wurde die Randbewehrung aus zwei Lagen von je drei Eisen mit Durchmesser 14 mm gebildet, die in Abständen von 100 mm mit geschlossenen Bügeln mit Durchmesser 6 mm verbügelt waren.

Die Montagestäbe wurden so bearbeitet und verlegt, dass sie keine Funktion einer Biege- bzw. Bügelbewehrung ausüben konnten.

2.1.6 Herstellung, Lagerung

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in einer Holzschalung. Nach dem Betonieren der Platten P4 und P5 wurde festgestellt, dass die Holzschalung zu wenig fest unterstützt war. Dies führte zu einer Abweichung der Sollstärke der Platten. Bei der Herstellung der restlichen Platten wurde dieser Mangel behoben. Für jede Platte und die dazugehörenden Betonproben waren insgesamt 1'300 Liter hochwertiger Beton BH HPC 3 kN/m^3 erforderlich, der mit einem 380/300 Liter Zwangsmischer in sechs Mischungen aufbereitet wurde. Der Beton wurde sorgfältig mit einer Hochfrequenz-Vibriernadel $\emptyset 56 \text{ mm}$ verdichtet. Die Betonoberfläche wurde abgerieben und mit einer Plastikfolie bedeckt.

Sechs Tage nach dem Betonieren wurden die Platten ausgeschalt und in der Forschungshalle bei einer Raumtemperatur von ca. 20°C gelagert. In der Zeit zwischen Herstellung und Versuchsbeginn wurden die weiteren Vorbereitungen getroffen wie Aufkleben der Messbolzen und der Dehnungsmessstreifen, Justieren der Krafteinleitungsaussparungen und Anstreichen der Platte.

2.1.7 Vorspannung der Platten P7, P8 und P9

Die Platten wurden erst vorgespannt, nachdem sie in der Versuchsanlage eingebaut waren. Das Alter der Platten beim Vorspannen geht aus Bild 7 hervor.

Vor dem Vorspannen wurden die Platten nivelliert. Diese Ausgangslage, als "Null-Lage" bezeichnet, wurde während des Vorspannens mit Hilfe von vier in der Mitte der Krafteinleitungszone und in einem radialen Abstand von 1'200 mm verankerten Zugkolben konstant gehalten (Bild 7). Von dieser Bedingung ausgehend, und durch das Messen der mittleren Vorspannkraft in den Kabeln und der Auflagerreaktion, konnte die effektive mittlere Anfangsexzentrizität der Kabel bestimmt werden. Mit der Kenntnis der Anfangsexzentrizität, der Zu- bzw. Abnahme der Durchbiegungen und der Spanngliederkraft konnten die Änderungen der Umlenkkräfte während des Versuchs verfolgt werden.

Das Spannen erfolgte mit Hilfe einer elektrisch angetriebenen Zentrumlochpresse wechselweise in den beiden Spanngliedrichtungen. Jede Litze wurde bis ca. $0.66 \beta_{zs}$ gespannt, was einer Vorspannkraft $V_0 \approx 170 \text{ kN}$ entspricht.

Die Kabelkräfte wurden aus der Ablesung an zwei verschiedenen Manometern bestimmt. Ein Manometer war an der Zentrumlochpresse, das andere an der Hochdruckpumpe angeschlossen.

Auf der Spannseite konnte die Litze bei der gewünschten Kraft mit Hilfe einer Gewindemutter fixiert werden (Bild 8). Wie aus Bild 9 ersichtlich ist, wurden auf der Seite der festen Verankerung pro Kabelrichtung zwei Kraftmessdosen angebracht. Der Vergleich der voneinander unabhängigen Vorspannkraft-Messungen zeigt, dass die Reibungsverluste in unserem Fall vernachlässigbar klein waren.

Bei der Platte P9 wurden nach beendetem Spannen die Spannglieder sofort injiziert. Gleichzeitig wurden Injektionsgut-Proben gegossen, die am Vortag des Versuchs geprüft wurden.

2.2 Baustoffe

2.2.1 Bewehrungsstahl

Für alle Platten wurde der naturharte Stahl Kat. IIIa gemäss Norm SIA 162 (1968) "BOX-ULTRA" als schlaffe Bewehrung verwendet. Die Materialkennwerte sind in Bild 11 tabellarisch zusammengestellt. Die Festigkeitswerte wurden mit einer 1'600 kN-Universalprüfmaschine (Schenck-Maschine) verformungsgesteuert mit einer Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_e = d\epsilon_e/dt = 1.2 \cdot 10^{-2}/\text{min}$ bestimmt. Die statischen Festigkeitswerte wurden nach einem zweiminütigen Konstanthalten der Dehnung bestimmt ($\dot{\epsilon}_e = 0$).

Die verwendeten Stähle zeigten ein unterschiedliches Verhalten im plastischen Bereich. Das für naturharte Stähle charakteristische Fließplateau war für die Bewehrungsstäbe vom Durchmesser 8 mm bedeutend kürzer ($\epsilon_{ev} = 1.4 \cdot 10^{-2}$) als dasjenige der Stäbe vom Durchmesser 16 mm ($\epsilon_{ev} = 2.4 \cdot 10^{-2}$). Dieser Unterschied ist wahrscheinlich auf die Herstellungsart der Bewehrungsstäbe zurückzuführen.

Bild 12 zeigt ein aus einem Zugversuch gewonnenes Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Stabes vom Durchmesser 16 mm.

Der Elastizitätsmodul E_e wurde aus einem σ - ϵ -Diagramm bestimmt, das mit Hilfe eines 100 mm-Feindehnungsmessgerätes und der 1'600 kN-Universalprüfmaschine aufgezeichnet wurde.

2.2.2 Spann Stahl

Die verwendeten Litzen $\emptyset 0.6$ " System CONA bestanden aus sieben Drähten und wiesen eine Fläche von 143.2 mm^2 auf. Die Festigkeitswerte der verwendeten Litzen gehen aus Bild 11 hervor. Zwei Litzen wurden mit der beim Bewehrungsstahl verwendeten 1'600 kN-Universalprüfmaschine geprüft. Der Versuch wurde verformungsgesteuert mit einer Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_s = 1.2 \cdot 10^{-2}/\text{min}$ durchgeführt. Die statischen Festigkeitswerte und der Elastizitätsmodul E_s wurden analog zum Bewehrungsstahl bestimmt. Bild 13 zeigt ein aus einem Zugversuch gewonnenes Spannungs-Dehnungs-Diagramm einer Litze. Bei beiden Proben trat der Bruch nacheinander bei einzelnen Drähten ein. Der Bruch der Mehrzahl der Drähte erfolgte bei der Klemmvorrichtung der Prüfmaschine. Die restlichen Drähte rissen ungefähr in der Mitte der Spannweite. Die Litzen wurden im Kunststoff- bzw. Stahlblechhüllrohr geprüft. Diese Hüllrohre erwiesen sich als ausreichende Schutzmassnahme.

2.2.3 Beton

Die Zusammensetzung des Frischbetons war für alle Versuchskörper gleich und wurde an Vorversuchen getestet; sie kann dem Bild 14 entnommen werden. Die Siebkurve (Bild 15) liegt zwischen den Kurven A und B der Norm SIA 162 (1968), Art. 2.02. Die Zuschlagstoffe mit einem maximalen Korndurchmesser von 16 mm waren gewaschen und aus rolligem Material.

Die Anlieferung der Zuschlagstoffe erfolgte getrennt in die Komponenten 0-4 mm, 4-8 mm

und 8-16 mm und entsprach den Lieferungen an normale Baustellen. Die Zuschlagstoffe wurden komponentenweise in Silos gelagert. Die geringe Grösse der Silos bewirkte einen unterschiedlichen Feuchtigkeitsgehalt der einzelnen Chargen.

Als Bindemittel wurde normaler Portlandzement (PC), ebenfalls in einem Silo gelagert, verwendet.

Zur Herstellung des Betons stand uns im eigenen Betoniererraum ein 380/300 Liter Zwangsmischer zur Verfügung. Die Mischdauer betrug ca. zwei Minuten. Dem unterschiedlichen Feuchtigkeitsgrad der Zuschlagstoffe wurde bei der Beigabe des Anmachwassers Rechnung getragen. Das Setzmass ergab einen steifen bis plastischen Beton. Zusätzlich erfolgte eine visuelle Kontrolle der Konsistenz. Auf eine Beigabe von chemischen Zusatzmitteln (z.B. Betonverflüssiger) wurde verzichtet.

Der Frischbeton wurde mit einer Hochfrequenz-Vibriernadel Ø 56 mm verdichtet und durch Abdecken mit Plastikfolien gegen zu schnelles Austrocknen geschützt. Die Platten wurden mit sechs Chargen betoniert. Von allen Chargen wurden Betonproben entnommen.

Zur Ermittlung der Betonkennwerte wurden pro Platte 9 Zylinder Ø 150 mm, h = 300 mm, 3 bis 5 Würfel 150/150/150 mm und 4 Prismen 120/120/360 mm betoniert. Die Angaben in bezug auf die Anzahl der Proben, die Probenabmessungen, das Prüfalter, die Festigkeitswerte und die Standardabweichungen sind in Bild 17 tabellarisch zusammengestellt. Die Würfel- und Prismendruckfestigkeit sowie die Querkzug- (Brasilianerversuch) und Biegezugfestigkeit wurden im Versuchsalter der Platten bestimmt. Die Biegezugfestigkeit wurde mit einer 300 kN statischen Universalprüfmaschine bestimmt. Für alle anderen Versuche stand eine 1'600 kN-Universalprüfmaschine zur Verfügung.

Gleichzeitig mit den Druck- und Zugfestigkeiten wurde auch der E-Modul an Zylindern Ø 150 mm, h = 300 mm, bestimmt. Die Dehnungen wurden jeweils mit drei induktiven Wegaufnehmern mit einer Basislänge von 100 mm (Anzeige in $1 \cdot 10^{-5}$) in halber Zylinderhöhe gemessen. Bild 18 zeigt den generellen Verlauf eines an einem Zylinder bestimmten σ - ϵ -Diagramms. Die Streuung der errechneten Werte, speziell für E_b 0.5 - 5, war so gross, dass diese Resultate nicht weiter verwendet wurden. Deshalb wurden nach den Versuchen von allen Platten je fünf Bohrkerne entnommen. Die E-Moduli wurden dann durch die EMPA in Dübendorf an diesen Proben ermittelt. Die EMPA verwendete dazu vier Huggenberger-Tensometer mit einer Messlänge von 100 mm. Die Werte sind in Bild 17 tabellarisch zusammengestellt.

Zusätzlich zu den üblichen Betonprüfungen wurden pro Platte sechs Stempelversuche an Zylindern Ø 150 mm, h = 150 mm, durchgeführt. Bei diesem Versuch werden die Betonzyylinder beidseitig über einen Stahlstempel mit $2a = 37.5$ mm belastet. Der unter dem Stahlstempel in den Zylinder eindringende Betonkegel verdrängt das radial aufgerissene Material seitwärts. Unter der Annahme, der Beton sei ein starr-idealplastisches Material und folge der Fliessbedingung von Coulomb, kann mit einem oberen Grenzwert die Traglast P berechnet werden [9]. Der Mechanismus ist in Bild 19 dargestellt. Aus der Traglast kann die Betonzugfestigkeit wie folgt berechnet werden:

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

Diese Formel gilt nur, sofern es sich um einen normalen Beton handelt und die Probenabmessungen mit den in Bild 19 angegebenen Abmessungen ungefähr übereinstimmen. Die Werte für β_{sz} sind ebenfalls in Bild 17 tabellarisch aufgeführt.

Beim Vergleich der Festigkeiten mit denjenigen der Probekörper der Plattenstreifen PS6 bis PS11 und den Platten P2 und P3 [4] fällt auf, dass vor allem die Werte für die Beton-

zugfestigkeiten (β_{sz} , β_{qz} , β_{bz}) sehr tief liegen. Mögliche Gründe für diese tiefen Werte sind das Alter des Silozementes und die relativ schlecht gewaschene Kieskomponente von 8-16 mm. Zusätzlich fördert die Konstruktion der vollautomatischen Kies-Sand Silos die Ansammlung von Feinanteilen an der Entnahmestelle. Eine zusätzliche Spülung der Komponente 8-16 mm im Silo vor dem Betonieren der Platte P9 ergab eine zehnprozentige Erhöhung der Querkzugfestigkeit.

2.2.4 Injektionsgut

Das Injektionsgut für die Platte P9 wurde vom Kabellieferanten hergestellt und besteht aus einem Wasser-Zement-Gemisch unter Beigabe eines Quellmittels. Von diesem Injektionsgut wurde am Vortag der eigentlichen Versuche an Würfeln von 143/150/150 mm die Würfel-druckfestigkeit β_w bestimmt. Die aus den Stempelversuchen bestimmten Werte für die Zugfestigkeit β_{sz} sind nur Richtwerte, weil die Probenabmessungen stark von den Sollabmessungen abwichen. Die Angaben in bezug auf Anzahl, Alter und Abmessungen der Proben sowie die Kennwerte und Standardabweichungen sind in Bild 16 zusammengestellt.

Das Injizieren der Kabel ergab keine Probleme.

2.2.5 Materialkennwerte für die Auswertung

Aufgrund der gewählten Belastungsart und Belastungsgeschwindigkeit (Bild 22) sind für die Versuchsauswertung die statischen Festigkeitswerte der Baustoffe zu verwenden.

3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG

Alle Versuche wurden auf dem Aufspannboden der Forschungshalle der Bauwissenschaften (HIF) der ETH-Hönggerberg in Zürich durchgeführt.

3.1 Versuchsanlage

Die für die Platten P2 und P3 entwickelte Versuchsanlage konnte mit einigen Anpassungen wieder verwendet werden. Bild 20 zeigt eine Gesamtansicht der Versuchsanlage. Die Anlage bestand aus zwei Hauptelementen:

- Belastungseinrichtung
- Messeinrichtung.

3.1.1 Belastungseinrichtung

Bild 21 zeigt schematisch die Belastungseinrichtung. Bei den Platten P4, P5 und P6 wurde die Belastung mit acht einem Kreisdurchmesser von 2'600 mm entlang gleichmässig verteilten 135 kN-Zugkolben aufgebracht. Die Kolben wurden unten an einem auf dem Aufspannboden befestigten Stahlrahmen gelenkig verankert. Oben wurden sie an die an Zugstangen aufgehängten 150 kN-Messdosen angeschraubt. Die Zugstangen wurden mit Verankerungsplatten 100/100/15 mm auf der Platte verankert. Die Kolben wurden an ein Pendelmanometer angeschlossen.

Bei den Platten P7, P8 und P9 wurden zusätzlich vier 135 kN-Zugkolben eingesetzt. Diese wurden in einem radialen Abstand von 1'200 mm in den Achsen der zwei Kabelgruppen montiert. Die Zugkolben wurden an eine vom Pendelmanometer unabhängig gesteuerte Handpumpe angeschlossen. Diese zwei getrennten Belastungssysteme erlaubten die Aufbringung der Belastung und die Aufhebung der Umlenkkräfte einzeln zu steuern.

3.1.2 Messeinrichtung

Die Messeinrichtung bestand aus einer elektronischen Mess- und Datenerfassungsanlage und elektronischen Messgeräten. Zur Messkontrolle wurden mechanische Messuhren verwendet. Für die Messung der vertikalen Verschiebungen (Durchbiegungen) wurden induktive Wegaufnehmer, eine versetzbare induktive Messstange und mechanische Messuhren verwendet. Die horizontalen Relativ-Verschiebungen der Messstrecken wurden mit Hilfe von induktiven Deformetern verschiedener Basislängen gemessen. Dehnungsmessstreifen (strain-gages) dienten zur lokalen Messung der radialen und tangentialen Betonstauchungen. Alle mit Hilfe von elektronischen Messgeräten ausgeführten Messungen wurden von einem Computer automatisch digitalisiert, in Protokollform gedruckt und auf Computer-Lochstreifen gestanzt.

3.2 Versuchsablauf

Bei allen Versuchen wurde der in Bild 22 festgehaltene Belastungsablauf angewendet. In der ersten Phase wurden die Platten bis zum Auftreten der ersten Risse belastet. Ab Risslast wurde vom lastgesteuerten zum verformungsgesteuerten Belastungsvorgang übergegangen. Die weiteren Laststufen wurden durch Steigerung der Randdurchbiegung w_R um ein bestimmtes Inkrement festgelegt. Entlastungen waren jeweils über Nacht vom ersten auf den zweiten Versuchstag nötig.

Während der Messungen wurde die Randdurchbiegung w_R konstant gehalten. Die dabei auftretende Relaxation zeigt sich im Abfallen der Last vom Anfangswert P_A auf den Endwert P_E . Bei der Versuchsauswertung wurde den Messwerten stets die Endlast P_E zugeordnet. Den End-

lasten entsprechen die statischen Materialfestigkeitswerte, da sie in ähnlicher Weise ermittelt wurden.

3.3 Messstellenplan

Die Anordnung der Messstellen geht aus Bild 23 hervor. Das Messnetzprinzip von P2 und P3 wurde beibehalten. Bei den Platten P2 und P3 wurde beobachtet, dass sich die Rotationen der Plattensektoren sehr stark im Plattenzentrum konzentrierten. Deshalb wurden die Messstellen vermehrt in der Plattenmitte angeordnet.

Folgende Messungen wurden ausgeführt:

a) Vertikalkraft

Bei den Platten P4 bis P9:

- Messung der Auflagerreaktion mit drei 500 kN-Messdosen (MS 2 ÷ 4)
- Messung der Belastung mit 150 kN-Messdosen an vier der acht Zugstangen (MS 5 ÷ 8)
- Lastablesung am Pendelmanometer

Zusätzlich bei den Platten P7, P8 und P9:

- Messung der Umlenkkkräfte mit 150 kN-Messdosen an den vier zusätzlichen Zugstangen (MS 45 ÷ 48)
- Lastablesung an der Handpumpe.

b) Vorspannkraftzuwachs

Messung der Kabelkräfte mit 300 kN-Messdosen an vier der zwölf Vorspannkabel (MS 9 ÷ 12).

c) Betonstauchungen

Messung der radialen und tangentialen Betonstauchungen mit 24 Dehnungsmessstreifen. Diese hatten eine Messlänge von 60 mm und wurden auf die Plattenunterseite aufgeklebt (MS 14 ÷ 37, Anzeige $1 \cdot 10^{-5}$).

d) Vertikalverschiebungen (Durchbiegungen)

- Messung mit sechs induktiven Wegaufnehmern (MS 39 ÷ 44, Anzeige $0.5 \cdot 10^{-2}$ mm).
- Messung mit einer versetzbaren Messstange (MS 51 ÷ 78, Anzeige $0.5 \cdot 10^{-2}$ mm).
- Messung mit vier mechanischen Messuhren (MS 80 ÷ 83, Anzeige $1 \cdot 10^{-2}$ mm).

e) Horizontalverschiebungen

Messung der Horizontalverschiebungen auf der Plattenunter- und Oberseite an einem Triangulationsnetz mit induktiven Deformetern verschiedener Basislängen (Basislänge 100, 200, 283 mm, Anzeige $1 \cdot 10^{-3}$ mm). Die Deformeter wurden auf Messbolzen aufgesetzt. Auf der Plattenunterseite wurden diese direkt auf den Beton aufgeklebt. Für die Messebene "Oberseite" wurden die Messbolzen auf -Profile von $b = 10$ mm, $l = 15$ mm, $h = 3$ bis 8 mm aufgeklebt. Diese Profile wiederum waren auf Montagestäbe $\varnothing 8$ mm aufgeschweisst (Bilder 5 und 10). Die Montagestäbe wurden im Bereich der tangentialen Bewehrung auf eine Stärke von 3 mm abgeschliffen. Damit konnte verhindert werden, dass die Montagebewehrung die Funktion einer Biegebewehrung übernahm, und die Messbolzen in ihrer Höhenlage nicht zu weit von der tangentialen Bewehrung entfernt waren. Bei der Platte P5 wurden die Messbolzen direkt auf die orthogonal verlegte Bewehrung geklebt. Mit der gewählten Fixierung der Messbolzen konnten die Messungen einwandfrei bis zum Bruch ausgeführt werden (MS 102 ÷ 197, 202 ÷ 306).

f) Risse

Messung der Rissbreiten mit einem Rissmassstab (Abschätzung auf $\pm 5 \cdot 10^{-2}$ mm).

Nach jeder Laststufe wurden die auf der Platte von blossem Auge sichtbaren Risse mit Filzstift nachgezeichnet. Die geschätzten Rissweiten wurden in konstanten radialen Abständen angeschrieben. Anschliessend wurde die Platte photographiert (Bilder 88 und 89).

Bei den Zwischenlaststufen, die in den Bildern 24, 26, 28, 30, 32 und 34 mit einem Stern bezeichnet sind, wurden nur die Vertikalkräfte, die Randdurchbiegungen und die lokalen Betonstauchungen gemessen. Bei den Platten P7, P8 und P9 wurde zusätzlich die mittlere Aenderung der Vorspannkräfte bestimmt. Bei den Zwischenlaststufen ist zu bemerken, dass sich durch die bedeutend kürzere Messdauer der Relaxationsprozess nicht im gleichen Masse wie bei den anderen Laststufen entwickeln konnte.

4. VERSUCHSRESULTATE

4.1 Verfahren für die Auswertung der Versuchsergebnisse

4.1.1 Durchbiegungen

Wie aus dem Messstellenplan ersichtlich ist (Bild 23), wurden die Durchbiegungen entlang acht Profilen an der Plattenunterseite gemessen.

Die in den Bildern 25, 27, 29, 31, 33 und 34 bis 42 aufgezeichnete Randdurchbiegung w_R entspricht dem arithmetischen Mittel der in einem radialen Abstand von 1'300 mm gemessenen Durchbiegungen der acht Randmesspunkte. Die in den Bildern 46 bis 50 dargestellten radialen Profile der Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen entsprechen dem arithmetischen Mittel der Messungen der acht Messprofile.

4.1.2 Radiale Knotenverschiebungen in den Messebenen

Für alle Platten wurden bezüglich der x- und y-Symmetrieachsen entsprechende Verschiebungsmessungen aus den vier Quadranten arithmetisch gemittelt. Die systematischen Fehler, die während der Messung gemacht wurden, wurden mit Hilfe eines statisch unbestimmten Ersatzfachwerks ausgeglichen. Bild 51 zeigt das Ersatzfachwerk und die Lage der zwei Messebenen "Unterseite" und "Oberseite". Die Messebene "Unterseite" ist identisch mit der Betonoberfläche der Druckzone. Die Messebene "Oberseite" hat einen mittleren Abstand von $0.95 \cdot d_{\text{gem}}$ von der Plattenunterseite, wobei d_{gem} der gemessenen Plattenstärke entspricht. Im gleichen Bild sind die gemessenen Plattenstärken und die mittlere Betonüberdeckung der Bewehrung wiedergegeben. Aus dem Bild 51 sind auch die Bezeichnung der Hauptachsen x und y, der Knoten und der Verschiebungen ersichtlich.

Zur Ausgleichung der Messwerte wurden die aus dem Mittel der gemessenen Verschiebungen gerechneten Dehnungen der Messstrecken als gleichmässig verteilte Temperaturänderung einzelner Stäbe betrachtet. Mit diesen Zwängungen wurden am statisch unbestimmten Ersatzfachwerk die ausgeglichenen Knotenverschiebungen gerechnet. Bei der Berechnung entsprachen die Steifigkeiten der Fachwerkstäbe, EF_1/l_1 , den Gewichten der Messungen und wurden als konstant angesetzt. Aus den ausgeglichenen Verschiebungen wurden die tangentialen Betonstauchungen in der Messebene "Unterseite" und die tangentialen Dehnungen in der Messebene "Oberseite" bestimmt.

4.1.3 Risse

Wie aus den Bildern 88 und 89 ersichtlich ist, wurden die Risse in Zonen in bestimmten radialen Abständen entlang den beiden Hauptachsen x und y gemessen. Diese Werte entsprechen den maximalen Rissweiten in diesen Zonen ohne Klassifizierung in die radiale oder in die tangentielle Richtung. Es ist zu bemerken, dass in der Zone des späteren Bruchrisses die Rissweiten in der tangentialen Richtung stets grösser waren als diejenigen in der radialen Richtung.

4.1.4 Bemerkungen zum Vergleich der Versuchsergebnisse

Ein globaler Vergleich der Versuchsergebnisse aller Platten zusammen ist wenig sinnvoll, wenn nicht sogar falsch. Das Ziel der Versuchsserie war, mit den gewählten konstruktiven Lösungen den Einfluss einzelner Parameter möglichst sauber und klar zu erfassen. Dieses Vorgehen erlaubt beim Vergleich ausgewählter Versuchsergebnisse, Aussagen über die Wirkung einzelner Tragwiderstände, z.B. der Bügel- oder der Vorspannbewehrung, zu machen. Eine Interpretation und Diskussion der Versuchsergebnisse und ein Vergleich mit anderen Versuchsserien sind, mit Hilfe eines Modells, in weiteren Arbeiten vorgesehen.

4.2 Tragverhalten der Platten P4 bis P9

4.2.1 Allgemeines

Mit der Anwendung des verformungsgesteuerten Belastungsvorganges, wie in Bild 22 graphisch dargestellt, konnte die Belastungsgeschichte jeder Platte schrittweise bis zum Bruch untersucht werden. Besonders beobachtet wurden der Mechanismus der Rissentwicklung und die daraus resultierende Umlagerung der inneren Kräfte sowie die Aenderung des Tragsystems. Die Beobachtungen haben gezeigt, dass sich die Entwicklung des Tragverhaltens von Flachdecken im Stützenbereich in fünf Hauptphasen unterteilen lässt:

- elastische ungerissene Phase
- Phase der Rissentwicklung mit Umlagerung der inneren Kräfte
- Phase der Umlagerung der Verschiebungen
- Bruchphase mit Aenderung des Tragsystems
- Phase nach dem Durchstanzen.

Die verschiedenen Phasen wurden mehr oder weniger deutlich bei allen Platten beobachtet.

4.2.1.1 Elastische ungerissene Phase

Die elastische ungerissene Phase ist die Phase, die durch die beiden Belastungsgrenzen $P_E = 0$ und $P_E = P_R$ abgegrenzt ist, wobei P_R gleich der Risslast ist. Die Risslast P_R ist diejenige Last, die beim Auftreten der ersten von blosssem Auge sichtbaren Risse gemessen wurde. Die gemessenen Werte lagen alle unterhalb der durch die Normen entsprechend definierten Gebrauchslast. Es ist jedoch zu bemerken, dass die Werte der beobachteten Risslasten durch die Störung der für die Messbolzen notwendigen Aussparungen im Beton beeinflusst waren. Dies lässt vermuten, dass die Risslast einer Platte ohne Aussparungen höher liegt.

Unterschiede in der Grösse der Risslasten von P4, P5 und P6 sind hauptsächlich auf die Abweichung der Plattenstärken gegenüber der Sollstärke sowie auf die Streuung der Betonqualität zurückzuführen. Hingegen sind die Differenzen bei den Platten P7, P8 und P9 vorwiegend durch geringe Unterschiede der Anfangsvorspannkräfte sowie durch die Ungenauigkeit der Kabellage verursacht worden.

Bis zur Risslast war das Tragverhalten jeder Platte linear elastisch und war mit dem vorberechneten Verhalten nach der Elastizitätstheorie homogener dünner Platten in guter Uebereinstimmung.

4.2.1.2 Phase der Rissentwicklung mit Umlagerung der inneren Kräfte

Bei allen Platten entstand das Rissbild in einer bestimmten Reihenfolge. Bei der Risslast wurden hauptsächlich ein bis zwei tangentielle Risse beobachtet. Der Rissabstand entsprach demjenigen der Bewehrungsstäbe. Bei der Steigerung der Belastung über die Risslast hinaus entstanden gleichmässig verteilte radiale Risse, die von den ersten tangentialen Rissen ausgingen. Bei der weiteren Lastzunahme bildeten sich, mit Ausnahme der Platte P6, ein bis zwei neue tangentielle Risse, deren Abstand ebenfalls dem Abstand der Bewehrungsstäbe entsprach. Ab diesem Zeitpunkt wurden nur noch selten neue radiale Risse beobachtet und vorhandene verlängerten sich bis zum Plattenrand. Rissverzweigungen entstanden sowohl bei den radialen als auch bei den tangentialen Rissen. Mit dem Erreichen von ca. 60% der Durchstanzlast war das Rissbild vollständig. Bei der Platte P6 wurde eine bessere Verteilung der tangentialen Risse in der radialen Richtung festgestellt. Innerhalb des verbügelten Bereiches waren die tangentialen Risse gleichmässig verteilt. Der Rissabstand entsprach dem Abstand der Bewehrungsstäbe. Ausserhalb dieser Zone wurden keine tangentialen Risse beobachtet (Bild 88).

In den Beobachtungsfenstern wurden keine Schubrisse festgestellt. Die Messung der Aenderung der Plattenstärke mit einem elektronischen Wegaufnehmer (Anzeige $1 \cdot 10^{-3}$ mm) ergab keine aussagekräftigen Resultate. Die vor dem Durchstanzen gemessenen Werte lagen ausserhalb des Bereiches der Gerätemessgenauigkeit. Es wurde auf Messungen der Aenderung der Plattenstärke mit Dehnungsmessstreifen mit einer Basislänge von 60 mm (Anzeige $1 \cdot 10^{-6}$) verzichtet, weil sie im Fall von Durchstanzen zufällig sind und zu fehlerhaften Interpretationen führen können.

Aus den Bildern 70 bis 87 geht hervor, dass die radialen und die tangentialen Dehnungen im Stützenbereich die Fliessdehnung $\epsilon_f = \sigma_{ef}/E_e$ der Einzelstäbe überschritten hatten. Dies zeigt, dass im System eine Umlagerung der inneren Kräfte stattfand. Die Beobachtungen haben auch gezeigt, dass die Ausdehnung der plastifizierten Zone von der konstruktiven Ausbildung der Platte abhängig war. Zwei extreme Fälle sind durch die Platten P4 und P6 dargestellt (Bilder 70 und 72).

Während der Phase der Rissbildung mit Umlagerung der inneren Kräfte nahmen die Verschiebungen bzw. die Dehnungen regelmässig zu. In dieser Phase war der Bereich des späteren Durchstanzkegels nur teilweise plastifiziert.

4.2.1.3 Phase der Umlagerung der Verschiebungen

Bei den letzten Laststufen vor dem Bruch wurde bei allen Platten beobachtet, dass sich der Riss bei der späteren Bruchfläche öffnete, während sich diejenigen innerhalb des späteren Bruchkegels schlossen oder konstant blieben. Dies zeigt, dass unmittelbar vor dem Bruch eine Umlagerung der horizontalen Verschiebungen stattfindet.

Die Resultate der bei der maximalen Last durchgeführten Messung der radialen Verschiebungen zeigen, dass die oben erwähnte Umlagerung schon vor dieser Laststufe begonnen hatte. Die Werte dieser Laststufe sind in den Bildern 52 bis 63 durch eine gestrichelte Linie dargestellt. Die aus diesen Verschiebungen errechneten radialen und tangentialen Dehnungen (Bilder 70 bis 87) zeigen, dass mit Ausnahme von P4 und P7 die Bewehrung bei allen Platten im Bereich des späteren Bruchkegels voll plastifiziert war.

In dieser Phase versuchte die Platte durch Umlagerung der Verschiebungen neue Schubwiderstände wie Dübel- und Hängewerkwirkung zu mobilisieren. Diese sollten das Versagen der vom Beton gewährleisteten Schubübertragung kompensieren. Dies ist jedoch nur durch eine Aenderung des Tragsystems möglich, die bei nicht verbügelten Platten nur durch das Durchstanzen erfolgen kann.

4.2.1.4 Bruchphase mit Aenderung des Tragsystems

Bei allen Platten trat der Bruch wie erwartet schlagartig ein. Die beobachtete Umlagerung der horizontalen Verschiebungen im Stützenbereich war die einzige Ankündigung des Bruchs. Es wurde weder eine starke Zunahme der Durchbiegungen noch ein deutliches Stauchen des Betons an der Plattenunterseite festgestellt.

Beim Durchstanzen nahmen die Durchbiegungen des Platten-Kreisrings, der ausserhalb der Bruchfläche liegt, sprunghaft zu. Dies führte gleichzeitig zu einem Lastabfall und zu einer Aenderung des Tragsystems. Sowohl der Lastabfall als auch die Ausbildung des neuen Tragsystems hängen von der konstruktiven Ausbildung der Bewehrung im Stützenbereich ab. Bei allen Platten wurde ein sauberer Trennbruch zwischen dem Durchstanzkegel und dem Platten-Kreisring beobachtet. Daraus folgt, dass die Schubübertragung nach dem Durchstanzen nur durch eine Dübel- und/oder Hängewerk-Wirkung möglich ist.

4.2.1.5 Phase nach dem Durchstanzen

Nach dem Durchstanzen wurde ein unterschiedliches Tragverhalten der einzelnen Platten beobachtet.

Bei den schlaff bewehrten Platten P4 und P6 wurde die Last durch die Dübelwirkung der Druck- bzw. der Montage-Bewehrung in die Stütze weiter eingeleitet. Bei der Platte P5 wurde zusätzlich eine Hängewerk-Wirkung der Bewehrung im Bereich des Bruchkegels festgestellt. Bei dieser Platte wurde ein ähnliches Tragverhalten wie bei der Platte P2 beobachtet [4].

Bei den vorgespannten Platten P7, P8 und P9 bildete sich nach dem Durchstanzen ein sauberes Hängewerk aus. Dieses bestand aus dem ausserhalb der Bruchfläche liegenden Platten-Kreisring und aus den über der Stütze durchlaufenden Vorspannkabeln. Wie die Bilder 36 bis 38 zeigen, wurden auf dieses Tragsystem bei stark zunehmenden Durchbiegungen ähnliche bzw. grössere Lasten als die Durchstanzlasten aufgebracht. Die endgültige Erschöpfung der Tragfähigkeit des Hängewerks erfolgte durch den sukzessiven Bruch der über der Stütze durchlaufenden Spannkabel sowie durch das Abscheren des Durchstanzkegels durch die ausserhalb der Stütze verlegten Kabel (Bild 98, P9).

4.2.2 Platte P4

Der Belastungsablauf der Platte P4 ist in den Bildern 24 und 25 tabellarisch und graphisch dargestellt. Bild 88 zeigt das Rissbild bei der Laststufe 5, d.h. unmittelbar vor dem Bruch. Daraus ist ersichtlich, dass die radialen Risse gleichmässig verteilt sind. In der tangentialen Richtung entstanden nur vier Risse. Bei der Laststufe 5 nahm die Öffnung des in einem radialen Abstand von 350 mm liegenden tangentialen Risses stark zu. Der Bruch trat schlagartig ein.

4.2.3 Platte P5

In den Bildern 26 und 27 ist die Belastungsgeschichte der Platte P5 wiedergegeben. Das Tragverhalten der Platte P5 war demjenigen der Platte P2 ähnlich. Die Beschreibung kann dem Bericht [4] entnommen werden.

Besser beobachtet werden konnte, dass die Umlagerung der horizontalen Verschiebungen im Stützenbereich auch im Fall einer orthogonalen Bewehrung stattfindet. Bei der Platte P5 konzentrierte sich die Rotation im tangentialen Riss, der 200 mm vom Plattenzentrum entfernt war. Bild 88 zeigt das Rissbild der Platte P5 bei der Laststufe 16.

Wie aus dem Belastungsablauf (Bild 27) ersichtlich ist, wurde die Platte nach der Laststufe 11 über Nacht entlastet. Der Bruch trat am andern Tag bei der Wiederbelastung ein, und zwar bei einer Last, die kleiner war als diejenige der Laststufe 11.

Nach der Entlastung wurden bei gleich grossen Lasten breitere Risse beobachtet. Höchstwahrscheinlich hat der Abbau der Rissverzahnung infolge der Zunahme der Rissöffnung zum Bruch beigetragen.

4.2.4 Platte P6

Bei der Platte P6 wurde besonders die Wirkung einer gut verankerten Bügelbewehrung geprüft. Der Belastungsablauf ist in den Bildern 28 und 29 aufgezeichnet. Aus dem Bild 28 ist ersichtlich, dass die maximale Last ca. 60% grösser ist als die Durchstanzlast bei der Platte P4. Wie bei der Platte P5 trat der Bruch bei der Wiederbelastung ein, und zwar bei einer Last, die kleiner war als diejenige vor der Entlastung.

Die Umlagerung der horizontalen Verschiebungen unmittelbar vor dem Bruch war bei der

Platte P6 besonders gut erkennbar. Ab der Laststufe 21 wurde eine Streckung des verbügelten Plattenteils festgestellt. Die Krümmungen in der radialen Richtung konzentrierten sich im späteren "Bruchriss", der unmittelbar ausserhalb der letzten Bügelreihe in einem radialen Abstand von 750 mm lag. Die maximale Rissweite betrug 1.3 mm.

Wie Bild 72 zeigt, war die tangentiale Biegebewehrung bis ausserhalb der späteren Bruchfläche plastifiziert. Dies lässt vermuten, dass die volle Plastifizierung der Zugbewehrung eine freie Umlagerung der Krümmungen im Biegeriss der späteren Bruchfläche ermöglicht hat. Wahrscheinlich führte dies zum Versagen der Schubübertragung infolge des sukzessiven Abbaus der Verzahnung des oben erwähnten Biegerisses. Bild 88 zeigt den Zustand der Platte P6 unmittelbar vor dem Bruch.

4.2.5 Platte P7

Der Versuchsablauf der Platte P7 ist in den Bildern 30 und 31 wiedergegeben. Aus den Messwerten ist ersichtlich, dass die Durchstanzlast der Platte P7 im Vergleich zu derjenigen der Platte P4 durch die Stützstreifen-Vorspannung stark erhöht wurde. Bei der Laststufe 14 betrugen die theoretischen Umlenkkräfte ca. 170 kN. Dies zeigt, dass die Durchstanzlast der Platte P7 um mehr als den Beitrag der Umlenkkräfte über die Durchstanzlast der Platte P4 erhöht wurde.

Bild 89 zeigt das Rissbild bei der Laststufe 13. Die radialen Risse waren gleichmässig verteilt. Vor dem Bruch wurden nur drei vollständige tangentiale Risse sowie der Beginn der Ausbildung eines vierten tangentialen Risses beobachtet. Bei dieser Platte wurde die Schliessung der beiden ersten tangentialen Risse festgestellt. Daraus erfolgte eine starke Öffnung des dritten tangentialen Risses. Das Durchstanzverhalten erfolgte schlagartig, jedoch mit einem geringeren Lastabfall als bei den schlaff bewehrten Platten P4 bis P6.

Durch eine sprunghafte Zunahme der Durchbiegungen veränderte die Platte ihr ursprüngliches Tragsystem in dasjenige eines Hängewerks und konnte damit weiterhin die Last in die Stütze einleiten. Bild 36 zeigt das Last-Durchbiegungs-Diagramm der Platte P7 bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit des Hängewerks.

In Bild 40 ist der mittlere Kabelkraftzuwachs in Funktion der Randdurchbiegung w_R wiedergegeben.

Die Ausdehnung des Durchstanzkegels infolge der Stützstreifen-Vorspannung ist in Bild 99 gut erkennbar.

4.2.6 Platte P8

Die Bilder 32 und 33 zeigen den Belastungsablauf der Platte P8. Obwohl die tangentiale Bewehrung nur die Hälfte derjenigen der Platte P4 betrug, waren das Tragverhalten und die Durchstanzlast ähnlich wie bei der Platte P7. In Bild 89 ist das Rissbild bei der Laststufe 21 aufgetragen. Die radialen Risse waren weniger gleichmässig verteilt als bei der Platte P7. Von den drei tangentialen Rissen waren nur zwei vollständig ausgebildet.

Bei der Platte P8 konzentrierten sich die Krümmungen in der radialen Richtung schon ab der Laststufe 9 im zweiten tangentialen Riss mit einem radialen Abstand von 200 mm. Die maximale Rissweite mass 1.3 mm.

Der Bruch trat schlagartig mit einem dumpfen Knall ein. Auch bei dieser Platte wurde der Durchstanzkegel durch die Stützstreifen-Vorspannung weit ausgedehnt. Der Lastabfall und das Tragverhalten nach dem Durchstanzverhalten waren ähnlich wie bei der Platte P7. Das Bild 41 zeigt den mittleren Kabelkraftzuwachs bis zum Versagen der Hängewerk-Wirkung.

4.2.7 Platte P9

Die Platten P8 und P9 unterschieden sich nur darin, dass die Vorspannkabel der Platte P9 injiziert waren.

Die Bilder 34 und 35 zeigen den Belastungsablauf der Platte P9. Aus dem Bild ist ersichtlich, dass die Biegesteifigkeit der Platte P9 grösser war als diejenige der Platten P7 und P8. In Bild 89 ist das Rissbild bei der Laststufe 17 aufgetragen. Die radialen Risse sehen ähnlich aus wie diejenigen der Platte P8. Wegen des Verbundes waren die Krümmungen in der radialen Richtung besser verteilt. Die maximale Rissweite von 1.15 mm wurde jedoch ebenfalls in einem radialen Abstand von 200 mm gemessen. Das Durchstanzen trat schlagartig ein und zwar bei einer Belastung, die höher war als diejenige der Platten P7 und P8.

Das Bild 38 zeigt den Belastungsablauf vor und nach dem Durchstanzen. Beim Uebergang zum Hängewerk fiel die Last weniger ab als bei den Platten mit Vorspannung ohne Verbund. Bei einer Randdurchbiegung w_R von ca. 75 mm wurde eine höhere Last als die Durchstanzlast gemessen. Die Last blieb bis zu einer Randdurchbiegung von ca. 102 mm ungefähr konstant.

Das Bild 39 zeigt den detaillierten Verlauf der gemessenen Belastung in Funktion der Randdurchbiegung w_R . Die Lastabfälle vor dem Durchstanzen sind auf das Kriechen der Platte während dem Konstanthalten von w_R im Zeitraum der Messung zurückzuführen. Nach dem Durchstanzen wurden die Lastabfälle durch die folgenden Gründe verursacht:

- Abscheren der Druckbewehrung über der Stütze
- allmähliches Abscheren des Betons des Durchstanzkegels ausserhalb der eigentlichen Stütze
- Bruch einzelner Drähte der direkt über der Stütze verlegten Kabel.

Die Erschöpfung der Tragfähigkeit des Hängewerks erfolgte schlagartig und zwar durch den endgültigen Bruch eines Vorspannkabels und das starke Ausweiten des ursprünglichen Durchstanzkegels im Bereich der Kabelgruppen (Bild 99).

Die Messung der mittleren Vorspannkräfte bei der Verankerungsplatte (Bild 9) hat gezeigt, dass der Verbund bis weit nach dem Durchstanzen einwandfrei blieb (Bild 42).

4.3 Durchbiegungen

In den Bildern 45 bis 50 ist der radiale Verlauf der gemittelten Durchbiegungen aller Platten aufgezeichnet (siehe Abschnitt 4.1.1). Sie entsprechen den Durchbiegungen des Platten-Kreisrings ausserhalb des Bruchkegels. Der Verlauf der Durchbiegungen ist annähernd geradlinig. Vor dem Durchstanzen bestand die vertikale Verformung des Platten-Kreisrings hauptsächlich aus Rotationen in der Meridianebene. Bei den vorgespannten Platten P7, P8 und P9 ging die Rotation nach dem Durchstanzen fast vollständig zurück. Die weitere Kreisring-Bewegung bestand hauptsächlich aus einer vertikalen Translation.

4.4 Radiale Knotenverschiebungen in den Messebenen

In bezug auf die Bewehrung sind nur die Platten P4 und P6 rotationssymmetrisch. Deshalb wurden die Knotenverschiebungen für die x- und y-Achse sowie für die Winkelhalbierende zwischen den x- und y-Achsen getrennt aufgezeichnet. Die Bilder 52 bis 57 zeigen den Verlauf der gemittelten radialen Verschiebungen der x- und y-Achse für eine Auswahl von Laststufen. In den Bildern 58 bis 63 ist der Verlauf der gemittelten radialen Verschiebungen in der Winkelhalbierenden der Achsen x und y dargestellt. Die gestrichelt gezeich-

neten Verschiebungen entsprechen denjenigen der vollständig gemessenen Laststufe mit der höchsten Endlast P_E .

4.5 Betonstauchungen und Stahldehnungen

Betonstauchungen

Wie aus dem Messstellenplan (Bild 23) ersichtlich ist, wurden lokale Betonstauchungen auf der Messebene "Unterseite" mit Dehnungsmessstreifen (strain gages) gemessen. Die Bilder 64 bis 69 zeigen den Verlauf dieser lokalen Betonstauchungen in der radialen und in der tangentialen Richtung, die durch Mittelbildung der Messungen entlang den beiden Achsen x und y bestimmt wurden. Die maximale tangentielle Betonstauchung wurde bei der Platte P8 gemessen und betrug ca. $2,40 \cdot 10^{-3}$, während die maximale radiale Betonstauchung von ca. $1,35 \cdot 10^{-3}$ bei der Platte P9 gemessen wurde. Bei allen Platten wurde keine deutliche Stauchung des Betons der Druckzone festgestellt. Auch bei den im Sinne der Balkentheorie überbewehrten Platten P7, P8 und P9 wurde keine frühzeitige Zerstörung der Druckzone beobachtet.

Die Bilder 70 bis 87 zeigen den Verlauf der mittleren radialen und tangentialen Betonstauchungen in der Messebene "Unterseite", die aus der Messung des Messnetzes gewonnen wurden (siehe Abschnitt 4.1.2). Die in den Bildern 70 bis 75 dargestellten tangentialen Betonstauchungen wurden wie in [4] beschrieben nach der kinematischen Beziehung

$$\epsilon_{\phi} \approx \frac{x \cdot u + y \cdot v}{x^2 + y^2} = \frac{\text{radiale Verschiebung}}{\text{radialer Abstand}}$$

aus den Verschiebungskomponenten u und v der Messpunkte mit den Koordinaten x und y berechnet.

Stahldehnungen

Wie bereits im Abschnitt 4.3 beschrieben, wurden die horizontalen Verschiebungen der Messebene "Oberseite" auf einer Höhe gemessen, die nicht der Höhe der Schwerachse der Bewehrung entspricht. Die Bilder 70 bis 87 zeigen die radialen und die tangentialen Dehnungen in dieser Messebene. Die Berechnung der tangentialen Dehnungen erfolgte analog der Berechnung der tangentialen Betonstauchungen.

Die Dehnungen in der Schwerachse der Bewehrungsstäbe können aus den bekannten Verschiebungen der Messebenen "Oberseite" und "Unterseite" und aus einer Annahme der Verteilung der Dehnungen über die Plattenstärke bestimmt werden.

4.6 Rissverhalten

Die Rissentwicklung ist in den Abschnitten 4.1.1.2 und 4.1.1.3 beschrieben. Die Bilder 88 und 89 zeigen das Rissbild jeder Platte unmittelbar vor dem Bruch und enthalten Angaben über die gemessenen Rissweiten in 0.01 mm. In den Bildern 90 bis 95 ist der Verlauf der mittleren Rissweiten aller Platten wiedergegeben. Die Rissweiten wurden entlang den beiden für die Auswertung definierten Achsen x und y gemessen (s. Abschnitt 4.1.3). Aus dem Verlauf der mittleren Rissweiten ist die Umlagerung der horizontalen Verschiebungen ersichtlich. Speziell bei der Platte P6 ist dieses Phänomen besonders gut erkennbar.

In den Bildern 96 und 97 ist der Verlauf der maximalen Rissweiten in Funktion der Belastung für zwei ausgewählte Abstände vom Plattenzentrum aufgezeichnet. Das Bild 97 ent-

hält zusätzlich den Verlauf der maximalen Rissweite der Platte P6 in einem radialen Abstand von 750 mm.

4.7 Bruchfiguren

Die Durchstanzkegel der Platten P4, P5, P6 und P9 sind im Bild 98 photographisch dargestellt. Daraus geht deutlich hervor, dass gut verankerte Bügel einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Flachdecken haben. Die unterschiedliche Ausdehnung der Bruchkegel der Platten P4 und P6 ist auf diesem Bild gut erkennbar.

Das Bild 99 zeigt den Zustand der Platten-Kreisringe der Platten P4, P6, P8 und P9 nach dem Durchstanzen bzw. nach dem Versagen des Hängewerks.

Die Bilder 100 bis 105 zeigen die Profile der Bruchflächen und die konstruktive Ausbildung der Zug- und Bügelbewehrung aller Platten. Die Lage der Profile ist durch zwei sich in der Schnittebene befindenden Messstellen (z.B. MS 210 ÷ MS 218) angegeben. Bei den Platten P4, P5 und P6 wurden die Profile am Durchstanzkegel und am Platten-Kreisring aufgenommen. Bei den vorgespannten Platten konnten die Profile nur am Platten-Kreisring aufgenommen werden, da die Durchstanzkegel durch das Weiterbelasten total zerstört wurden (Bild 98, P9).

ZUSAMMENFASSUNG

Das Phänomen des Durchstanzens von Platten, die durch konzentrierte Kräfte belastet sind, ist seit langer Zeit bekannt. Als Lösungen stehen heute meistens halb-empirische Formeln zur Verfügung, die das physikalische Tragverhalten der Platte, das Zusammenwirken der inneren Kräfte und deren Umlagerung während der Belastung nur beschränkt erkennen lassen. Die Einflüsse der Biegearmierung und der Verschiebungen auf das Schubtragverhalten sind in den heutigen Lösungen nur selten berücksichtigt.

Deshalb wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETH) im Rahmen des Forschungsprojektes "Vorgespannte Platten" sechs Versuche an Plattenausschnitten im Bereich von Innenstützen durchgeführt. Dabei wurden folgende Versuchsparameter gewählt:

- Anordnung der Bewehrung
- Bewehrungsgehalt
- Schubbewehrung
- Vorspannung ohne Verbund
- Vorspannung mit Verbund.

Durch die Wahl der Parameter und der konstruktiven Ausbildungen wurde versucht, nach Möglichkeit eine Trennung der verschiedenen Einflüsse zu erreichen.

Ausser den aufgebrachten Kräften und Randdurchbiegungen wurden systematisch globale und lokale Verschiebungen, Verzerrungen, Rissweiten sowie der Kraftzuwachs in den Spanngliedern gemessen.

Die Versuchsergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

Tragverhalten

Das Tragverhalten der Platte bis zum Bruch kann in fünf Phasen gegliedert werden:

1. Elastische ungerissene Phase

In dieser Phase wurde die Platte bis zum Auftreten der ersten von blossem Auge sichtbaren Risse belastet. Dabei war das Verhalten der Platte linear elastisch und entsprach dem vorberechneten Verhalten nach der Theorie homogener dünner Platten.

2. Phase der Rissbildung mit Umlagerung der inneren Kräfte

Beim Erreichen von ca. 60% der Bruchlast war das Rissbild jeweils vollständig ausgebildet. Im Stützenbereich überschritten die tangentialen und radialen Dehnungen die Fließdehnung der Bewehrung. Dies zeigt, dass im System eine Umlagerung der inneren Kräfte stattfand. Die Grösse des plastifizierten Bereichs war abhängig von der jeweiligen konstruktiven Ausbildung der Platten. In dieser Phase war immer nur ein Teil des späteren Durchstanzkegels plastifiziert. Die Verschiebungen bzw. die Dehnungen nahmen dabei regelmässig zu.

3. Phase der Umlagerung der Verschiebungen

Während dieser Phase wurde eine starke Zunahme der Öffnung des Risses der späteren Bruchfläche beobachtet. Durch diese Umlagerung der Verschiebungen versuchte die Platte neue Schubwiderstände wie Dübel-, Hängewerk-Wirkung und Schubbewehrung zu mobilisieren.

4. Bruchphase

Beim Durchstanzen erfolgte eine Änderung des Tragverhaltens. Bei allen Platten trat der Bruch schlagartig auf. Sowohl der Lastabfall als auch die Ausbildung des neuen Tragsys-

tems waren von der konstruktiven Ausbildung der Platten im Stützenbereich abhängig.

5. Phase nach dem Durchstanzen

Nach dem Durchstanzen konnten die schlaff bewehrten Platten die Schubkräfte nur noch mittels Döbelwirkung der Bewehrung auf die Stütze übertragen. Bei den vorgespannten Platten bildete sich durch die über die Stütze verlaufenden Kabel ein Hängewerk mit beachtlicher Tragfähigkeit aus.

Schubbewehrung

Im Vergleich zwischen den Platten P4 und P6 erhöhte die Bügelbewehrung die Durchstanzlast um ca. 60%..

Vorspannung

Die Stützstreifenvorspannung erhöhte die Durchstanzlast um mehr als den Beitrag der Umlenkkräfte. Der Lastabfall nach dem Durchstanzen war geringer als bei den schlaff bewehrten Platten. Durch die Hängewerk-Wirkung der Vorspannkabel wurde der Durchstanzkegel stark ausgeweitet. Nach dem Durchstanzen konnte unter gleichzeitiger starker Zunahme der Randdurchbiegungen ungefähr die gleiche bzw. eine höhere Last als vor dem Durchstanzen auf die Stütze übertragen werden. Dies zeigt, dass dieses System fähig ist, ein beträchtliches Mass an Energie zu dissipieren.

Messwerte

Die Bilder des Berichtes geben Aufschluss über die Abmessungen, Bewehrung, Belastungen, Verschiebungen, Dehnungen, Stauchungen und Rissweiten der einzelnen Versuchskörper.

Interpretation der Versuchsergebnisse

In einer späteren Arbeit sollen die Versuchsergebnisse und die Ergebnisse früherer Versuche mit Hilfe eines neuen theoretischen Modells interpretiert und nachgerechnet werden.

RESUME

Le calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle ou d'une semelle chargée par une force concentrée agissant perpendiculairement à son plan moyen reste un des problèmes déterminants dans le dimensionnement des structures porteuses en béton armé. Bien que des théories et des formules de dimensionnement soient connues, aucune d'entre elles ne nous permet de suivre et d'estimer l'interaction des efforts intérieurs pendant l'histoire du chargement. D'autre part, l'influence des déformations et de l'armature de flexion sur la rupture par poinçonnement, bien que maintes fois observée, n'apparaît clairement dans aucune de ces théories et formules connues jusqu'à ce jour.

Dans le but d'obtenir des données supplémentaires sur différents facteurs déterminants pour le poinçonnement, on a expérimenté, à l'institut de statique et de construction de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich (EPFZ), six dalles simplement appuyées et chargées en leur centre par l'intermédiaire d'un pilier cylindrique. Les paramètres étudiés sont les suivants:

- la disposition de l'armature
- le pourcentage géométrique de l'armature
- l'armature de poinçonnement
- l'armature de précontrainte non-adhérente
- l'armature de précontrainte adhérente.

Le choix des paramètres et des dispositions constructives a été fait dans le but d'étudier séparément, chaque fois qu'il fut possible, l'influence de chaque paramètre. Un soin particulier fut apporté aux mesures des déformations et à l'observation du comportement des dalles pendant toute la durée du chargement.

Les résultats des essais peuvent être résumés comme suit:

Comportement des dalles

Le comportement des dalles peut être divisé en cinq phases:

1. Phase élastique

Jusqu'à l'apparition des premières fissures, les déformations et les efforts mesurés sont en accord avec ceux calculés d'après la théorie des dalles minces et élastiques. Durant cette phase, la charge mesurée atteint 20 à 30% de la charge de rupture. Cette limite est fortement influencée par la précontrainte.

2. Phase de fissuration

Cette phase est comprise entre la charge de fissuration et le début de la concentration des déplacements horizontaux dans la future section de rupture. Durant cette phase, l'armature radiale au droit de l'appui atteint la limite d'écoulement tandis que la plastification de l'armature tangentielle à l'intérieur du futur cône de poinçonnement se développe simultanément à l'augmentation de la charge et de la déformée. A la fin de cette phase et en l'absence d'une armature de poinçonnement, le pouvoir de redistribution des efforts intérieurs est épuisé et de ce fait entraîne une modification du système porteur.

3. Phase de concentration des déformations

Durant cette phase, les déformations se concentrent dans la future section de rupture dans le but de mobiliser de nouvelles résistances à l'effort tranchant telles que les effets de goujons, les efforts de membrane ou l'armature de poinçonnement.

4. Phase de rupture

Elle intervient brutalement et permet, dans le cas des dalles précontraintes, de modifier le système porteur par mobilisation des efforts de membrane des câbles situés sur le pilier.

5. Phase postérieure au poinçonnement

Durant cette phase, le système porteur des dalles précontraintes est constitué par une dalle annulaire en béton armé suspendue au pilier par les câbles de précontrainte traversant le cône de poinçonnement. La charge supportée par la "dalle suspendue" atteint presque (P7 et P8) voir même dépasse (P9) le niveau de la charge de poinçonnement.

Armature de poinçonnement

L'utilisation d'armature de poinçonnement dans la dalle P6 a permis d'augmenter d'environ 60% sa capacité portante par rapport à celle de la dalle P4.

Précontrainte par bandes

L'utilisation de la précontrainte par bandes sur les piliers a fortement influencé la charge de fissuration, la charge de poinçonnement ainsi que le comportement de la dalle après la rupture par poinçonnement. Les essais ont montré que ce système de construction est capable de dissiper beaucoup d'énergie.

Mesures effectuées lors des essais

Différents graphiques et tabelles redonnent les mesures des charges, des déformations et des fissures faites lors des essais. Des photographies montrent l'état de fissuration des dalles immédiatement avant et après la rupture. Les profils des surfaces de rupture sont représentés dans les figures 100 jusqu' à 105.

Interprétation des essais

Dans un prochain travail, il est prévu, à l'aide d'un nouveau modèle théorique pour le poinçonnement des piliers intérieurs des dalles en béton armé et en béton précontraint, d'analyser et d'interpréter les résultats des essais ainsi que d'effectuer des calculs comparatifs.

SUMMARY

The punching of slabs subjected to concentrated forces is one of the governing problems in the design of reinforced and prestressed concrete flat slabs. Although numerous semi-empirical design rules exist none of these formulas shows explicitly the interaction between shear and flexure nor the influence of the displacements on the strength.

To get additional information, six octagonal slabs were tested at the Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology (ETH) Zurich. The six slabs were supported at the center by a circular column and loaded at the edge by eight respectively twelve jacks.

The scope of the present investigation was to:

- study the mechanism of redistribution of the internal forces and of the displacements
- observe the mechanism of failure in shear
- determine the influence of selected parameters (amount and arrangement of bending reinforcement, shear reinforcement, bonded und unbonded prestressed tendons on the shear strength
- test the capacity of energy dissipating after the punching failure of a prestressed flat slab with prestressing tendons
- collect informations to develop a model which allows to compute the punching load of interior columns.

The results of the series may be summarized as follows:

Behavior of flat slabs

The behavior of flat slabs subjected to concentrated loads can be divided into the following five phases:

1. Up to the cracking load, the behavior of all specimens is in agreement with the bending theory of elastic thin plates with small deflections.
2. From the cracking load up to a load which is smaller than the punching load, the cracks are propagating, the bending reinforcement is partially yielding and the bending moments are redistributed.
3. Close to punching, the horizontal displacements are redistributed and begin to concentrate on the future punching surface. The slab tries to mobilize new shear resistances such as dowel action, arch action or shear reinforcement.
4. The punching failure occurs suddenly. For a slab with ordinary reinforcement it corresponds to the ultimate load. A prestressed slab changes from a bending to a suspension system which is still able to carry load.
5. After the punching failure, a slab with prestressing tendons over the columns forms a system with the tendons as hangers supporting the separated outer part of the slab. This suspension system is able to support a load nearly equal or higher than the punching load.

Shear reinforcement

The shear reinforcement of the slab P6 has increased the shear strength by about 60% with respect to the strength of the slab P4 without shear reinforcement.

Prestressing

The column strip tendons influence the cracking load, the punching load and the post-punching behavior of the slab. The tests have shown the considerable capacity of energy dissipation for such systems.

Observed values

All the measured values for the loads, displacements and crack widths are reproduced in diagrams and tables of this report. Sections of the punching surfaces are shown in the figures 100 to 105.

Analysis and comparison

In a future report, the test results will be analysed by means of a newly developed model for the punching of interior column of reinforced and prestressed concrete flat slabs. Comparisons with other test results and codes will be made.

VERDANKUNGEN

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

Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen
auf dem Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaus, Zürich

Kommission zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung,
Bern

Firma Losinger AG, Bern

Firma Stahlton AG, Zürich.

Das Forschungsprojekt wird von einer beratenden Kommission begleitet, der die folgenden Herren angehören: Dr. M. Birkenmaier, Prof. R. Favre, Dr. M. Ladner, P. Matt, dipl. Ing., K. Messerli, dipl. Ing., Dr. P. Ritz, E. Setz, dipl. Ing., Dr. R. Wolfensberger. Ihnen allen sei für ihr Mitwirken auch an dieser Stelle bestens gedankt.

Ein spezieller Dank gilt der Firma

Monteforno Stahl- und Walzwerk AG, Bodio,

die sämtliche Stähle für die schlaffe Bewehrung der Versuchskörper fertig bearbeitet und geschweisst gespendet hat.

Ein weiterer Dank gilt der Firma

Stahlton AG, Zürich,

für die Lieferung der Spannkabel und die Ausführung der Spannarbeiten.

Bei der Versuchsdurchführung haben die Herren K. Bucher und F.X. Müller, cand. Ing. mitgearbeitet. Herr M. Baumann, dipl. Ing., hat bei der Lösung der messtechnischen Probleme mitgeholfen. Herr L. Sieger fertigte die Zeichnungen an und Frl. S. Burki schrieb die Druckbogen. Für Ihre Mitarbeit sei den Genannten und auch anderen, die zur erfolgreichen Durchführung der Versuchsserie beigetragen haben, bestens gedankt.

Herrn R. Caflisch, dipl. Ing., möchten wir speziell für seine Ratschläge und seine Unterstützung während der Versuchsvorbereitung und für seine organisatorische und administrative Betreuung des Forschungsprojektes danken.

Schliesslich möchten es die Verfasser nicht unterlassen, den Herren Dr. P. Ritz und P. Marti, dipl. Ing., zu danken. Ihre Arbeiten und ihre in den beiden ersten Versuchsserien gemachten Erfahrungen haben wesentlich zum Gelingen der Versuchsserie beigetragen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Ritz P., Marti P., Thürlimann B.: "Versuche über das Biegeverhalten von vorge-
gespannten Platten ohne Verbund", Institut für Baustatik und Konstruktion,
ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7305-1, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart,
Juni 1975.
- [2] Marti P., Thürlimann B.: "Flieβbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung
der Betonzugfestigkeit", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr. 67, Sonderdruck aus Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 72, Heft 1,
Jan. 1977; Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1977.
- [3] Marti P., Thürlimann B.: "Prestressed Concrete Flat Slabs", Institut für Bau-
statik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 68, Sonderdruck aus IVBH-
Surveys S-1/77; Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1977.
- [4] Marti P., Pralong J., Thürlimann B.: "Schubversuche an Stahlbeton-Platten",
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7305-2,
Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, September 1977.
- [5] Ritz P.: "Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund", Institut
für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 80 (Dissertation),
Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Mai 1978.
- [6] Kinnunen S., Nylander H.: "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforce-
ment", Royal Institute of Technology, Transactions No. 158, Stockholm, 1960.
- [7] 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.
- [8] Mohr O.: "Ueber die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszu-
standes eines Körperelementes und über die Anwendung derselben in der Festig-
keitslehre", Civilingenieur, Vol. 28, 1882, pp. 113-156.
- [9] Chen W.F.: "Limit Analysis and Soil Plasticity", Developments in Geotechnical
Engineering 7, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, 1975, Chap-
ter 11, pp. 501-541.

BEZEICHNUNGENGeometrische Grössen

a	Abstand der Bewehrungsstäbe, Radius des Stempels beim Stempelversuch
b	Breite der fiktiven Plattenstreifen, Radius der Betonzylinder
d_{th}	theoretische Plattenstärke
d_{gem}	gemessene Plattenstärke
e	Exzentrizität der Spannkabel
h	statische Höhe, Höhe der Betonzylinder
r	Koordinatenachse
x	Koordinatenachse
y	Koordinatenachse
z	Koordinatenachse
u	Verschiebung in x-Richtung bzw. in r-Richtung
v	Verschiebung in y-Richtung
w	Verschiebung in z-Richtung, Durchbiegung
w_R	Randdurchbiegung ($r = 1'300 \text{ mm}$)
F_{eff}	gemessene Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls
F_s	Querschnittsfläche des Spannstahls
R	Rissweite, Abstand Stützenzentrum - Lasteinleitung
R_{max}	maximale Rissweite
$\emptyset$	Durchmesser
δ	Stempelweg beim Stempelversuch
μ	geometrischer Bewehrungsgehalt

Kraftgrössen

P	Einzellast, Kraft
P_A	Last am Anfang einer Laststufe
P_E	Last am Ende einer Laststufe
P_R	Risslast
U_o	Anfangs-Umlenkkraft
V	Vorspannkraft
V_o	Anfangs-Vorspannkraft
ΔV	Spannkraftzuwachs

Festigkeitswerte, Spannungen

E_b	Elastizitätsmodul des Betons
E_{bo}	Tangentenmodul des Betons für $\sigma_b = 0$
E_b	5-0.5 Elastizitätsmodul des Betons für $\sigma_b = 5-0.5 \text{ N/mm}^2$
E_b	10-0.5 Elastizitätsmodul des Betons für $\sigma_b = 10-0.5 \text{ N/mm}^2$
E_e	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
E_s	Elastizitätsmodul des Spannstahls

β_{bz}	Biegezugfestigkeit des Betons
β_{qz}	Betonzugfestigkeit aus Querkzugversuch (Brasilianerversuch)
β_{sz}	Betonzugfestigkeit aus Stempelversuch
β_p	Zylinderdruckfestigkeit
β_w	Würfeldruckfestigkeit
σ_b	Betonspannung
σ_e	Spannung in schlaffer Bewehrung
σ_{ef}	Fliessspannung 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_z	Nennwert der Zugfestigkeit des Spannstahls
β_{zs}	statische Zugfestigkeit
β_{zd}	dynamische Zugfestigkeit
σ_{sV_0}	Spannung im Spannstahl bei V_0

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
λ_{G1}	Gleichmassdehnung
ψ	Kontraktion
t	Zeit
t_A	Zeit am Anfang einer Laststufe
t_E	Zeit am Ende einer Laststufe
‰	$0.01 = 1 \cdot 10^{-2}$
‰‰	$0.001 = 1 \cdot 10^{-3}$

Allgemeine Bezeichnungen

LS	Laststufe
MS	Messstelle
P	Platte
PC	Portlandzement
"	Zoll (inch)

Indices

b	Beton
d	dynamisch
e	schlaaffe Bewehrung
f	Fluess-
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	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9
Abstand Kräfteinleitung- Auflager [mm]	1300	1300	1300	1300/1200	1300/1200	1300/1200
Plattenstärke d_{th} [mm]	180	180	180	180	180	180
Stützendurchmesser [mm]	300	300	300	300	300	300
Statische Höhe h_{th} [mm]	162	154	154	162/152	166/152	166/152
Bewehrung :						
- tangential μ_{φ} [%]	oben 1.34	oben	oben 1.34	oben 1.34	oben 0.30	oben 0.30
- radial μ_r [%]	unten	unten	unten	unten	unten	unten
- orthogonal,						
isotrop $\mu_{x,y}$ [%]	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
- Bügel-Fliesskraft [kN]			$B_f = 1320 \text{ kN}$			
- vorgespannt $\mu_{s,x,y}$ [%]	—	—	—	1.27 ohne Verbund	1.27 ohne Verbund	1.27 mit Verbund
Anordnung der Bewehrung	oben	oben	oben	oben	oben	oben
- Abstand der B. S. $a = 100 \text{ mm}$						
- Betonüberdeckung 10 mm						
Konstruktive Besonder- heiten				$\mu_{s,x,y} = \frac{F_s}{h(\phi+h)}$

Bild 1: Versuchsprogramm

P 4

oben

unten

P 5

oben

unten

Bild 2: Schalungs- und Bewehrungsplan P 4 und P 5

Bild 3: Bewehrungsplan P 6 und P 7

P8 ohne Verbund
oben

unten

P9 mit Verbund
oben

unten

Bild 4: Bewehrungsplan P8 und P9

Bild 5: Bügelbewehrung der Platte P 6

Bild 6: Bewehrung der Platte P 8

Schnitt in der Achse der unteren Kabelgruppe

Schnitt in der Achse der oberen Kabelgruppe

Platte	Beton- überdeckung	schlaufe Bewehrung	Hüllrohr Ø aussen	gem. Platten- stärke d _{gem}	c	Verbund	Alter b. Vorspannen
P 7	10 mm	a = 16 mm	b = 20 mm	d = 175 mm	109 mm	ohne	39 Tage
P 8	10 mm	a = 8 mm	b = 20 mm	d = 176 mm	118 mm	ohne	37 Tage
P 9	10 mm	a = 8 mm	b = 25 mm	d = 182 mm	114 mm	mit	36 Tage

Bild 7: Kabelplan P7, P8 und P9

Bild 8 : Verankerungsplatte mit Gewindemuttern

Bild 9: Verankerungsplatte mit Kraftmessdosen

Bild 10: Details der Rand- und Montage-Bewehrung

Bewehrungsstahl

Nenn - Ø mm	Verwendung	Anzahl Proben	F _{eff} mm ²	G _{fs} N/mm ²	G _{fd} N/mm ²	β _{zs} N/mm ²	β _{zd} N/mm ²	ε _{ev} %	λ _{GI} %	ψ %	E _e kN/mm ²
8	P 4 + P 9	8	49.0 (0.3)	534.5 (12.9)	554.2 (16.3)	728.1 (21.3)	764.5 (9.5)	1.4 (0.2)	11.6 (3.2)	50	202.2 (4.8)
14	P 4 + P 9	4	146.4 (0.17)	494.5 (6.0)	521.4 (7.5)	652.4 (17.7)	690.8 (21.1)	2.6 (0.3)	15.7 (1.5)	51	196.6 (5.9)
16	P 4 + P 7	6	194.4 (0.7)	515.2 (8.7)	541.3 (13.0)	683.3 (19.3)	723.6 (16.2)	24 (0.4)	16.0 (1.0)	42	204.1 (1.9)

Werte in Klammern sind Standardabweichungen

Spannstahl

Nenn - Ø Zoll	Verwendung	Anzahl Proben	F _{eff} mm ²	G _{0.2s} N/mm ²	G _{0.2d} N/mm ²	β _{zs} N/mm ²	β _{zd} N/mm ²	ε _{ev} %	λ _{GI} %	ψ %	E _s kN/mm ²
0.6"	P 7, P 8, P 9	2	143.2	1649.4	1679.2	1737.4	1802.7	—	2.7	—	198.2

Bild 11: Festigkeitswerte der verwendeten Stähle

Bild 12 : Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Bewehrungsstahls $\varnothing 16 \text{ mm}$

Bild 13 : Spannungs-Dehnungs-Diagramm einer Vorspannlitze 0.6 "

Sand 0 ÷ 4 mm kg/m³	Kies 4 ÷ 8 mm kg/m³	Kies 8 ÷ 16 mm kg/m³	Zement kg/m³	Wasser kg/m³	w / z Faktor	Raum- gewicht kg/m³	Konsistenz
780 (40%)	470 (24%)	700 (36%)	300	150	0.5	2400	steif- plastisch

Bild 14: Zusammensetzung des Frischbetons

Bild 15: Siebcurve des Betonzuschlagstoffs 0-16 mm

Abmes- sungen mm	β_{sz}^i N/mm²	s	Anzahl Proben	Abmes- sungen mm	β_w^i N/mm²	s	Anzahl Proben	Alter Tage
$\varnothing_m = 102$ h = 104	25.1	0.34	4	l = 150 b = 143 h = 150	25.2	2.8	3	10

Bild 16: Festigkeiten des Injektionsmörtels

Versuch	Abmessungen [mm]	Belastungsge- schwindigkeit ·10 ⁻³ /min	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9
Alter [Tage]			32	40	28	47	49	45
Anzahl Proben			6	6	6	6	4	6
β_{sz} [N/mm ²]	$\varnothing = 150$ h = 150	0.1	2.93 (0.10)	2.65 (0.30)	2.46 (0.30)	2.78 (0.41)	3.01 (0.28)	2.94 (0.62)
Anzahl Proben			3	4	3	3	2	3
β_{qz} [N/mm ²]	$\varnothing = 150$ h = 300	0.1	2.50 (0.05)	2.30 (0.23)	2.43 (0.02)	2.28 (0.23)	2.10 (0.44)	2.75 (0.14)
Anzahl Proben			3	3	4	4	4	3
β_{bz} [N/mm ²]	120/120/360	1.0	4.72 (0.21)	4.71 (0.18)	4.65 (0.25)	5.26 (0.32)	4.66 (0.41)	4.46 (0.34)
Anzahl Proben			3	3	3	4	3	3
β_p [N/mm ²]	$\varnothing = 150$ h = 300	0.1	30.8 (3.7)	27.1 (0.9)	30.0 (2.3)	31.2 (3.0)	29.6 (3.4)	35.0 (0.61)
ϵ_{um} [‰]			2.2	2.3	2.1	2.4	2.4	2.6
Anzahl Proben			4	3	3	3	5	5
β_w [N/mm ²]	150/150/150	0.5	37.4 (3.3)	32.8 (1.1)	33.5 (3.7)	36.5 (6.0)	34.3 (1.4)	38.4 (2.7)

Druck-und Zugfestigkeiten

Werte in Klammern sind
Standartabweichungen

Versuch	Abmessungen [mm]	Belastungsge- schwindigkeit ·10 ⁻³ /min	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9
Alter [Tage]			176	195	160	146	135	209
Anzahl Proben			5	5	5	5	5	4
$E_{b_{0.5-5}}$ [N/mm ²]	$\varnothing = 50$ h = 150	0.3	36'400 (1040)	37'300 (2370)	38'100 (2420)	38'400 (1990)	34'400 (2440)	36'800 (2470)
$E_{b_{5-0.5}}$ [N/mm ²]	$\varnothing = 50$ h = 150	0.3	37'700 (1300)	38'200 (1710)	39'000 (2150)	39'400 (1660)	35'500 (1990)	38'800 (2040)
$E_{b_{0.5-10}}$ [N/mm ²]	$\varnothing = 50$ h = 150	0.3	33'900 (1370)	34'000 (2500)	35'300 (2300)	36'000 (2140)	32'000 (2110)	34'600 (2090)
$E_{b_{10-0.5}}$ [N/mm ²]	$\varnothing = 50$ h = 150	0.3	36'300 (1170)	36'500 (2170)	37'500 (2070)	38'300 (1740)	34'400 (1990)	37'400 (1480)

E – Moduli

Werte in Klammern sind
Standartabweichungen

Bild 17 : Betonkennwerte

Bild 18 : Spannungs - Dehnungs - Diagramm eines Betonzylinders

Bild 19 : Last - Weg - Diagramm eines Stempelversuchs

Bild 20: Versuchsanlage

Bild 21: Schema der Versuchsanlage für Platten P4 bis P9

Bild 22: Generelles Belastungsschema und Schema einer Laststufe

OBEN

Horizontalverschiebungen:

- (201) 202 ± 213 (214)
- (214) 215 ± 226 (227)
- (227) 228 ± 239 (240)
- (240) 241 ± 252 (253)
- (254) 255 ± 274 (275)
- (275) 276 ± 287 (288)
- (289) 290 ± 297 (298)
- (298) 299 ± 306 (307)

• Beobachtungsfenster

UNTEN

Vertikalkraft:

- (1) 2 ± 4
- 5 ± 8
- 9 ± 12
- 45 ± 48

Betonstauchungen:

- (13) 14 ± 37 (38)

Vertikalverschiebungen:

- 39 ± 44
- (50) 51 ± 64 (65)
- (66) 67 ± 78 (79)
- 80 ± 83

Wegaufnahme

Messstangen

Messuhren

Messdosen
Zugstangen
Messdosen
Vorsp.
zusätzliche Zugstangen
für P7, P8 und P9

Dehnungsmessstreifen Beton (Strain Gages)

Horizontalverschiebungen:

- (101) 102 ± 113 (114)
- (114) 115 ± 126 (127)
- (127) 128 ± 139 (140)
- (140) 141 ± 152 (153)
- (154) 155 ± 174 (175)
- (175) 176 ± 187 (188)
- (189) 190 ± 197 (198)

* bei den Platten P7, P8 und P9 ausgefallene

Messstellen

() Zahlen in Klammern: Eichmessstellen

• Beobachtungsfenster

Bild 23: Messstellenplan

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E}{P_A} \cdot 100$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	-	0.0	-	60
2	83.0	76.0	10	0.8	5	55
3	199.0	189.0	5	3.2	10	50
4	266.0	249.0	6	5.2	7	75
5	334.0	316.0	5	7.3	5	60
6*	366.0	-	-	8.3	-	-

* Zwischenlaststufe

Bild 24: Belastungsablauf Platte P 4

Bild 25: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 4

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E \cdot 100}{P_A}$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	—	0.0	—	75
2	120.0	99.0	18	0.8	25	68
3	202.0	184.0	9	2.1	10	100
4	0.0	0.0	—	0.4	—	50
5	202.0	190.0	6	2.3	5	64
6	304.0	283.0	7	4.3	5	71
7	406.0	383.0	6	6.7	10	78
8	475.0	450.0	5	8.3	13	70
9	523.0	497.0	5	10.2	10	71
10	568.0	547.0	4	11.6	5	62
11	626.0	592.0	5	13.1	20	60
12	0.0	0.0	—	3.8	—	50
13	476.0	464.0	3	11.1	7	44
14*	506.0	502.0	1	11.6	10	7
15*	536.0	532.0	1	12.2	8	7
16	555.0	546.0	2	12.7	8	19
17*	569.0	568.0	0	13.1	10	7
18	569.0	—	—	13.5	—	10
19*	—	72.0	—	17.9	—	—

* Zwischenlaststufe

Bild 26: Belastungsablauf Platte P 5

Bild 27: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 5

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E}{P_A} \cdot 100$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	-	0.0	-	60
2	88.0	87.0	1	0.8	10	75
3	106.0	101.0	5	1.0	2	40
4	201.0	185.0	8	2.7	5	44
5	303.0	280.0	8	5.4	10	105
6	392.0	373.0	5	7.9	4	48
7	0.0	0.0	-	2.4	-	50
8	210.0	206.0	2	5.4	10	60
9*	317.0	317.0	0	7.0	10	20
10	424.0	403.0	5	9.1	5	60
11	503.0	473.0	6	11.6	5	58
12*	531.0	529.0	0	12.8	5	18
13	558.0	531.0	5	14.0	5	55
14*	575.0	573.0	0	15.0	5	10
15	594.0	565.0	5	15.9	10	50
16*	108.0	108.0	-	7.4	-	5
17	107.0	107.0	-	7.4	-	50
18*	200.0	198.0	1	8.4	-	5
19*	308.0	306.0	1	10.6	-	5
20	396.0	387.0	4	12.4	-	47
21	478.0	463.0	3	14.1	-	55
22*	520.0	516.0	1	14.9	-	5
23	554.0	537.0	3	16.0	-	41
24*	550.0	-	-	16.5	-	-

* Zwischenlaststufe

Bild 28: Belastungsablauf Platte P 6

Bild 29: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 6

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E}{P_A} \cdot 100$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	-	0.0	-	60
2	121.0	113.0	7	-0.3	60	60
3	274.0	267.0	3	0.6	10	60
4	437.0	421.0	4	2.3	40	60
5	492.0	477.0	3	3.0	5	60
6	529.0	519.0	2	3.6	5	50
7	118.0	118.0	-	0.3	-	75
8	460.0	449.0	2	3.0	10	60
9	591.0	571.0	3	4.7	10	50
10	648.0	632.0	2	6.3	5	60
11	688.0	668.0	3	7.0	10	60
12*	713.0	708.0	3	7.8	5	10
13	737.0	717.0	3	8.7	10	60
14*	767.0	761.0	-	9.5	5	10
15*	-	337.0	-	15.4	-	10
16*	-	119.0	-	12.3	-	10
17*	-	368.0	-	21.7	-	10
18*	-	435.0	-	31.4	-	10
19*	-	379.0	-	31.8	-	10
20*	-	472.0	-	41.0	-	10
21*	-	408.0	-	48.4	-	10
22*	-	421.0	-	56.4	-	10
23*	-	464.0	-	69.0	-	10
24*	-	514.0	-	79.9	-	10
25*	-	126.0	-	79.0	-	10
26*	-	454.0	-	97.3	-	10
27*	-	314.0	-	109.3	-	10
28*	-	265.0	-	158.2	-	10

* Zwischenlaststufe

Bild 30: Belastungsablauf Platte P 7

Bild 31: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 7

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E}{P_A} \cdot 100$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	—	0.0	—	50
2	204.0	195.0	5	0.2	60	50
3	277.0	266.0	4	0.6	10	50
4	440.0	421.0	4	2.5	10	60
5	483.0	466.0	4	3.5	8	60
6	197.0	196.0	—	0.8	—	50
7	388.0	376.0	3	2.7	10	40
8*	466.0	463.0	1	3.5	5	20
9	511.0	496.0	3	4.8	5	70
10	197.0	194.0	—	1.2	—	45
11*	364.0	362.0	1	2.9	5	15
12	436.0	427.0	2	3.9	10	60
13*	500.0	496.0	1	4.9	5	25
14	538.0	530.0	1	6.0	10	50
15*	568.0	565.0	1	7.1	7	15
16	595.0	576.0	3	8.1	10	50
17*	615.0	611.0	1	9.1	8	20
18	637.0	620.0	3	10.2	10	50
19*	654.0	650.0	1	11.2	5	12
20	674.0	655.0	3	12.3	10	40
21*	687.0	683.0	1	13.3	5	15
22*	—	395.0	—	17.7	—	10
23*	—	487.0	—	31.7	—	15
24*	—	508.0	—	47.2	—	10
25*	—	185.0	—	41.7	—	10
26*	—	493.0	—	76.8	—	10
27*	—	432.0	—	85.3	—	10
28*	—	393.0	—	99.0	—	10

* Zwischenlaststufe

Bild 32: Belastungsablauf Platte P 8

Bild 33: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 8

LS	P_A [kN]	P_E [kN]	$\frac{P_A - P_E}{P_A} \cdot 100$ [%]	w_R [mm]	t_A [min]	t_E [min]
1	0.0	0.0	-	0.0	-	60
2	128.5	128.0	-	-0.5	60	55
3	245.0	240.0	3	-0.4	8	55
4	345.0	338.0	2	0.6	10	45
5	451.0	432.0	5	1.8	6	60
6	529.0	509.0	4	3.4	10	50
7	593.0	571.0	4	5.0	6	50
8	646.0	625.0	4	6.7	10	50
9	694.0	669.0	4	8.2	5	50
10*	128.0	128.0	-	1.3	-	60
11	483.0	479.0	1	4.9	10	50
12	628.0	616.0	2	7.3	8	45
13	715.0	697.0	3	9.4	10	60
14*	741.0	735.0	1	10.2	5	10
15	766.0	743.0	3	11.3	5	65
16*	783.0	778.0	1	12.0	10	10
17	803.0	779.0	3	13.3	5	55
18*	813.0	807.0	1	14.0	5	10
19*	-	499.0	-	17.3	-	10
20*	689.0	590.2	-	30.5	-	10
21*	769.0	714.0	-	55.0	-	10
22*	0.0	119.0	-	23.0	-	-
23*	627.0	588.0	-	46.0	-	20'
24*	855.0	770.0	-	67.0	-	10'
25*	870.0	820.0	-	71.0	-	25'
26*	917.0	755.0	-	77.0	-	11'
27*	840.0	790.0	-	85.0	-	10'
28*	896.0	806.0	-	102.0	-	9'
29*	847.0	684.0	-	111.0	-	5'
30*	734.0	237.0	-	127.0	-	10'
31*	-	0.0	-	88.0	-	5'

* Zwischenlaststufe

Bild 34: Belastungsablauf Platte P 9

Bild 35: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 9

Bild 36: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 7

Bild 37: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 8

Bild 38: Last-Durchbiegungs-Diagramm P 9

Bild 39: Last - Durchbiegungs - Diagramm P 9

Bild 40: Mittlerer Kabelkraftzuwachs P 7

Bild 41: Mittlerer Kabelkraftzuwachs P 8

Bild 42: Mittlerer Kabelkraftzuwachs P 9

Bild 43: Bruchbilder der Platten P 4, P 5 und P 6

Bild 44: Bruchbilder der Platten P 7, P 8 und P 9

Bild 45: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 4

Bild 46: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 5

Bild 47: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 6

Bild 48: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 7

Bild 49: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 8

Bild 50: Durchbiegungen an Plattenunterseite P 9

Bemerkungen:

1. Bei der Platte P5 liegen die obersten Bewehrungsstäbe in der y-Richtung
2. Bei den Platten P7 und P9 liegen die obersten Kabel in der y-Richtung
3. Bei der Platte P8 liegen die obersten Kabel in der x-Richtung

Ersatzfachwerk, Bezeichnungen

Messebenen

Bild 51: Ersatzfachwerk und Messebenen

Bild 52: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x-und y-Achse, P 4

Bild 53: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x-und y-Achse, P 5

Bild 54: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x-und y-Achse, P 6

Bild 55: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x-und y-Achse, P 7

Bild 56: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x- und y-Achse, P 8

Bild 57: Mittlere radiale Knotenverschiebungen auf der x- und y-Achse, P 9

Bild 58: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 4

Bild 59: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 5

Bild 60: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 6

Bild 61: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 7

Bild 62: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 8

Bild 63: Mittlere radiale Verschiebungen der Knoten 12, 15, 18 und 19, P 9

Bild 64: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 4

Bild 65: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 5

Bild 66: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 6

Bild 67: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 7

Bild 68: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 8

Bild 69: Mittlere tangentielle und radiale Betonstauchungen (Strain Gages), P 9

Bild 70: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 4

Bild 71: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 5

Bild 72: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 6

Bild 73: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 7

Bild 74: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 8

Bild 75: Mittlere tangentielle Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 9

Bild 76: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u. 19, P 4

Bild 77: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u. 19, P 5

Bild 78: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u.19, P 6

Bild 79: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u.19, P 7

Bild 80: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u.19, P 8

Bild 81: Mittlere tangentielle Dehnungen bei den Knotenpunkten 12,15,18 u.19, P 9

Bild 82: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 4

Bild 83: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 5

Bild 84: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 6

Bild 85: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y-Achse, P 7

Bild 86: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y- Achse, P 8

Bild 87: Mittlere radiale Dehnungen auf der x- und y- Achse, P 9

Bild 88: Rissbilder der Platten P 4, P 5 und P 6

Bild 89: Rissbilder der Platten P 7, P 8 und P 9

Bild 90; Mittlere Rissweiten, P 4

Bild 91: Mittlere Rissweiten, P 5

Bild 92: Mittlere Rissweiten, P 6

Bild 93: Mittlere Rissweiten, P 7

Bild 94: Mittlere Rissweiten P 8

Bild 95: Mittlere Rissweiten P 9

Bild 96: Maximale Rissweite bei $r = 200$ mm

Bild 97: Maximale Rissweite bei $r = 400$ mm

Bild 98: Durchstanzkegel

Bild 99: Kreisringe der Platten P4, P6, P8 und P9.

Bild 100 : Profile der Bruchfläche der Platte P 4

Bild 101 : Profile der Bruchfläche der Platte P 5

Bild 102 : Profile der Bruchfläche der Platte P 6

Bild 103 : Profile der Bruchfläche der Platte P 7

Bild 104 : Profile der Bruchfläche der Platte P 8

Bild 105 : Profile der Bruchfläche der Platte P 9