Versuche über Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern

Working Paper**Author(s):**

Badawy, Maher; Bachmann, Hugo

Publication date:

1977

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000124642>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 6504(8)

**Versuche über Längsschub und
Querbiegung in Druckplatten von
Betonträgern**

Maher Badawy
Hugo Bachmann

Juni 1977
Bericht Nr. 6504-8

Versuche über Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern

von

**Dr. sc. techn. M. Badawy
Prof. Dr. H. Bachmann**

**Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich**

**Zürich
Juni 1977**

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Zielsetzung	1
1.3 Bemessungsmodelle	2
1.3.1 Längsschub allein	2
1.3.2 Längsschub mit Querbiegung	4
1.4 Versuchsplanung	5
1.4.1 Konzeption der Versuchsträger	5
1.4.2 Parameteranalyse	5
2. Versuchsbalken	7
2.1 Beschreibung	7
2.1.1 Abmessungen, Armierungen	7
2.2 Baustoffe	7
2.2.1 Armierungsstahl	7
2.2.2 Beton	8
2.3 Bemessung und rechnerische Werte	9
2.3.1 Berechnete Lasten	9
2.3.2 Bemessung der Stegarmierung	10
2.3.3 Bemessung der Plattenarmierung	11
2.3.4 Konstruktive Ergänzungen der Modellarmierungen	11
3. Versuchsdurchführung	13
3.1 Versuchsanlage	13
3.2 Laststufen und Versuchsablauf	13
3.3 Messungen	15
3.3.1 Lasten	15
3.3.2 Verformungen	15
3.3.3 Risse	16
4. Versuchsergebnisse	17
4.1 Allgemeines Tragverhalten	17
4.2 Traglasten	18
4.3 Plattenfliesslasten	18
4.4 Verformungen	19
4.4.1 Allgemeines	19
4.4.2 Dehnungen der Stegarmierung	20
4.4.3 Durchbiegungen des Steges und der Platte	20
4.4.4 Betonstauchungen in der Platte	20
4.4.5 Dehnungen der Plattenarmierung	21
4.5 Kräfte in der Plattenarmierung	23

	Seite
4.6 Risseverhalten	23
4.7 Bruchverhalten	25
5. Vergleiche zwischen Versuchsergebnissen und Modellen	26
5.1 Längsschub allein (Balken Q1 und Q2)	26
5.2 Längsschub mit Querbiegung (Balken Q3, Q4, Q5)	27
6. Ergänzungen	29
6.1 Interpretation der Versuchsergebnisse	29
6.1.1 Ausbreitwinkel	29
6.1.2 Interaktion Biegung - Längsschub	29
6.2 Obere Schubspannungsgrenze	29
7. Folgerungen und vorläufige Empfehlungen	31
ZUSAMMENFASSUNG	33
RESUME	35
SUMMARY	37
VERDANKUNGEN	39
LITERATURVERZEICHNIS	40
BEZEICHNUNGEN	41
TABELLEN 1-8	44
BILDER 1-66	49
ANHANG	120

1. EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

Bei dünnwandigen Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitten aus Stahlbeton ist die Bemessung der Druckplatten im Anschlussbereich zu den Längsstegen ein noch ungelöstes Problem. Betrachtet man als einfaches Beispiel ein Element des Trägers gemäss Bild 1, so können in einem Schnitt I-I je nach der äusseren Belastung folgende Schnittgrössen auftreten:

a) Längsschub allein

Wirkt eine Belastung P in der Symmetrieebene des T-Trägers, so entsteht eine Längsschubkraft $\tau_{yx} \cdot d$.

b) Längsschub mit Querbiegung

Wirkt ferner eine Belastung $\bar{P}$ ausserhalb des Steges, so entsteht zum Längsschub hinzu ein Querbiegemoment M_Q . (Die ebenfalls auftretende vertikale Schubkraft $\tau_{yx} \cdot d$ wird in der vorliegenden Untersuchung vernachlässigt.)

c) Längsschub mit Querbiegung und Quervorspannung

Ist die Platte in Querrichtung noch vorgespannt, so wirkt nebst Längsschub und Querbiegung zusätzlich noch die Vorspannkraft V .

Die Bemessung des Anschlussbereiches Platte - Steg bzw. die Berechnung der notwendigen Armierungen kann nach verschiedenen Modellen erfolgen. Diese führen indessen zu sehr unterschiedlichen und widersprüchlichen Resultaten. Daher wurden in den Jahren 1974 und 1975 am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich Versuche an insgesamt sieben Betonträgern durchgeführt (Bild 10). An zwei Trägern wurde das Problem "Längsschub allein" erforscht (Bild 18). Bei drei Trägern wurde zusätzlich eine Querbiegung aufgebracht (Bild 19). Die Ergebnisse dieser Versuche bildeten die Basis für die Prüfung von zwei weiteren Trägern, die in der Druckplatte die Beanspruchung "Längsschub mit Querbiegung und teilweiser Quervorspannung" aufwiesen.

Im vorliegenden Bericht wird über die Versuche "Längsschub allein" sowie "Längsschub mit Querbiegung" berichtet. Die Versuche mit Quervorspannung werden in einem separaten Bericht, [2], behandelt.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der hier beschriebenen Versuche war die Erforschung des Verformungs- und Tragverhaltens von Druckplatten in Betonträgern unter Längsschub sowie unter Längsschub und Querbiegung. Hierbei sollten verschiedene Bemessungsmodelle überprüft und anhand der Versuchsergebnisse verglichen werden.

1.3 Bemessungsmodelle

Die wichtigsten Modelle, nach denen man die Beanspruchungen bzw. die Armierung im Anschlussbereich Platte - Steg bei Längsschub sowie bei Längsschub mit Querbiegung ermitteln kann, werden im folgenden zusammenfassend erklärt und diskutiert. Dies geschieht am Beispiel eines symmetrischen einfach gelagerten Plattenbalkens, der den durchgeführten Versuchen entspricht.

1.3.1 Längsschub allein

a) Klassisches Modell

Im Falle von Längsschub werden in der Praxis die Beanspruchungen im Anschlussbereich normalerweise nach dem klassischen Modell (Einfache Balkentheorie, Hauptzugspannung) ermittelt, das in Bild 2 dargestellt ist. Die Normalspannung in der Platten-Mittelebene σ_x und die mittlere Schubspannung im Anschlussbereich τ_{yx} werden berechnet und daraus die Hauptzugspannung σ_{hz} bestimmt. Betrachtet man ein Sägeschnittelement mit der Länge ds , dann wirkt an der Seite mit der Hauptzugspannung σ_{hz} die Zugkraft $Z = \sigma_{hz} \cdot d \cdot ds \cdot \cos\varphi$. Normalerweise wird die Armierung nicht in der Richtung der Hauptzugspannung verlegt, sondern senkrecht zur Trägerachse. Ersetzt man nun die Kraft Z durch Kräfte in der Armierungs- und Risserichtung (den zwei tragfähigen Richtungen), dann wirkt im Anschlussbereich die Zugkraft

$$Z_B = \sigma_{hz} \cdot d \cdot ds \quad \text{pro Länge } ds \quad (1)$$

$$\text{bzw.} \quad S = \frac{Z_B}{ds} = \sigma_{hz} \cdot d \quad \text{pro Längeneinheit.} \quad (2)$$

Z_B muss von einer Plattenquerarmierung aufgenommen werden, die normalerweise je zur Hälfte oben und unten in die Platte eingelegt wird. Da die Zugkraft S proportional zur Hauptzugspannung σ_{hz} ist, wird die Verteilung der Plattenquerarmierung über die Balkenlänge affin zur σ_{hz} -Verteilung sein (Bild 2). Dies bedeutet viel Armierung in der Platte im Auflagerbereich und wenig, bzw. keine Armierung im mittleren Bereich.

Gegen dieses Modell können folgende Einwände vorgebracht werden (Bild 3):

Die aus der Längsbelastung P nach klassischer Theorie an den zwei Plattenteilen 1 und 2 wirkenden Spannungen bzw. Kräfte sind in Bild 3a eingezeichnet. Würden diese Spannungen bzw. Kräfte tatsächlich auftreten, so wären die zwei Scheiben 1 und 2 im Gleichgewicht. In Wirklichkeit kann aber an der Stirnfläche des Plattenbalkens keine Schubspannung entstehen, da dort eine freie Oberfläche vorliegt. (Allenfalls könnte ein Querträger diese Aufgabe übernehmen; er würde dann auf Zug beansprucht.) Dadurch wird das Gleichgewicht der Scheibe 1 gestört ($\Sigma Y \neq 0$, $\Sigma M \neq 0$). Ausserdem zeigt sich entlang des Lastquerschnittes A-A eine Diskontinuität in der Schubspannung τ_{yx} : Links von A-A ergibt sich eine Schubspannung, rechts davon jedoch nicht. In Wirklichkeit werden die Spannungen links und rechts des Schnittes A-A jedoch entgegengesetzt gleich sein müssen, d.h. entlang A-A sind entweder Schubspannungen oder keine Schubspannungen vorhanden.

Betrachtet sei vorerst der Fall, wo entlang A-A keine Schubspannungen wirken sollen (Bild 3b, Fall 1). Damit das Gleichgewicht der Scheibe 1 erhalten bleibt, können zwei Kräfte C (Druck) und Z (Zug) eingeführt werden. Im rechten Teil dieser Scheibe treten also zu den Längsschubspannungen auch noch Zugspannungen quer zur Balkenaxe auf.

Wirken entlang A-A jedoch Schubspannungen, so entsteht in der Platte in diesem Schnitt eine Schubkraft T_1 und eine Druckkraft D' (Bild 3b, Fall 2). Scheibe 2 ist erst dann im Gleichgewicht, wenn zusätzlich nebst einer Längsschubkraft T'' auch noch eine Zugkraft Z'' eingeführt wird. Auch bei Scheibe 1 müssen zur Erhaltung des Gleichgewichtes beispielsweise eine Zugkraft Z' und eine Druckkraft C' eingeführt werden.

Aus diesen Betrachtungen geht deutlich hervor, dass im Anschlussbereich Platte - Steg nicht nur Schubspannungen, sondern zusätzliche Druck- und Zugkräfte wirken müssen. Diese treten in der Tat nicht konzentriert auf, sondern sie stellen die Resultierenden von Druck- bzw. Zugspannungen dar, welche über den Auflagerbereich bzw. mittleren Bereich der Platte verteilt sind. Der Verlauf dieser Spannungen wird von Verträglichkeitsbedingungen beeinflusst und kann daher auf einfache Weise nicht genauer angegeben werden. Fest steht aber, dass durch diese Normalspannungen, welche in der klassischen Theorie nicht berücksichtigt werden, das Bild der Hauptzugspannungen entlang der Platte verändert wird.

Bereits Mörsch hat in [1] darauf hingewiesen, dass im Anschlussbereich ausser Schubspannungen auch noch Druck- bzw. Zugkräfte entstehen müssen.

b) Flanschfachwerk-Modell

Besser geeignet als das klassische Modell erscheint ein Flanschfachwerk-Modell. Die Grundidee dieses Modells vermittelt Bild 4 (siehe auch [3]). Die horizontalen Komponenten der Druckdiagonalenkräfte des Steges müssen sich in der Druckplatte ausbreiten. Dadurch entstehen Umlenkkräfte Z_1 , welche die Platte bzw. den Anschlussbereich Platte - Steg auf Zug beanspruchen. Nach Bild 4 beträgt die Zugkraft Z_1 jeweils $\frac{Q}{2} \cdot \cot \alpha \cdot \tan \beta$. Die Neigung der Stegdruckdiagonalen wird mit $\alpha = 45^\circ$ angenommen (α hat jedoch auf die total entstehende Querkraft keinen Einfluss). Der Ausbreitungswinkel β lässt sich anhand Bild 5 zu $\beta = \arctan 0.5$ abschätzen. Somit ist im Flanschfachwerk die Zugkraft $Z_1 = \frac{Q}{4}$. Die totale auftretende Zugkraft im Anschlussbereich (Bild 6) ergibt sich zu $\frac{Q}{4} \times \text{Anzahl der Zugkräfte } Z_1$, somit $Z_{\text{tot}} = \frac{Q}{4} \cdot \frac{a}{y}$. Dabei ist zu beachten, dass diese Zugkräfte Z_1 jeweils erst in einem Abstand $b/2$ vom Angriffspunkt der entsprechenden Stegdruckdiagonalen auftreten (Bild 6). Die erste Zugkraft tritt also bei $x = y + \frac{b}{2}$, die letzte bei $x = a + \frac{b}{2}$ auf. In Wirklichkeit wirken die Kräfte der Stegdruckdiagonalen nicht konzentriert wie in Bild 4, sondern verteilt, und wir nehmen an, dass sie über eine Länge $(a-y)$ "verschmiert" in die Platte eingeleitet werden (Bild 6). Dementsprechend verteilen sich auch die im Anschlussbereich auftretenden Querkraftkräfte über die Länge $(a-y)$. Die pro Längeneinheit auftretende Zugkraft Z_2 beträgt somit

$$Z_2 = \frac{\text{totale Zugkraft}}{a-y} = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{a}{(a-y)} \quad (3)$$

Man kann dieses Modell verfeinern, indem der Einfluss der Stegbreite b_0 berücksichtigt wird: ein Teil der horizontalen Komponente der Stegdruckdiagonalen entsprechend der Plattenquerschnittsfläche über dem Steg (schraffierte Fläche rechts oben in Bild 6) wird sich nämlich nicht ausbreiten und verursacht somit keine Zugkräfte. Dadurch reduziert sich die im Anschlussbereich pro Längeneinheit auftretende Zugkraft auf Z , wobei

$$Z = Z_2 \cdot \frac{b-b_0}{b} = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{a}{a-y} \cdot \frac{b-b_0}{b} \quad (4)$$

Diese Zugkräfte Z treten zwischen $x = y + \frac{b}{2}$ und $x = a + \frac{b}{2}$ auf und werden als massgebend für die Beanspruchung des Anschlussbereiches angesehen.

Wie beim klassischen Modell kann die resultierende Plattenquerarmierung je zur Hälfte oben und unten in die Platte eingelegt werden.

c) Vergleich klassisches Modell - Flanschfachwerk-Modell

Aus dem Flanschfachwerk-Modell ergibt sich, dass in der Platte im Bereich der Einzelast Zugkräfte entstehen, während der Auflagerbereich beansprucht bleibt (Bild 6). Diese Feststellung steht total im Widerspruch mit dem klassischen Modell: grösste Beanspruchung der Platte im Auflagerbereich und kleine bzw. keine Beanspruchung im mittleren Bereich (Bild 2).

Vergleicht man ferner die Höhe der Beanspruchungen nach den beiden Modellen, so ergibt sich folgendes: Das klassische Modell entspricht dort wo $\sigma_x = 0$ ist, d.h. über dem Auflager, einer Kraftausbreitung unter 45° (reiner Schubspannungszustand, $\sigma_{hz} = \tau$, $\tan \beta = 1.0$). Die notwendige Armierung ist etwa doppelt so gross wie diejenige nach dem Fachwerk-Modell, die sich indessen im Balkeninnern ergibt. Beim Fachwerk-Modell ist die Querkzugkraft unabhängig von der Grösse der Normalkraft im Druckflansch, während beim klassischen Modell σ_x zu einer starken Abminderung der erforderlichen Armierung führt.

1.3.2 Längsschub mit Querbiegung

Für den Fall Längsschub mit Querbiegung kann die Plattenarmierung nach einem der folgenden drei Modelle bestimmt werden (Bild 7):

a) Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und Querbiegung

Die Armierung für Längsschub wird nach dem klassischen Modell (Bild 2) ermittelt und je zur Hälfte oben und unten in der Platte vorgesehen. Die Armierung für das Querbiegemoment M_q wird nach der normalen Biegetheorie bestimmt und, in Anlehnung an die Norm SIA 162, Art. 3.12, derjenigen für Längsschub überlagert (Bild 7a). Es braucht also eine obere und eine untere Armierungslage in der Platte.

Nach diesem Modell wird heute in der Praxis normalerweise bemessen.

b) Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und Querbiegung

Die Armierung für Längsschub wird für die Kraft Z gemäss Flanschfachwerk-Modell berechnet und wiederum je zur Hälfte der oberen und unteren Lage in der Platte zugewiesen. Die Armierung für das Querbiegemoment wird wie unter a) beschrieben bemessen. Beide Armierungen werden dann im Querschnitt superponiert (Bild 7b). Auch hier braucht es zwei Armierungslagen.

c) Armierung für Querbiegung mit Querkzugkraft aus Flanschfachwerk-Modell

Die axiale Zugkraft Z (aus Flanschfachwerk-Modell) und das Querbiegemoment M_q werden in einer Resultierenden N zusammengefasst, die am Querschnitt exzentrisch wirkt (Bild 7c). Die Armierung wird darauf nach den Regeln der Biegung mit Axialzugkraft ermittelt. Demgemäss wird im Querschnitt eine obere Armierung benötigt, während unten (sofern N ausserhalb von F_{eo} liegt) eine Druckkraft entsteht und somit keine rechnerische Armierung notwendig wird.

1.4 Versuchsplanung

1.4.1 Konzeption der Versuchsträger

Um das Verformungs- und Tragverhalten von Druckplatten im Anschlussbereich mit dem Steg abzuklären, und die im letzten Abschnitt beschriebenen Modelle für "Längsschub allein" sowie für "Längsschub mit Querbiegung" zu überprüfen, wurde ein Versuchsprogramm ausgearbeitet. Dieses sah die Prüfung von fünf Stahlbeton-Plattenbalken, Q1 bis Q5, vor. Die ersten zwei Balken, Q1 und Q2, wurden dem Problem "Längsschub allein" zugeordnet, die übrigen drei, Q3 bis Q5, dem Problem "Längsschub mit Querbiegung". Abmessungen, Betonqualität und Stegarmierung wurden bei allen fünf Balken gleich gehalten. Die Plattenarmierung dagegen wurde jeweils nach einem bestimmten Modell konzipiert und zwar:

Balken Q1: nach dem klassischen Modell (Hauptzugspannungsmodell)

Balken Q2: nach dem Flanschfachwerk-Modell

Balken Q3: nach dem Modell "Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und Querbiegung"

Balken Q4: nach dem Modell "Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und Querbiegung"

Balken Q5: nach dem Modell "Armierung für Querbiegung mit Querzugkraft aus Flanschfachwerk-Modell"

1.4.2 Parameteranalyse

Die Abmessungen der Balken und die Belastungsanordnung sollten so gewählt werden, dass eine gegebene Belastung (P bzw. Q) möglichst grosse Hauptzugspannungen bzw. Zugspannungen infolge Längsschub im Anschlussbereich Platte - Steg hervorruft. Deshalb wird im folgenden die Abhängigkeit dieser Spannungen von den verschiedenen Balkenparametern untersucht.

a) Aufgrund des klassischen Modells

Nach diesem Modell ist die Hauptzugspannung σ_{hz} für die Beanspruchung des Anschlussbereiches massgebend. Sie ist am grössten beim Auflager, wo sie gleich gross ist wie die dort wirkende Schubspannung τ_{xy} (Bild 2). Beim Auflager gilt also:

$$\sigma_{hz \text{ A}} = \tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_i}{I_i \cdot d} = \frac{Q \cdot (S_i / S_{iD})}{(I_i / S_{iD}) \cdot d} ,$$

wobei: S_i = statisches Moment des Plattenteils rechts vom Schnitt a-a bezüglich n-n (Bild 8)

$$= \frac{b-b_o}{2} \cdot d \cdot \left(x - \frac{d}{2}\right)$$

S_{iD} = statisches Moment der Druckzone bezüglich n-n
 $= b \cdot d \cdot \left(x - \frac{d}{2}\right) + b_o \cdot (x-d) \cdot \left(\frac{x-d}{2}\right)$

I_i = ideelles Trägheitsmoment des Querschnittes bezüglich n-n

$I_i / S_{iD} = y$ = Hebelarm der inneren Kräfte (siehe [3]).

Vernachlässigt man im Ausdruck für S_{ID} den zweiten Summanden (Anteil der Druckzone unter der Platte, schraffierte Fläche in Bild 8), so ist die Hauptzugspannung

$$\sigma_{hz A} = \tau_{xy} = \frac{Q}{y \cdot d} \cdot \frac{b-b_0}{2b} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{y \cdot d} \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \quad (5)$$

Diese Formel drückt die Abhängigkeit der Hauptzugspannung beim Auflager, $\sigma_{hz A}$, von den verschiedenen Parametern aus und zeigt, dass bei gegebener Querkraft Q die Hauptzugspannung mit kleineren Werten von y , d und b_0/b zunimmt.

Wird ein Schnitt unmittelbar ausserhalb der Last betrachtet, so kann die dortige Hauptzugspannung näherungsweise wie folgt ausgedrückt werden (siehe [3]):

$$\sigma_{hz} \approx \tau_{xy} - \frac{\sigma_x}{3}$$

Es gilt:
$$\sigma_x = \frac{M}{y} \cdot \frac{1}{b \cdot d} = \frac{Q \cdot a}{y} \cdot \frac{1}{b \cdot d}$$

Damit wird

$$\sigma_{hz} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{y \cdot d} \left[\left(1 - \frac{b_0}{b}\right) - \frac{2}{3} \cdot \frac{a}{b} \right] \quad (6)$$

Daraus ergibt sich zusätzlich zu (5), dass für eine grosse Hauptzugspannung das Verhältnis der Schubspannweite a zur Flanschbreite b möglichst klein gewählt werden sollte.

b) Aufgrund des Flanschfachwerk-Modells

Die nach diesem Modell im Anschlussbereich auftretende Zugspannung σ_z beträgt gemäss Gleichung (4)

$$\sigma_z = \frac{Z}{d} = \frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{y} \cdot \frac{a}{a-y} \cdot \frac{b-b_0}{b} \cdot \frac{1}{d} = \frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{y} \cdot \frac{a/y}{(a/y)-1} \cdot \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \cdot \frac{1}{d} \quad , \quad \text{somit}$$

$$\sigma_z = \frac{Q}{4} \cdot \frac{1}{y \cdot d} \cdot \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \cdot \frac{m}{m-1} \quad (7)$$

Darin bedeutet m die Anzahl der Stegdruckdiagonalen innerhalb a (siehe Bild 9). Aus dieser Formel ist ersichtlich, dass wie bei (5) und (6) bei einer gegebenen Querkraft Q die Spannung σ_z mit der Abnahme von y , d und b_0/b zunimmt. Eine weitere Zunahme ergibt sich mit abnehmendem m . Dieser Einfluss von m ist in Bild 9 dargestellt.

Ein Vergleich der Ergebnisse für die beiden Modelle zeigt, dass die Beanspruchungen im Anschlussbereich Platte - Steg in ähnlicher Weise durch die verschiedenen Balkenparameter beeinflusst werden. Für die endgültige Wahl der Balkenabmessungen sowie der Längs- und Schubarmierung des Steges mussten selbstverständlich noch zusätzliche, d.h. vor allem Versuchs- und ausführungstechnische Aspekte berücksichtigt werden.

2. VERSUCHSBALKEN

2.1 Beschreibung

2.1.1 Abmessungen, Armierungen

Die Abmessungen und Armierungen gehen aus den Bildern 10 und 11 hervor.

Abmessungen:

Die Betonabmessungen waren bei allen fünf Balken gleich (Bild 10). Der Balken war 7.04 m lang und 62 cm hoch, der Steg 20 cm breit. Die Breite und Dicke der Platte betrugen 100 cm bzw. 10 cm.

Stegarmierung:

Auch die Biege- und Schubarmierungen waren bei allen Balken dieselbe (Bild 10). Die Biegearmierung bestand aus 6 Ø 30 mm ($\mu_L = 0.77\%$), die Schubarmierung aus Bügeln von 12 mm Durchmesser und 10 cm Abstand ($\mu_B = 1.13\%$).

Plattenarmierung:

Die nach den entsprechenden Modellen bemessenen und teilweise ergänzten Plattenquerschnittsarmierungen (siehe 1.4.1, 2.3.3 und 2.3.4) sind in Bild 11 aufgezeichnet. Die Armierung wurde in zwei Lagen eingelegt, d.h. oben und unten in der Platte. Dabei wurde nur ein einziger Stabdurchmesser verwendet, nämlich Ø 6 mm. Die genauen Abstände der Plattenarmierungsstäbe vom näheren Plattenende sind in Tabelle 8 angegeben.

2.1.2 Herstellung und Lagerung

Für die Herstellung der Balken Q1 bis Q5 wurde eine Holzschalung verwendet. Die pro Balken notwendige Betonmenge wurde in einem Zwangsmischer in drei Mischchargen hergestellt. Der Beton wurde nach dem Einbringen mit Nadelvibratoren verdichtet. Jeweils eine Woche nach dem Betonieren wurden die Balken ausgeschalt und blieben in der Betonierhalle, wo sie auch für die Prüfung vorbereitet wurden. Diese erfolgte jeweils im Alter von 28 Tagen.

2.2 Baustoffe

2.2.1 Armierungsstahl

Die Stegarmierung aller Balken war aus naturhartem Stahl (Box-Ultra). Die Plattenarmierung bestand hingegen aus einem ursprünglich kaltverformten Stahl (Tor 50, Ø 6 mm), der jedoch durch eine spezielle Wärmebehandlung im Werk wieder eine ausgeprägte Fließgrenze erlangte. Vor den Balkenversuchen durchgeführte konventionelle Zugversuche an fünf Stäben dieser Armierung ergaben im Mittel eine Fließgrenze von 4.74 t/cm² und eine Zugfestigkeit von 5.24 t/cm². Der Wert von 4.74 t/cm² wurde für die Dimensionierung der Plattenarmierung verwendet.

Im Anschluss an die Balkenversuche wurden in einer dehnungsgesteuerten Zugmaschine Armierungsstähle der verwendeten Durchmesser (Ø = 6, 12 und 30 mm) geprüft. Dabei

wurde die Dehnungsgeschwindigkeit auf 1.25% pro Minute festgelegt. Im Fließbereich und bei der Höchstlast wurde die Dehnungsgeschwindigkeit gleich null gesetzt. Während einer Wartezeit von zwei Minuten fiel der sogenannte dynamische Festigkeitswert (σ_{fd} bzw. β_{zd} bei $\dot{\epsilon} \neq 0$) auf den statischen Wert (σ_{fs} bzw. β_{zs} bei $\dot{\epsilon} = 0$) ab. Wartezeiten länger als zwei Minuten haben keinen Einfluss auf die statischen Festigkeitswerte [4]. Die so erhaltenen Werte sind in Tabelle 4 zusammengestellt. Ein Beispiel der für die Stäbe $\emptyset 6$ mm erhaltenen σ - ϵ -Diagramme ist in Bild 12 angegeben. In Bild 13 ist das für die Stäbe $\emptyset 6$ mm gemittelte idealisierte σ - ϵ -Diagramm aufgezeichnet.

2.2.2 Beton

Die Zusammensetzung des Frischbetons war für alle fünf Balken dieselbe und ist in Tabelle 1 angegeben. Der Zuschlagstoff, der aus gut gewaschenem und getrocknetem Material bestand, wurde getrennt nach drei Komponenten beigegeben. Die Siebkurve der Mischung entsprach ungefähr der Fuller-Kurve. Als Bindemittel wurde normaler Portlandzement verwendet.

Zur Bestimmung der Betonfestigkeiten wurden von den drei Mischungen jedes Balkens je sechs Prismen (12 x 12 x 36 cm) und zwei Zylinder (15 cm $\emptyset$ und 30 cm Höhe) hergestellt. Im Alter von 28 Tagen (entspricht dem Prüfalter der Balken) wurden pro Versuchsträger auf konventionelle Weise folgende Proben geprüft:

6 Prismen zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit β_{bz} und der Würfeldruckfestigkeit β^{12} (ermittelt an den aus Biegezugversuchen anfallenden Prismenhälften, Druckfläche 12 x 12 cm). 6 Prismen zur Bestimmung der Prismendruckfestigkeit β_p . 6 Zylinder zur Bestimmung der Querkzugfestigkeit β_{qz} .

Die Mittelwerte dieser Festigkeiten sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Der Variationskoeffizient in %, der als Mass für die Streuung gilt, ist in Klammern angegeben.

Um das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betons zu ermitteln, wurde pro Versuchsbalken zusätzlich ein weiteres Prisma im Alter von fünf Wochen geprüft. Die Prüfmethode ist in [5] ausführlich dargestellt und wird hier nur kurz beschrieben. Die Belastung wurde vorerst stufenweise so aufgebracht, dass eine mittlere Betonspannung von 5, 25, 50, 75, 100, 5, 100 kg/cm² resultierte. Bei den folgenden Laststufen bis zum Bruch wurde jeweils die Belastung so verändert, dass eine zusätzliche Stauchung von 0.15×10^{-3} während einer Minute aufgebracht und anschliessend die Stauchung während zwei Minuten konstant gehalten wurde. Durch diese Prüfmethode erhält man für Beton ein dynamisches ($\dot{\epsilon} \neq 0$) und ein statisches ($\dot{\epsilon} = 0$) Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Ein Beispiel zeigt Bild 14. In Tabelle 3 sind die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche zusammengestellt.

Das gemittelte Spannungs-Dehnungs-Diagramm des verwendeten Betons wurde durch die kubische Parabel

$$\frac{\sigma_b}{\beta_p} = \phi \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_u} \right) \left[1 - \left(2 - \frac{3}{\phi} \right) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_u} \right) + \left(1 - \frac{2}{\phi} \right) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_u} \right)^2 \right] \quad \text{angenähert,} \quad (8)$$

wobei $\phi = \epsilon_u \cdot \frac{E_{bo}}{\beta_p}$, gültig für $1.5 < \phi < 3.0$.

Auch hier wird zwischen einem dynamischen und einem statischen Diagramm unterschied-

den. Das dynamische Diagramm ist von der Prüfmethode sowie von der Dehnungsgeschwindigkeit abhängig und wird mit dynamischen Festigkeitswerten ($\dot{\epsilon} \neq 0$) gerechnet. In Gleichung (8) wird daher für β_p die mittlere dynamische Prismenfestigkeit $\beta_{pd} = 244 \text{ kg/cm}^2$ (Tabelle 3) eingesetzt. Für ϵ_u wird der Mittelwert $\epsilon_u = 1.69\%$ verwendet. E_{bo} bzw. ϕ wurde so bestimmt, dass die Betonstauchung bei 100 kg/cm^2 nach Gl. (8) mit dem gemessenen Mittelwert übereinstimmt. Das erhaltene Diagramm a ist in Bild 15 aufgezeichnet.

Das statische Diagramm wird mit einem statischen Festigkeitswert ($\dot{\epsilon} = 0$) gerechnet. Da für Beton dieser Wert auch von der Dehnungsgeschwindigkeit, d.h. insbesondere von der Wartezeit bei jeder Laststufe abhängig ist, gehört zu jeder Wartezeit ein anderes Diagramm. Für Wartezeiten von 2 Minuten und 30 Minuten wurden die zwei Diagramme b und c gerechnet (Bild 15). Bei b wurde in Gl. (8) ein $\beta_{ps}(2') = 219 \text{ kg/cm}^2$ eingesetzt, bei c ein $\beta_{ps}(30') = 188 \text{ kg/cm}^2$ (Tabelle 3). E_{bo} und ϵ_u wurden gleich gross wie beim dynamischen Diagramm angenommen.

2.3 Bemessung und rechnerische Werte

2.3.1 Berechnete Lasten

Der Bemessung der Balken wurden die mit den vorermittelten (Plattenquerarmierung) bzw. angenommenen Materialkennwerten berechneten theoretischen Last- und Schnittkraftgrössen zugrunde gelegt (vorberechnete Grössen). In Spalte 1 und 3 von Tabelle 7 sind die entsprechenden Längs- und Querbelastrungen für den Bruch des Steges (P_u^{Th}) und für das Fliessen der Platte (P_f^{Th} , $\bar{P}_f^{Th}$) aufgeführt. Die bei diesen Lasten im Steg bzw. im Anschlussbereich Platte - Steg sich ergebenden nominellen Schubspannungen sind in den Spalten 2 und 4 der Tabelle 7 angegeben. Diese nominellen Schubspannungen wurden wie folgt definiert:

- Nominelle Schubspannung im Steg: $\tau_s = \frac{Q}{b_o \cdot h} = \frac{P_u^{Th}}{b_o \cdot h}$,
wobei h = statische Höhe des Trägers = 55 cm.

- Nominelle Längsschubspannung im Anschluss Platte/Steg (siehe Gleichung (5)):

$\tau_{xy} = \frac{Q}{2} \frac{1}{y \cdot d} \left(1 - \frac{b_o}{b}\right) = \frac{P_u^{Th}}{2 \cdot y \cdot d} \left(1 - \frac{b_o}{b}\right)$, wobei y = Hebelarm der inneren Kräfte im Steg = 50 cm.

- Nominelle vertikale Schubspannung im Anschluss Platte/Steg:

$\tau_{yz} = \frac{\bar{Q}}{l \cdot h_p} = \frac{\bar{P}_f^{Th}}{l \cdot h_p}$, wobei l = Abstand zwischen den Pressenkräften der Querbelastrung = 88 cm (siehe Bild 17), h_p = statische Höhe in der Platte = 8.7 cm.

Die Querbelastrung $\bar{P}$ erzeugt im Anschlussbereich keinen Längsschub; sie erzeugt lediglich eine geringe vertikale Schubspannung τ_{yz} , die für $\bar{P} = 2.91 \text{ t}$ nur 3.80 kg/cm^2 beträgt (siehe Tabelle 7).

Zum Zwecke eines direkten Vergleiches mit den Versuchsergebnissen enthält Tabelle 7 ferner die mit den effektiv ermittelten Materialkennwerten berechneten Grössen (nachberechnete Grössen). Hierbei wurde in Anlehnung an den Versuchsablauf (Abschnitt 3.2)

zwischen Anfangs- und Endlasten unterschieden. Für die Längsbelastung P wurde die Anfangsbruchlast des Steges P_{uA}^{Th} bzw. das zugehörige Biegemoment mittels der dynamischen Fließgrenze der Biegearmierung σ_{fd} (Tab. 4) und des dynamischen Spannungs-Dehnungs-Diagrammes des Betons (Kurve a in Bild 15) gerechnet. Die Endbruchlast P_{uE}^{Th} wurde dagegen aus der statischen Fließgrenze des Stahles σ_{fs} und einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betons entsprechend einer Wartezeit von 30 Minuten bei den verschiedenen Laststufen bestimmt (Kurve c in Bild 15). Diese 30 Minuten entsprechen dem Mittel für die Dauer der Messungen bei den verschiedenen Laststufen der Balkenversuche.

Diese Berechnung ergibt bei den Balken Q1 und Q2 eine Anfangsbruchlast (P_{uA}^{Th}) von 61 t und eine Endbruchlast (P_{uE}^{Th}) von 57 t. Bei den Balken Q3, Q4 und Q5 sind die entsprechenden Bruchlasten infolge der in den Druckplatten für die Querbelastung angeordneten Zugstangen-Aussparungen etwas tiefer, nämlich $P_{uA}^{Th} = 60$ t bzw. $P_{uE}^{Th} = 55$ t (Schwächung der Druckzone).

Analog wie für die Stegbruchlasten wurden für die Balken Q1 und Q2 die Lasten für den Fließbeginn der Plattenarmierung P_{fA}^{Th} und P_{fE}^{Th} nachberechnet. Sie betragen 44.2 t bzw. 42.7 t. Diese Werte gelten auch für die Balken Q3, Q4 und Q5, sofern gleichzeitig eine Querbelastung $\bar{P}_{fA}^{Th}$ bzw. $\bar{P}_{fE}^{Th}$ wirkt.

Die Querbiegebelastung $\bar{P}_f^{Th}$, die bei den Balken Q3, Q4 und Q5 zum Fließen der Plattenarmierung im Bereich reiner Biegung führt, wurde ebenfalls auf diese Art nachberechnet. $\bar{P}_{fA}^{Th}$ beträgt 3.0 t/Kolben, $\bar{P}_{fE}^{Th}$ 2.92 t/Kolben (Kap. 3). Die nachgerechnete Fließlast der Plattenarmierung $\bar{P}_{fA}^{Th}$ liegt nur ca. 3% über derjenigen, welche mit angenommenen Materialkennwerten ermittelt wurde ($\bar{P}_f^{Th} = 2.91$ t/Kolben), und die beim Versuch tatsächlich aufgebracht worden war.

2.3.2 Bemessung der Stegarmierung

Da die Hauptzugspannung bzw. die Zugspannung im Anschlussbereich Platte/Steg mit der Querkraft zunimmt (siehe Abschnitt 1.4.2), wurden die Balken auf eine möglichst grosse Querkraft bemessen. Als "Bemessungslast" der Balken wurde daher jene Last angenommen, unter der die nominelle Schubspannung im Steg (τ^*) gleich gross wird wie die obere Schubspannungsgrenze ($5\tau_1^*$) nach Richtlinie 17 der Norm SIA 162 [6]. Bei den gewählten Querschnittsabmessungen (Bild 10) sowie mit einer angenommenen Würfeldruckfestigkeit von $\beta_w = 300$ kg/cm², wird die obere Schubspannungsgrenze bei einer Last $P = 55$ t erreicht (Eigengewicht vernachlässigt). Da bei den Balken mit Querbiegung (Q3 ÷ Q5) die Querbelastung $\bar{P}$ als "Eigenspannungszustand" des Querschnittes aufgebracht wurde (s. Abschnitt 3.1) erzeugt sie im Steg keine Querkraft. Daher wurde die Schubarmierung des Steges bei allen Balken nach der oben erwähnten Richtlinie für $P = 55$ t bemessen. Die Biegearmierung liess sich für die gleiche Belastung nach den üblichen Regeln der plastischen Bemessung bestimmen (siehe z.B. [3]). Dabei wurde für Stahl eine Fließspannung von 5.2 t/cm² sowie für Beton eine Würfeldruckfestigkeit von 300 kg/cm² und eine Parabel 2. Grades als σ - ϵ -Diagramm angenommen. Die Schub- und Biegearmierungen des Steges sind aus Bild 10 ersichtlich. Der Armierungsgehalt für die Längsarmierung μ_L beträgt 0.77%, derjenige der Schubarmierung μ_B 1.13%.

2.3.3 Bemessung der Plattenarmierung

Balken Q1 und Q2 (Längsschub allein)

Beim Balken Q1 wurde die Plattenarmierung nach dem klassischen "Hauptzugspannungs-Modell" bemessen. Die Armierung wurde so dimensioniert, dass sie wie beim Balken Q2 bei einer Last von $P = 42.8 \text{ t}$ (siehe unten) zum Fließen kommen sollte.

Der Balken Q2 wurde wie folgt bemessen: Nach Fachwerkmodell (s. Abschnitt 1.3.1) wirkt im Anschlussbereich pro Längeneinheit eine Zugkraft

$$Z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{a}{a-y} \cdot \frac{b-b_0}{b} .$$

Wertet man diesen Ausdruck für die vorliegenden Versuchsträger aus, so wird die Zugkraft $Z = \frac{16}{15} \cdot \frac{Q}{4y}$. Für die Dimensionierung der Plattenarmierung wurde indessen von $Z = \frac{Q}{4y}$ ausgegangen. Weil Fließen der Armierung zuerst in der Platte und nicht im Steg erfolgen sollte, wurde die Plattenarmierung so bemessen, dass sie bei einer Last von etwa 75% der Biege- bzw. der rechnerischen Stegbruchlast fließen sollte. Es wurde eine zweilagige Plattenarmierung von $2 \times 8 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ pro Meter Balkenlänge gewählt, d.h. $2 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ im Abstand $t = 12.5 \text{ cm}$. Diese Armierung fließt bei einer Belastung P bzw. einer Querkraft $Q = 4y \times \text{Fliesskraft der Armierung pro Meter Balkenlänge}$. Mit $y \approx 50 \text{ cm}$ und $\sigma_f = 4.74 \text{ t/cm}^2$ errechnet sich diese Belastung zu $P = 42.8 \text{ t}$.

Die Plattenarmierungen der Balken Q1 und Q2 sind in Bild 11a dargestellt.

Balken Q3, Q4 und Q5 (Längsschub und Querbiegung)

In denjenigen Plattenteilen längs dieser drei Träger, wo infolge der Längsbelastung P gemäss den Modellen (siehe 1.3.1) im Anschlussbereich keine Längsschubbeanspruchung entsteht, wurde oben in der Platte einzig eine Armierung von $10 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm/m}$ zur Aufnahme des Querbiegemomentes eingelegt. Das Fliessmoment (bei $\epsilon_{e \text{ max}} = \epsilon_f$) dieses Plattenquerschnittes betrug 1.09 mt/m' . Der Armierungsgehalt $\mu = F_g/bh$ der Platte im Bereich reiner Biegung ergibt sich zu 0.32% .

In den übrigen Plattenteilen, wo zur Querbiegung noch Längsschub aus der Längsbelastung wirkt, wurden die Beanspruchungen im Anschlussbereich jeweils nach einem der im Abschnitt 1.3.2 dargestellten Modelle berechnet. Die Plattenarmierung in diesen Bereichen wurde bei allen drei Balken so bemessen, dass sie - immer gemäss den betreffenden Modellen - unter einer Längsbelastung $P = 42.8 \text{ t}$ und einer Querbelastung $\bar{P} = 2.91 \text{ t/Kolben}$ (entspricht einer Querbelastung von 3.31 t/m') zum Fließen kommen sollte.

Die Plattenarmierungen der Balken Q3, Q4 und Q5 sind in Bild 11b dargestellt.

2.3.4 Konstruktive Ergänzungen der Modellarmierungen

Bei den vier Balken Q1, Q3, Q4 und Q5 wurde die Armierung sowohl bezüglich Stärke als auch bezüglich Lage genau den entsprechenden Bemessungsmodellen angepasst. In den Bereichen, wo nach den Modellen keine Armierung notwendig gewesen wäre, wurde oben und unten in der Platte eine konstruktive Minimalarmierung ($\varnothing 6 \text{ mm}$, $t = 27.5 \text{ cm}$) angeordnet, was einem $\mu = 0.12\%$ entspricht.

Beim Balken Q2 wurde die nach dem Fachwerkmodell pro Längeneinheit gerechnete Platten-

armierung (2 Ø 6 mm je 12.5 cm) über die ganze Länge der Platte durchgezogen.

Ein Vergleich zwischen den nach den Modellen erforderlichen Armierungen und denjenigen, die effektiv eingelegt wurde, ergibt sich aus Bild 16.

3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG

3.1 Versuchsanlage

Die Balkenversuche wurden auf dem Aufspannboden in der Prüfhalle der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf (ZH) durchgeführt. Die Balken wurden auf zwei blockierbare Rollenlager gesetzt, die abwechselungsweise gelöst bzw. blockiert wurden, um im Laufe des Versuchs eine symmetrische und zwängungsfreie Verschiebung der beiden Balkenaufleger zu gewährleisten. Die Belastung P zur Erzeugung des Längsschubes - jeweils "Längsbelastung" genannt - erfolgt durch zwei 100 t-Druckpressen in den Drittelpunkten der Spannweite (Bild 17). Damit die Druckkolben auch bei zunehmender Balkenkrümmung zwängungsfrei arbeiten konnten, wurde zwischen dem Versuchsbalken und den Pressen ein Lastverteilträger auf zwei Rollenlagern eingebaut. Um das Abrollen dieses Verteilträgers zu verhindern, wurde er mittels einer Rohrstange an einem festen Punkt ausserhalb des Versuchsbalkens festgehalten. Eine Gesamtansicht der Versuchsanlage für die Balken Q1 und Q2 zeigt Bild 18.

Um bei den Balken Q3, Q4 und Q5 in der Platte ein Querbiegemoment zu erzeugen, wurden pro Balken symmetrisch zur Balkenaxe und im Abstand von 88 cm 16 Zugkolben von je 15 t Höchstlast eingebaut (Bilder 19 und 17). Diese wurden an eine zweite unabhängige Pumpenanlage angeschlossen. Jeder Kolben zieht die Platte mit der Kraft $\bar{P}$ - jeweils "Querb Belastung" genannt - nach unten, wobei die Reaktion dieser Kraft von unten auf den Steg des Plattenbalkens wirkt. Je zwei einander gegenüberliegende Kräfte $\bar{P}$, die am Plattenrand angreifen, bilden mit der Reaktion $2\bar{P}$ gewissermassen einen Eigenspannungszustand und verursachen somit in der Längsrichtung des Balkens keine Schnittkräfte, bzw. keine zusätzlichen Längsschubspannungen τ_{yx} im Anschlussbereich. Abgesehen von versuchstechnischen Vorteilen wird damit ein direkter Vergleich zwischen den Balken mit "Längsschub und Querbiegung" und jenen mit "Längsschub allein" möglich.

Um zu erreichen, dass im Anschlussbereich der Platte längs des Balkens möglichst ein konstantes Querbiegemoment entsteht, wurde die Anzahl der Einleitungspunkte für die Zugkräfte $\bar{P}$ durch kleine Lastverteilträger HEB 100 verdoppelt.

3.2 Laststufen und Versuchsablauf

Vorerst sollen für die Längsbelastung P wie auch für die Querb Belastung $\bar{P}$ die gewählten wichtigsten Laststufen angegeben werden. Diese sind:

Für die Längsbelastung P

$$P_I = P_{III}/1.8 \approx 23.6 \text{ t}$$

$$P_{II} = P_{III}/1.3 \approx 33.2 \text{ t}$$

$$P_{III} = P_f^{Th} \approx 42.8 \text{ t},$$

wobei P_f^{Th} = Theoretische Last für Fliessen der Plattenarmierung im Falle von Längsschub allein (s. Tabelle 7, Spalte 3 und Abschnitt 2.3.3 *).

*) Bei Q1 und Q2 wurden P_{II} und P_{III} noch nicht als eigentliche Laststufen verwendet. Die Versuchsergebnisse für P_{II} und P_{III} mussten daher aus benachbarten Laststufen interpoliert werden.

Für die Querbelastrung $\bar{P}$

$$\bar{P}_I = \bar{P}_{III}/1.8 \approx 1.64 \text{ t/Kolben}$$

$$\bar{P}_{II} = \bar{P}_{III}/1.3 \approx 2.28 \text{ t/Kolben}$$

$$\bar{P}_{III} = \bar{P}_f^{Th} \approx 2.91 \text{ t/Kolben,}$$

wobei $\bar{P}_f^{Th}$ = Theoretische Last für Fließen der Plattenarmierung im Bereich reiner Biegung (s. Tabelle 7, Spalte 3 und Abschnitt 2.3.3).

Die Längsbelastung P wurde stufenweise aufgebracht. Am Anfang des Versuches wurden die Laststufen durch gegebene, von vorneherein bestimmte Lasten festgelegt (lastgesteuert). Später und bis zum Bruch der Balken wurde die Belastung jeweils so verändert, dass die Durchbiegung in Balkenmitte um einen bestimmten Betrag zunahm (deformationsgesteuert). Dieser Betrag variierte zwischen drei und zehn Millimetern. Die Umstellung von last- auf verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung erfolgte bei den Balken Q1 und Q2 bei $P = 39 \text{ t}$, bei Q3, Q4 und Q5 bei $P = P_{III} = 42.8 \text{ t}$.

Die Querbelastrung $\bar{P}$ wurde während des ganzen Versuches lediglich auf die drei oben erwähnten Lasten $\bar{P}_I$, $\bar{P}_{II}$ und $\bar{P}_{III}$ gebracht (lastgesteuert), ohne Einschaltung von Zwischenstufen.

Bei $P = P_I = 23.6 \text{ t}$ (Q1 und Q2), bzw. $P_I = 23.6 \text{ t}$ und $\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$ (Q3-Q5) wurden zehnmal Belastungs- und Entlastungszyklen zwischen diesen Lasten und den Grundlasten eingeschaltet um das Verhalten im Gebrauchszustand bei wiederholter Belastung zu erfassen.

Als Beispiele für die Belastungsprogramme sind diejenigen für die Balken Q1 (Längsschub allein) und Balken Q4 (Längsschub und Querbiegung) in den Bildern 21 und 22 angegeben. Die Anfangs- und Endlasten P_A und P_E , bzw. $\bar{P}_A$ und $\bar{P}_E$ sind für die Balken Q1 bis Q5 in den Tabellen 5 und 6 aufgeführt.

Bei jeder Laststufe kam für die Längsbelastung P wie auch für die Querbelastrung $\bar{P}$ folgendes Vorgehen zur Anwendung (siehe Bild 20):

Phase 1: Verändern der Last innerhalb von ca. 2 Minuten bis zum Erreichen der vorgesehenen Last- bzw. Verformungsgrösse. Ablesen der Anfangslast P_A resp. $\bar{P}_A$.

Phase 2: Konstanthalten der Anfangslast P_A resp. $\bar{P}_A$ während 2 Minuten.

Phase 3: Konstanthalten einer Deformationsgrösse (für P Durchbiegung in Balkenmitte, für $\bar{P}$ relative Durchbiegung der Platte zum Steg) für die Dauer der Messungen (30 - 60 Minuten); infolge Relaxation entsprechender Abfall der Last. Nach Beendigung der Messungen Ablesen der Endlast P_E bzw. $\bar{P}_E$ dieser Laststufe.

Die Prüfung der Balken erfolgte im Alter von 28 Tagen und dauerte jeweils zwei bis drei Tage.

3.3 Messungen

3.3.1 Lasten

Die in den Balken wirksamen Schnittkräfte wurden aus den gemessenen Lasten P und $\bar{P}$ ermittelt. Diese konnten jeweils an den Pendelmanometern der zwei voneinander unabhängigen Pumpenanlagen abgelesen werden. Die aufgebrachte Querbelastrung $\bar{P}$ wurde zusätzlich noch durch elektrische Dehnmessstreifen an den Verbindungsstangen zwischen der Platte und den Zugkolben kontrolliert.

3.3.2 Verformungen

Es wurden folgende Verformungsmessungen durchgeführt:

Stegdurchbiegung: Die Durchbiegung des Steges wurde jeweils in der Symmetrieebene des Balkens an fünf Stellen mittels festverdrahteter induktiver Weggeber gemessen (Ablesegenauigkeit 0.005 mm).

Plattendurchbiegung: Entlang des Balkens wurde die Plattendurchbiegung im seitlichen Abstand von 5 cm vom Steg, bzw. Plattenrand, ermittelt (Bild 24). Hierfür wurde ein spezielles elektronisches Deformometer mit grosser veränderlicher Basis verwendet (Ablesegenauigkeit 0.01 mm).

Dehnung der Längsarmierung: Bei allen fünf Balken wurde die Dehnung eines Eckstabes über die Hälfte der Balkenlänge gemessen (Bild 23).

Dehnung der Bügelarmierung: Die Bügeldehnung wurde ebenfalls entlang einer Balkenhälfte auf einer Stegseite gemessen (Bild 23).

Betonstauchung: An der oberen und unteren Seite der Platte wurde jeweils die Betonstauchung gemessen (Bilder 25 - 29). Die inneren Messreihen waren 3 cm vom Steg entfernt, die äusseren 3 cm vom Plattenrand. Die Dehnungs- bzw. Stauchungsmessungen an Längs- und Bügelarmierungen bzw. am Beton wurden mit einem elektronischen Deformometer von 20 cm Basislänge und 0.001 mm Ablesegenauigkeit vorgenommen.

Dehnung der Plattenarmierung: Die Dehnung der oberen und unteren Plattenarmierung wurde in verschiedenen Querschnitten über die Balkenlänge gemessen (Bild 30). Die Lage der Messstellen im Messquerschnitt bei den fünf untersuchten Balken Q1-Q5 geht aus den Bildern 31, 32, 34, 35 und 36 hervor. Während die Messung der Dehnungen der oberen Plattenarmierung im interessierenden Bereich Platte - Steg sehr gut möglich war (z.B. Bild 31b), konnte an der unteren Armierung erst im Abstand von 10 cm (Mitte der Messstrecke) rechts bzw. links des Steges die Dehnung erfasst werden. Die Dehnung der Plattenarmierung wurde mit einem Deformometer von 10 cm Basislänge und 0.001 mm Ablesegenauigkeit gemessen.

Bei sämtlichen Messungen mittels Deformetern wurden diese auf Messbolzen aufgesetzt, die mit einem Schnelklebestoff auf der freiliegenden Stahl- bzw. Betonoberfläche aufgeklebt waren. Mit diesem Verfahren konnten die Messungen bis zum Bruch der Balken einwandfrei vorgenommen werden.

3.3.3 Risse

Die in der Platte und im Steg auftretenden Risse wurden mit schwarzem Filzstift nachgezeichnet. Die Breiten der Risse in der Platte wurden jeweils mit einem Rissemassstab ausgemessen. Die ermittelten Werte wurden - wenn > 0.05 mm - auf Klebern notiert und neben den Messpunkten fixiert. Das Rissebild und damit auch die Rissbreiten wurden bei jeder Laststufe photographisch festgehalten (z.B. Bilder 43 und 51).

4. VERSUCHSRESULTATE

In diesem Kapitel werden die Resultate der fünf untersuchten Balken wiedergegeben. Die Druckplatten der Balken Q1 und Q2 ("Längsschub allein") wurden nach dem Hauptzugspannungs- bzw. Fachwerk-Modell konzipiert. Die Platten der übrigen Balken, Q3, Q4 und Q5 ("Längsschub mit Querbiegung") wurden nach folgenden Modellen bemessen: Q3 nach dem Modell "Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und Querbiegung", Q4 nach dem Modell "Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und Querbiegung" und Q5 nach dem Modell "Armierung für Querbiegung mit Querkzugkraft aus Flanschfachwerk-Modell". Zur Erzeugung des Längsschubes wurden die Balken durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten der Spannweite belastet (Bild 18). Bei den Balken Q3 - Q5 wurde zudem eine Querbiegebelastung der Platte aufgebracht (Bild 19).

4.1 Allgemeines Tragverhalten

Beim Balken Q1 trat der erste Riss von der Balkenmitte hergesehen etwas ausserhalb der Einzellast bei einer Längsbelastung von $P = 35 \text{ t}$ auf (Bild 42). Diese Anrisslast, welche im Auflagerquerschnitt eine rechnerische Hauptzugspannung σ_{hz} von 26 kg/cm^2 im Anschlussbereich Platte - Steg erzeugt, liegt höher als die im gleichen Querschnitt mit $\sigma_{hz} = 20 \text{ kg/cm}^2$ gerechnete "theoretische" Anrisslast von 27 t (Tabelle 7). Das nachfolgende Verhalten dieses Balkens war sehr ungünstig; die maximale Rissbreite betrug bei der Höchstlast 3 mm . Der Bruch erfolgte schliesslich wegen der aufgrund des klassischen Modells falsch platzierten und erheblich geflossenen Plattenarmierung durch Abscheren der Platte vom Steg (Bild 45). Die Höchstlast des Balkens liegt unter der rechnerischen Biegebruchlast (Tabelle 7).

Beim Balken Q2 trat der erste Riss praktisch an der gleichen Stelle auf wie beim Balken Q1 (Bild 46). Die für diese Stelle nach dem Fachwerk-Modell ($P = Q = 4 \cdot y \cdot d \cdot \sigma_z$) gerechnete und die experimentelle Anrisslast stimmen hier gut überein (P_R gerechnet = 40 t , P_R gemessen = 37 t , siehe Tabelle 7). Für die Berechnung der Anrisslast wurde analog wie bei Q1 für die Zugfestigkeit des Betons der Wert 20 kg/cm^2 eingesetzt. In der Folge verhielt sich der Balken wesentlich besser als Q1. Bei der Höchstlast betrug die maximale Rissbreite nur 0.3 mm . Die Plattenarmierung gemäss Fachwerk-Modell verhinderte ein Abscheren der Platte vom Steg solange, bis in Balkenmitte ein Biegebruch auftrat (Bild 49). Die erreichte Höchstlast entspricht nahezu der rechnerischen Biegebruchlast.

Beim Balken Q3 entstanden erwartungsgemäss infolge Querbiegung schon relativ früh die ersten Risse. Die Plattenarmierung floss zuerst in der Nähe der Einzellasten, wo gemäss Modell nur wenig Armierung eingelegt war. Dies trat bei einer Belastung $P = 33.2 \text{ t}$, $\bar{P} = 2.91 \text{ t}$ ein; demgegenüber betragen die theoretischen Fliesslasten $P = 44.2 \text{ t}$, $\bar{P} = 3.0 \text{ t}$. Dank Umlagerung der Kräfte in der Plattenarmierung konnte je doch die Längsbelastung noch wesentlich gesteigert werden. Das Risseverhalten dieses Balkens war indessen ziemlich ungünstig, bei der Höchstlast betrug die maximale Rissbreite 1.1 mm .

Die Balken Q4 und Q5 zeigten gegenüber Q3 ein besseres Risse- und Tragverhalten. Die Fliesslast P_{fA}^{Ex} der Plattenarmierung lag wesentlich höher: 51.2 t bei Balken Q4 und 47.5 t bei Balken Q5 (s. Tabelle 7). Unter der Höchstlast betrug die maximale Rissbreite 0.3 mm bei Balken Q4 und 0.4 mm bei Balken Q5.

4.2 Traglasten

Die maximalen Anfangswerte der Längsbelastung $P_{uA}^{Ex} = P_u$, und die zugehörigen Endwerte P_{uE}^{Ex} (vergleiche Bilder 21 und 22) sind für die fünf geprüften Balken Q1 bis Q5 in Tabelle 8 zusammengestellt.

Der Vergleich zwischen der Höchstlast P_u und der entsprechenden nachgerechneten Anfangslast P_{uA}^{Th} bei den verschiedenen Trägern zeigt, dass P_u stets tiefer liegt als P_{uA}^{Th} . Bei den Balken Q2 bis Q5, welche Biegebrüche aufwiesen, ist diese Unterschreitung auf folgende drei Faktoren zurückzuführen:

1. Bei den in Tabelle 7 angegebenen Stegmaximallasten ist das Eigengewicht des Balkens und der Versuchseinrichtungen nicht berücksichtigt. Dieses entspricht bezüglich des maximalen Momentes einer Längsbelastung von etwa $P = 1.5$ t. Bei dem Vergleich zwischen Versuch und Rechnung sollten daher die gemessenen Werte um 1.5 t erhöht werden.
2. Die Biegearmierung im Querschnitt dürfte etwas höher gelegen haben als theoretisch angenommen. Somit wird der tatsächliche Hebelarm der inneren Kräfte etwas kleiner.
3. Die Dehngeschwindigkeit des Stahles war während der Lasterhöhung bei den Balken (≈ 0.1 %o/Min.) erheblich kleiner als jene bei den Zugversuchen (1.25%/Min.), an denen die für die Rechnung benützte Fließspannung σ_{fd} ermittelt wurde. Da σ_{fd} mit kleinerer Dehngeschwindigkeit abnimmt, ist die in der Berechnung von P_{uA}^{Th} eingesetzte Fließspannung grösser als die effektive bei den Balken.
4. Die theoretischen Werte P_{uA}^{Th} (auch P_{uE}^{Th}) wurden unter der Annahme "Ebenbleiben der Querschnitte" gerechnet, welche beim Plattenbalken bekanntlich nicht zutrifft (ungleichmässige Verteilung der Beanspruchungen der Druckplatte).

Beim Balken Q1, bei dem keine Biegebruch auftrat, liegt $P_u (= P_{uA}^{Ex})$ wesentlich tiefer als P_{uA}^{Th} . Die Ursache hierfür ist neben den oben erwähnten Faktoren - die Bruchart dieses Trägers: er versagte infolge eines Schubbruchs in der Platte (Abscheren der Platte vom Steg).

Für die Querbelastung $\bar{P}$ gibt es bei den Balken mit Querbiegung (Q3 bis Q5) keine entsprechenden maximalen Lasten, da $\bar{P}$ nicht über die theoretische Fließlast der Platte ($\bar{P}_f^{Th} = \bar{P}_{III} = 2.91$ t/Kolben) hinaus gesteigert wurde.

4.3 Plattenfliesslasten

In Tabelle 7 sind die Lasten P_{fA}^{Ex} bzw. Lastkombinationen P_{fA}^{Ex} , $\bar{P}_{fA}^{Ex}$ jener Laststufen aufgeführt, bei denen in den Balkenbereichen "Längsschub allein" (Q1, Q2) bzw. "Längsschub mit Querbiegung" (Q3, Q4, Q5) die Plattenarmierung erstmals zum Fließen kam.

Beim Balken Q1 floss die Plattenarmierung bei der theoretischen Fließlast: $P_{fA}^{Ex} = 42.8$ t, $P_{fA}^{Th} = 44.2$ t. P_{fA}^{Ex} konnte nur deshalb so hoch ausfallen, weil die Platte bis $P = 35$ t ungerissen war, und die Armierung erst mit dem Fortschreiten der Rissebildung einen grösseren Teil der Querkugkräfte aufnahm. Der Balken Q3 zeigte demgegen-

Über ein anderes Verhalten: bei einer Querbelastrung $\bar{P} = 2.91 \text{ t/Kolben}$ war die experimentelle Fliesslant bedeutend tiefer als die theoretische ($P_{fA}^{Ex} = 33.2 \text{ t}$, $P_{fA}^{Th} = 44.2 \text{ t}$). Die Platte war infolge der Querbiegung fast von Anfang an gerissen, so dass die entstehenden Querkugkräfte weitgehend von der Armierung übertragen werden mussten.

Bei den Balken Q2, Q4 und Q5 waren die experimentellen Fliesslanten stets höher als die theoretischen (vgl. Tabelle 7). Bei Q2 trat das Fliesen der Plattenarmierung sogar erst bei der Höchstlast des Balkens ein. Dies dürfte auch damit zusammenhängen, dass bei diesem Balken die konstruktive Ergänzungsarmierung sehr stark war, d.h. die Modellarmierung über den ganzen Balken "durchgezogen".

4.4 Verformungen

4.4.1 Allgemeines

Die Verformungen der verschiedenen Laststufen werden in diesem Bericht der jeweiligen Anfangslast zugeordnet. Charakteristische Lasten bzw. Lastkombinationen für die Darstellung der Versuchsergebnisse sind:

Balken Q1 und Q2

Gebrauchslast der Platte: $P_I = \frac{P_{III}}{1.8} \approx 23.6 \text{ t}$

Nächste Laststufe nach Anreissen der Platte: $P_r = \text{Versuchsergebnis}$

Theoretische Fliesslant der Plattenarmierung: $P_f^{Th} = P_{III} \approx 42.8 \text{ t}$

Höchstlast des Versuches: $P_{uA}^{Ex} = P_u = \text{Versuchsergebnis}$

Balken Q3, Q4, Q5

Konstantes Querbiegemoment im Anschlussbereich: $\bar{P}_I = \frac{\bar{P}_{III}}{1.8} \approx 1.64 \text{ t}$; $P = 1.0 \text{ t}$

Gebrauchslanten der Platte: $\bar{P}_I = \frac{\bar{P}_{III}}{1.8} \approx 1.64 \text{ t}$; $P_I = \frac{P_{III}}{1.8} \approx 23.6 \text{ t}$

Laststufe zwischen Gebrauchsl- und Fliesslanten der Platte:

$$\bar{P}_{II} = \frac{\bar{P}_{III}}{1.3} \approx 2.28 \text{ t}; P_{II} = \frac{P_{III}}{1.3} \approx 33.2 \text{ t}$$

Theoretische Fliesslanten der Plattenarmierung:

$$\bar{P}_f^{Th} = \bar{P}_{III} \approx 2.91 \text{ t}; P_f^{Th} = P_{III} \approx 42.8 \text{ t}$$

Höchstlanten des Versuches: $\bar{P}_f^{Th} = \bar{P}_{III} \approx 2.91 \text{ t}$; $P_{uA}^{Ex} = P_u = \text{Versuchsergebnis}$

Bei allen diesen Lasten bzw. Lastkombinationen, mit Ausnahme von P_{III} bei den Balken Q1 und Q2, waren Laststufen vorhanden, d.h. die darzustellenden Verformungen sind direkt gemessen worden.

Bei den Balken Q1 und Q2 wurde die Dehnung der Plattenarmierung bei $P_{III} \approx 42.8 \text{ t}$ durch lineare Interpolation zwischen den benachbarten Laststufen erhalten.

In den Bildern, in denen Stahldehnungen dargestellt sind (z.B. Bild 23, 31a-d),

wurde jeweils als Vergleichsgrösse die Dehnung des Stahles beim Flie遥beginn aufgetragen. Da die gemessenen Stahldehnungen mittlere Dehnungen über bestimmte Messstrecken sind, müssen sie mit einer ebenfalls "mittleren" Dehnung beim Flie遥beginn verglichen werden. Diese wurde durch Multiplikation der tatsächlichen Flie遥dehnung $\epsilon_f = \sigma_f / E_g$ mit dem Wert des Verbundkoeffizienten κ erhalten. κ wurde mit 0.9 angenommen (siehe Anhang).

4.4.2 Dehnungen der Stegarmierung

Längsarmierung

Als Beispiel für die gemessenen Dehnungen eines Eckstabes der aus 6 Ø 30 mm bestehenden Biegearmierung sind diejenigen von Balken Q2 in Bild 23 angegeben.

Bügelarmierung

Von den an einem Bügel an zwei Messstrecken gemessenen Dehnungen wurde jeweils der grössere Wert als massgebend für die Bügelbeanspruchung betrachtet. Als Beispiel sind wiederum für den Balken Q2 die Bügeldehnungen in Bild 23 dargestellt. Man sieht daraus, dass die maximale Bügeldehnung bei der Höchstlast P_u unmittelbar bei der Flie遥dehnung des Stahles liegt.

4.4.3 Durchbiegungen des Steges und der Platte

Bei allen fünf Balken stimmten die neben dem Steg gemessenen Durchbiegungen δ_s (Bild 24) sehr gut mit den in Stegmitte gemessenen überein, so dass nur die ersteren dargestellt wurden. Als Beispiel dient der Balken Q4. Die Stegdurchbiegung δ_s längs des Balkens ist in Bild 24 angegeben.

Die relative Plattendurchbiegung δ_r - als Differenz der absoluten Durchbiegung des Plattenrandes und des Steges ermittelt - ist für die Balken Q1 und Q4 bei verschiedenen Belastungen ebenfalls in Bild 24 aufgetragen. Im Maximum beträgt δ_r ca. 0.8 mm beim Balken Q1 (Längsschub allein) und ca. 2.0 mm beim Balken Q4 (Längsschub und Querbiegung). Beim Balken Q1 wird δ_r durch die Umlenkkräfte der Druckkraft in der durch die Balkendurchbiegung verformten Platte erzeugt. Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, dass die in Bild 24 dargestellten Durchbiegungen stets Mittelwerte aus den Messungen an beiden Plattenhälften sind.

4.4.4 Betonstauchungen in der Platte

Der Verlauf der gemessenen Stauchung entlang der äusseren und inneren Messreihen der oberen und unteren Seite der Platte ist für die fünf Balken in den Bildern 25 - 29 dargestellt. Die aufgetragenen Werte sind jeweils das Mittel aus je zwei bezüglich Balkenachse symmetrischen Messungen. Es sind die Stauchungen bei der theoretischen Flie遥last der Platte und bei der Höchstlast des Trägers aufgetragen. Bei den Balken Q1 und Q2 war genau bei P_{III} ($P_{III} = 42.8$ t) keine Laststufe vorhanden, weshalb jeweils die Stauchungen bei der nächsten Laststufe dargestellt wurden ($P = 44$ t bzw. $P = 45$ t, Bilder 25 und 26). Beim Balken Q2 wurden ausserdem infolge Ausfalls einiger Messstellen bei P_u ($P_u = 56.1$ t) die Stauchungen der vorangegangenen Laststufe ($P = 56.0$ t) dargestellt.

Interessant sind die Unterschiede zwischen den Stauchungen beim Steg (innen) und am Plattenrand (ausser). Man erkennt, dass bei allen Balken von den Auflagern her gegen die Lasten P zu die Stauchung beim Steg gegenüber jener am Plattenrand immer stärker überwiegt. Hingegen sind in Balkenmitte bei den Balken ohne Querbiegung (Q1 und Q2)

die Verhältnisse gerade umgekehrt, d.h. beim Steg ist die Stauchung kleiner als am Plattenrand. Dies ist eine Folge der Plattenverformung. Die horizontale Biegelinie einer Plattenhälfte nimmt etwa die Form des Stahldehnungsverlaufs an (z.B. Bild 31a). Infolge dieser Biegewirkung wird in Balkenmitte die Stauchung beim Steg verkleinert und am Plattenrand vergrössert.

Im vorliegenden Bericht werden die Diagramme der Betonstauchung (Bilder 25 - 29) nicht mehr weiter verwendet. Sie wurden trotzdem in den Bericht aufgenommen, da sie Anhaltspunkte für den Schubflussverlauf im Schnitt Platte - Steg bilden (Schubfluss = differentielle Druckkraft in der Platte). Dieser Schubflussverlauf ist wichtig für eine weitere Verfeinerung des Flanschfachwerk-Modelles.

4.4.5 Dehnungen der Plattenarmierung

Die für die gewählte Zielsetzung besonders wichtigen Dehnungen der Plattenarmierung sind in den Bildern 31, 32, 34, 35 und 36 dargestellt.

Balken Q1 und Q2

Die Verteilung der an der oberen und unteren Plattenarmierung gemessenen Dehnungen über die Querschnittsbreite wurde zunächst mit Hilfe des elektronischen Plotters des ETH-Rechenzentrums für alle ausgemessenen Querschnitte und Laststufen aufgezeichnet. Es zeigte sich erwartungsgemäss, dass bei der oberen Armierung die grösste Dehnung fast immer im Anschlussbereich Platte - Steg auftritt. Als Beispiel ist die Verteilung der Stahldehnung in den drei Querschnitten A, B und C angegeben (Bilder 31b und 32b). Der Querschnitt A liegt etwa in der Mitte zwischen Auflager und Einzellast (Bilder 31a und 32a), B bei der Einzellast und C in Balkenmitte, wo sowohl die klassische Theorie als auch das Flanschfachwerk-Modell keine Beanspruchung in der Platte liefern.

In allen drei Querschnitten A, B und C wurden ferner diejenigen Messstellen ausgewählt, welche bei der Höchstlast die grösste Dehnung erfuhren (Messstellen 1, 2 und 3 oben in den Bildern 31a und 32a). Für diese Messstellen wurde der Verlauf der Dehnung in Abhängigkeit der Last unten auf den Bildern 31a und 32a aufgetragen. Dabei ist interessant festzustellen, dass bis etwa zur Anrisslast der Platte die Messstelle 3 im theoretisch unbeanspruchten Plattenbereich die grössere Dehnung aufweist. Nach dem Anreissen steigen dann aber die Dehnungen der anderen zwei Messstellen (1 und 2) viel schneller an, wobei Messstelle 2, welche sich unmittelbar ausserhalb der Einzellast befindet, den grösseren Wert anzeigt.

Schliesslich wurde für sämtliche ausgemessenen Querschnitte jeweils pro Armierungsstab aus den Dehnungen der sieben Messstrecken die maximale herausgesucht. Diese Maximaldehnung wird als massgebend für die Beanspruchung des betrachteten Stabes angesehen. Der Verlauf der Maximaldehnung der oberen Armierung über die Balkenlänge wurde für alle Laststufen ermittelt. Damit konnte festgestellt werden, bei welcher Laststufe die Plattenarmierung zum Fliessen kam. Beim Balken Q1 betrug diese Fliesslast (P_{fA}^{Ex}) 42.8 t, beim Balken Q2 56.1 t. Diese zwei Lasten sind in Tabelle 7 aufgeführt.

In der Mitte der Bilder 31a und 32a ist der Verlauf der Maximaldehnung der oberen Armierung längs der Platte bei den Lasten $P_r = 39$ t, $P_{III} = 42.8$ t und bei der Höchstlast P_u dargestellt.

Balken Q3, Q4 und Q5

Bei der Auswertung der Dehnungsmessungen der Plattenarmierung bei diesen drei Trägern mit Längsschub und Querbiegung wurde der Einfluss der Plattenkrümmung infolge der Querbiegung auf die Messwerte berücksichtigt (Bild 33). Die an der oberen und unteren Plattenarmierung ermittelten Dehnungen ϵ_o und ϵ_u sind nicht in der Mittellinie des Armierungsstabes gemessen, sondern auf der Höhe der Messbolzen. Infolge der Plattenkrümmung sind ϵ_o und ϵ_u stets grösser als die gesuchten Stahldehnungen ϵ_{eo} und ϵ_{eu} , welche den Kräften im Stahl entsprechen. Für verschiedene Querschnitte und Laststufen bzw. Lastkombinationen sowie Schnitte A-A wurden aus den gemessenen Dehnungen die effektiven Stahldehnungen ϵ_{eo} und ϵ_{eu} gerechnet. Dabei hat sich gezeigt, dass ϵ_{eo} unabhängig von Balken, Belastung und Lage des untersuchten Schnittes stets etwa $0.9 \epsilon_o$ beträgt. Zur Abschätzung von ϵ_{eu} hingegen kann nicht ein ähnlicher Faktor eingeführt werden, da die untere Stahllage sehr nahe bei der Neutralachse des Querschnittes liegt und somit das Verhältnis ϵ_{eu}/ϵ_u stark von der Dehnungsebene abhängt.

Aufgrund dieser Feststellung wurde die Mittelliniendehnung ϵ_{eo} der oberen Armierung jeweils durch Multiplikation der gemessenen Werte mit dem Faktor 0.9 ermittelt. Die Dehnung ϵ_{eu} der unteren Armierung musste hingegen - wenn benötigt - anhand der jeweiligen Dehnungsebene abgeschätzt werden.

Bei der Darstellung der Dehnungen dieser drei Balken wurde im Übrigen genau gleich wie bei den Balken Q1 und Q2 vorgegangen. Die Verteilung der Stahldehnung quer zur Platte in den vier Schnitten A, B, C und D (Schnitt D wurde gegenüber Q1 und Q2 zusätzlich im Bereich reiner Biegung hinzugefügt) ist in den Bildern 34b, 35b und 36b für die wichtigsten Belastungen $(\bar{P}_I, P_I)$, $(\bar{P}_{III}, P_{III})$ und $(\bar{P}_{III}, P_U)$ angegeben. Dabei sind die Dehnungen der unteren Plattenarmierung nur bei der theoretischen Fließlast $(\bar{P}_{III}, P_{III})$ punktwise aufgetragen. Die Dehnungen der Messstellen 1, 2, 3 und 4, welche jeweils in den Schnitten A, B, C und D unter der Höchstlast $(\bar{P}_{III}, P_U)$ die grössten Werte aufwiesen, sind in den Bildern 34c, 35c und 36c in Abhängigkeit der Lasten P , $\bar{P}$ aufgezeichnet. Die Last, bei der die obere Armierung im Bereich kombinierter Beanspruchung zum Fließen kommt, ist für die drei Balken Q3 bis Q5 in Tabelle 7 aufgeführt.

Der Verlauf der in der oberen Plattenarmierung auftretenden maximalen Dehnung über die Balkenlänge ist in den Bildern 34a, 35a und 36a angegeben. Aus diesen Bildern kann man ablesen, dass unter der Gebrauchslast $(\bar{P}_I, P_I)$, die maximale Dehnung in der Platte 1.25‰ beim Balken Q3 beträgt (tritt bei der Einzellast auf) bzw. 0.9‰ und 1.0‰ bei den Balken Q4 und Q5 (tritt im Bereich reiner Biegung auf). Die unter Berücksichtigung eines Verbundkoeffizienten $\kappa = 0.9$ (siehe 4.5) gerechnete entsprechende Stahlspannung beträgt 2.92 t/cm² bei Q3 bzw. 2.10 t/cm² und 2.33 t/cm² bei Q4 und Q5. Unter der Gebrauchslast der Platte wird damit beim Balken Q3 die rechnerische Spannung für $\bar{P}_I, P_I$ von $4.74/1.8 = 2.63$ t/cm² um rund 10% überschritten, während bei Q4 und Q5 die vorhandene Spannung unter dem rechnerischen Wert bleibt.

4.5 Kräfte in der Plattenarmierung

Die in den Bildern 31, 32, 34, 35 und 36 dargestellten Stahldehnungen sind jeweils mittlere Dehnungen ϵ_{em} über Messstrecken von 10 cm Länge. Da innerhalb dieser Messstrecken mit zunehmender Belastung Risse auftreten (sichtbare und Mikrorisse), ist die Dehnung im Rissquerschnitt $\epsilon_{e\ max}$ grösser als die mittlere, über die ganze Messstrecke gemessene Dehnung. Für die Berechnung der Stahlspannung ist die Dehnung $\epsilon_{e\ max}$ massgebend.

Das Verhältnis zwischen ϵ_{em} und $\epsilon_{e\ max}$ wird als Verbundkoeffizient k bezeichnet [3]. Die Grösse dieses Koeffizienten ist von vielen Faktoren abhängig (z.B. Stabdurchmesser, Oberflächenbeschaffenheit des Stahles, Belastungshöhe, Länge der Messstrecke, etc.) und es liegen bis jetzt keine diesbezüglichen Versuchsergebnisse vor. Deshalb wurden im Zusammenhang mit der Auswertung der vorliegenden Balkenversuche zusätzliche Untersuchungen angestellt, um die Grösse von k abzuschätzen. Die Resultate dieser Nebenversuche sind im Anhang zusammengefasst dargestellt. Es ergab sich, dass für die hier verwendeten Stäbe $\varnothing 6$ mm bis zum Fließbeginn der Armierung k zu 0.9 angenommen werden darf. Im Fließbereich selbst hat k keinen Einfluss mehr auf die Ermittlung der Stahlspannung.

Die in der oberen Plattenarmierung im Anschlussbereich Platte - Steg festgestellten Dehnungen (Bilder 31a, 32a, 34a, 35a und 36a) wurden mit einem Faktor von $1/0.9$ vergrössert und daraus über den E-Modul die Stahlspannung und schliesslich die Kraft pro Längeneinheit des Balkens gerechnet. Die erhaltenen Diagramme sind in den Bildern 37 bis 41 wiedergegeben. Für die Balken Q1 und Q2 sind die Kräfte bei den drei Lasten P_r , P_{III} und P_u dargestellt, für die Balken Q3, Q4 und Q5 bei den Lasten $(\bar{P}_I, P = 1.0\ t)$, $(\bar{P}_I, P_I)$, $(\bar{P}_{III}, P_{II})$, $(\bar{P}_{III}, P_{III})$ und $(\bar{P}_{III}, P_u)$. In den Diagrammen ist jeweils auch der Fließwiderstand der oberen Armierung angedeutet. Die auf den Bildern 37 - 41 aufgezeichneten experimentell ermittelten Zugkräfte in der oberen Lage der Plattenarmierung werden in Kapitel 5 diskutiert und mit den theoretischen Zugkräften nach den entsprechenden Modellen verglichen.

4.6 Risseverhalten

In den Bildern 43, 44, 47 und 48 sind für die zwei Balken Q1 und Q2 die Risse in der Platte jeweils bei den drei Lasten P_r , $P \simeq P_{III}$ und P_u photographisch festgehalten. Die entsprechenden Rissebilder für die Balken Q3 bis Q5 sind für die Laststufen $(\bar{P}_I, P_I)$, $(\bar{P}_{III}, P_{III})$ und $(\bar{P}_{III}, P_u)$ aus den Bildern 51, 52, 55, 56, 59 und 60 ersichtlich. Dabei wurden für jeden Balken die Bilder des rechten und des mittleren Plattenbereiches (zwischen den zwei Einzellasten) wiedergegeben. Auf die Wiedergabe der Rissebilder des jeweiligen linken Plattenbereiches wurde verzichtet, da die Risse im linken und im rechten Plattenteil sehr ähnlich verliefen.

In den Bildern 42, 46, 50, 54 und 58 wurde für die Balken Q1 bis Q5 jeweils der Verlauf der maximalen Rissbreite längs der Platte bei den drei oben erwähnten Lasten aufgezeichnet. Ferner wurde die Breite des absolut grössten Risses in der Platte in Funktion der Belastung dargestellt.

Balken Q1 und Q2

Die ersten Risse in der Platte entstanden bei beiden Balken, unabhängig von der Plattenarmierung, am selben Ort, nämlich im Biegeschubbereich in der Nähe der Einzellast (Bilder 42 und 46). Dieser Ort deutet auf die Lage der grössten Beanspruchungen in der Platte hin. Auch die Anrisslast der Platte (P_R) ist praktisch von der Plattenarmierung unabhängig. Sie betrug 35 t beim Balken Q1 und 37 t beim Balken Q2 (Tabelle 7). Das Fortschreiten der Risse in der Platte hängt jedoch stark davon ab, wie die Platte armiert ist. Wie Bild 42 zeigt, sind die Risse beim Balken Q1 (klassisches Modell) ziemlich breit. Sie nahmen bei verhältnismässig geringer Lasterhöhung sehr stark zu. Die maximale Rissbreite beträgt 0.3 mm bei der nächsten Laststufe nach dem Anreissen ($P_R = 39$ t), 0.5 mm bei $P = 44$ t ($\sim P_{III}$) und 3 mm bei der Höchstlast des Balkens ($P_U = 51.8$ t). Demgegenüber sind die Rissbreiten beim Balken Q2 (Flanschfachwerk-Modell) bedeutend geringer (Bild 46); sie erreichen im Maximum 0.05 mm bei $P = 45$ t ($\sim P_{III}$) und nur 0.3 mm bei der Höchstlast ($P_U = 56.1$ t).

Balken Q3, Q4 und Q5

Ein Vergleich zwischen den Rissbreiten innerhalb dieser drei Balken (Bilder 50, 54 und 58) zeigt, dass Balken Q3 (Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und Querbiegung) ein ungünstigeres Risseverhalten aufweist als die Balken Q4 und Q5 (Q4: Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und Querbiegung, Q5: Armierung für Querbiegung mit Querkraft aus Flanschfachwerk-Modell). Beim Balken Q3 (Bild 50) beträgt die maximale Rissbreite rund 0.2 mm bei der zulässigen Belastung der Platte ($\bar{P}_I, P_I$), 0.5 mm bei theoretischer Fliesslast ($\bar{P}_{III}, P_{III}$)*) und 1.1 mm bei der Höchstlast ($\bar{P}_{III}, P_U$). Aus Bild 50 ist auch ersichtlich, dass bei allen Lasten die grössten Risse in der Platte im mittleren Bereich zwischen den Einzellasten auftreten, wo wenig Armierung vorhanden ist.

Bei den Balken Q4 und Q5 ist die maximale Rissbreite bei der zulässigen Belastung ($\bar{P}_I, P_I$) und bei der theoretischen Fliesslast der Platte ($\bar{P}_{III}, P_{III}$) für beide Balken gleich gross, und beträgt 0.1 mm bzw. 0.3 mm (Bilder 54 und 58). Sie treten vor allem gegen die Balkenenden hin auf. Aber auch in den mittleren Bereichen beider Balken ist bei der Höchstlast die maximale Rissbreite ähnlich und beträgt 0.3 mm. Im Auflagerbereich dagegen ist die maximale Rissbreite beim Balken Q5 etwas grösser als beim Balken Q4 (0.4 mm gegenüber 0.3 mm). Da die Platten beider Balken, Q4 und Q5, im Auflagerbereich (Bereich reiner Biegung) genau gleich armiert sind, ist dieser Unterschied von 0.1 mm in der maximalen Rissbreite wahrscheinlich auf die Messgenauigkeit bei den Rissbreiten (nur mit Rissemasstab gemessen) sowie andere Zufälligkeiten (in Belastung und Querschnitt) zurückzuführen.

---

*) Beim Balken Q3 wurden bei Laststufe 12 ($\bar{P}_{III}, P_{III}$) keine Riss-Fotos aufgenommen. Die in Bild 50 bei ($\bar{P}_{III}, P_{III}$) dargestellten Rissbreiten wurden durch Interpolation zwischen den zwei benachbarten Laststufen (11 und 13) erhalten.

4.7 Bruchverhalten

Balken_Q1_und_Q2

Beim Balken Q1 (klassisches Modell) bildeten sich im Anschlussbereich Platte - Steg rechts von der Einzellast (Bild 43) sehr viele Risse, deren Breite bei der Höchstlast bis 3 mm betrug. Mit weiterer Belastung entstand entlang der Anschlussflächen eine deutliche relative Verschiebung zwischen dem Steg und der Platte. Schliesslich trat der Bruch im Bereich rechts von der Einzellast - wo gemäss klassischem Modell sehr wenig Armierung in die Platte eingelegt wurde - durch Abscheren der Platte vom Steg auf (Bild 45), und zwar bei einer Last von ca. 50 t. Die erreichte Höchstlast P_u betrug 51.8 t, was 92% der Biegekapazität (auf Q2 bezogen) entspricht.

Beim Balken Q2 (Flanschfachwerk-Modell) verhinderte die Plattenarmierung einen solchen Abscher-Bruch solange, bis ein Biegebruch in Balkenmitte auftrat (Bild 49). Die Höchstlast betrug hier 56.1 t (Tabelle 7).

Balken_Q3,,Q4_und_Q5

Bei den Balken Q3 und Q5 trat jeweils ein Biegebruch in Balkenmitte ein (Bilder 53 und 61). Der Bruch erfolgte durch Versagen des Betons in der Druckplatte, und zwar ausgehend von einem Querschnitt, der durch die 5 cm breiten Aussparungen für die Querbiege-Zugstangen geschwächt war. Beim Balken Q4 war zwei Laststufen nach Ueberschreiten der Höchstlast ebenfalls ein Biegebruch zu erwarten. Nach Laststufe 19 (siehe Tabelle 6) wurde aber noch bei konstant gehaltener Längsbelastung P die Querb Belastung $\bar{P}$ auf über 3 t gesteigert bis die Platte brach (Bild 57). Die Höchstlasten (P_u) bei diesen drei Balken waren 54.2 t beim Balken Q3, 56 t beim Balken Q4 und 52.3 t beim Balken Q5 (Tabelle 7). Die dabei aufgebrachte Querb Belastung war immer gleich gross und betrug $\bar{P} = \bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t/Kolben}$.

Zu Balken Q5 ist zu bemerken, dass dieser bei Laststufe 14 brach (Tabelle 6), als man die Anfangs-Längsbelastung ($P_A = 55 \text{ t}$) für die Dauer von zwei Minuten konstant halten wollte (Bild 20). Da für diese Laststufe keine Messungen vorliegen, wurde die Last der vorhergehenden Laststufe $P = 52.3 \text{ t}$ als Höchstlast betrachtet.

5. VERGLEICHE ZWISCHEN VERSUCHSERGEBNISSEN UND MODELLEN

In diesem Kapitel werden für die fünf geprüften Balken Q1 bis Q5 die in der oberen Lage der Plattenarmierung im Anschlussbereich Platte - Steg gemessenen Kräfte, welche in den Bildern 37 bis 41 dargestellt sind, mit denjenigen aus den entsprechenden Bemessungsmodellen verglichen.

5.1 Längsschub allein (Balken Q1 und Q2)

Für den Balken Q1 (klassisches Modell) sind die bei den drei Lasten P_r , P_{III} und P_u (P_r = nächste Laststufe nach Anreissen der Platte = 39 t, P_{III} = theoretische Fliesslust der Platte = 42.8 t und P_u = Höchstlast im Versuch = 51.8 t) in der oberen Lage der Plattenarmierung experimentell ermittelten Zugkräfte in Bild 62 aufgezeichnet und den theoretischen Kräften nach dem Hauptzugspannungsmodell gegenübergestellt. Der Fliesswiderstand der oberen Armierungslage - gerechnet mit der effektiven Fliessspannung $\sigma_{fd} = 4.92 \text{ t/cm}^2$ - ist ebenfalls aufgetragen. Für den Balken Q2 (Flanschfachwerk-Modell) sind die entsprechenden Diagramme in Bild 63 angegeben. Die theoretischen Kräfte nach Flanschfachwerk-Modell wurden gleich wie bei der Bemessung der Plattenarmierung, d.h. nach $Z/2 = 1/2 Q/4y$ berechnet. Die hier für die Darstellung verwendeten Laststufen sind $P_r = 39 \text{ t}$, $P_{III} = 42.8 \text{ t}$ und $P_u = 56.1 \text{ t}$.

Beim Balken Q1 (Bild 62) zeigt sich, dass schon bei der Laststufe nach dem ersten Riss ($P_r = 39 \text{ t}$) die grösste Beanspruchung im Anschlussbereich gegen die Einzellasten hin auftritt und nicht im Auflagerbereich, wo die klassische Theorie die grösste Beanspruchung liefert. Die Plattenarmierung kam bei $P_r = 39 \text{ t}$ noch nicht ganz zum Fließen. Schon vor dem Erreichen der theoretischen Fliesslust $P_{III} = 42.8 \text{ t}$ floss jedoch die Plattenarmierung bereits an einigen Stellen. Mit weiterer Belastung werden die Zugkräfte nach den Auflagern, bzw. der Balkenmitte hin umgelagert, d.h. dort hin, wo im vorliegenden Balken noch unausgenützte Armierung vorhanden war. Bei der Höchstlast $P_u = 51.8 \text{ t}$ fliesst die Plattenarmierung im ganzen mittleren Bereich des Balkens sowie auch über einen grösseren Bereich ausserhalb der Einzellasten. Trotzdem bleibt die starke Plattenarmierung im unmittelbaren Auflagerbereich immer noch unterbeansprucht. Es ist jedoch zu bemerken, dass die erwähnte Kräfteumlagerung von grossen Verformungen der Platte begleitet ist, wodurch sehr breite Risse im Anschlussbereich entstehen. Bei $P_u = 51.8 \text{ t}$ erreichte die maximale Rissbreite 3 mm (Bild 42). Vergleicht man für sämtliche Laststufen die theoretischen Zugkräfte nach dem Hauptzugspannungs-Modell mit den gemessenen, so stellt man durchwegs fest, dass die ersten vor allem in den Bereichen ausserhalb und zwischen den Einzellasten erreicht bzw. überschritten wurden. Im Auflagerbereich dagegen, wo theoretisch (jedoch ohne Berücksichtigung des Einleitungsproblems der Auflagerkraft) die grössten Beanspruchungen entstehen, sind die gemessenen Kräfte wesentlich kleiner als die theoretischen. Aus Bild 62 geht auch hervor, dass im Bereich zwischen den Einzellasten, wo nach Modell keine Spannungen vorhanden wären, beachtliche Zugkräfte auftreten.

Zusammenfassend kann man folgern, dass das Hauptzugspannungs-Modell die Beanspruchungen in den Bereichen zwischen und ausserhalb der Einzellasten erheblich unterschätzt. Im Auflagerbereich hingegen ist das Gegenteil der Fall.

Beim Balken Q2 (Bild 63) ist zu erkennen, dass die maximalen gemessenen Zugkräfte in

der Plattenarmierung bei allen Belastungen (P_r , P_{III} und P_u) knapp ausserhalb der Einzellast auftreten. Diese Stellen mit den grössten Zugkräften liegen etwa in der Mitte des Bereiches, wo nach Fachwerk-Modell die Zugkräfte entstehen. Im Bruchzustand $P_u = 56.1$ t erreichte die maximal gemessene Zugkraft an nur zwei Stellen die Fliesskraft der Plattenarmierung, so dass keine Umlagerung der Zugkräfte in der Platte infolge Flie ssen, wie bei Q1, stattfand. Aus Bild 63 ist ferner ersichtlich, dass die gemessenen Zugkräfte bei $P_r = 39$ t sowie bei $P_{III} = 42.8$ t klein sind gegenüber den theoretischen Werten. Die Erklärung dafür ist, dass die Platte bei $P_r = 42.8$ t nur einige wenige und sehr feine Risse (Breite ≤ 0.05 mm) in den Bereichen ausserhalb der Einzellasten aufwies, so dass die Zugkräfte im Anschlussbereich Platte - Steg grösstenteils immer noch vom Beton aufgenommen wurden. Das Fachwerk-Modell bildete sich erst nach erheblicher Rissebildung, d.h. hier im Bereiche der theoretischen Flie sslast, aus. Unter P_u betrugen dann die gemessenen Zugkräfte pro Längeneinheit im Maximum immerhin etwa 80% der theoretischen Kräfte nach Flanschfachwerk-Modell gemäss der Gleichung $Z = Q/4y$. Eine bessere Uebereinstimmung mit den gemessenen Maximalwerten würde sich bei der Berechnung der theoretischen Kräfte nach der den Einfluss der Stegbreite berücksichtigenden Formel

$$Z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{b-b_o}{b} \quad (8)$$

ergeben.

Aus Bild 63 ist ferner ersichtlich, dass in der Platte auch ausserhalb des theoretisch beanspruchten Bereiches Querszugkräfte auftreten. Im Auflagerbereich und in Balkenmitte wurden also - im Widerspruch zum Modell - Zugkräfte gemessen, was auf die "Verträglichkeitwirkung" der beiden Plattenhälften zurückzuführen ist.

Bei der Interpretation dieses Versuches ist unbedingt zu beachten, dass ausserhalb der gemäss Fachwerk-Modell beanspruchten Bereiche die gleiche (konstruktive) Armierung wie innerhalb dieser Bereiche eingelegt war ($\mu = \mu' = 0.26\%$). Wäre ausserhalb der theoretisch notwendigen Armierung eine geringere konstruktive Armierung vorhanden gewesen, so wäre die Beanspruchung der Armierung innerhalb des theoretischen Querszugbereiches zweifellos höher ausgefallen.

5.2 Längsschub mit Querbiegung (Balken Q3, Q4 und Q5)

Für diese drei Balken sind die in der oberen Lage der Plattenarmierung experimentell ermittelten Zugkräfte in den Bildern 64 bis 66 aufgetragen und mit den theoretischen Zugkräften - nach dem entsprechenden Bemessungsmodell gerechnet - verglichen. Der Vergleich erfolgte bei den drei Lastkombinationen $\bar{P}_I$, P_I = zulässige Lasten der Platte, $\bar{P}_{III}$, P_{III} = theoretische Flie sslast der Platte und $\bar{P}_{III}$, P_u = Höchstlasten im Versuch. In diesen Bildern ist jeweils auch der Flie ss widerstand der oberen Armierungslage angegeben.

Die dargestellten theoretischen Zugkräfte wurden folgendermassen berechnet: In den Bereichen, wo kein Längsschub auftritt (Bereich reiner Biegung) wurde die Zugkraft K_o in der oberen Plattenarmierung durch die Formel $K_o = M_q/y_p$ ermittelt. Der Hebelarm y_p der inneren Kräfte in der Platte wurde aus der Dehnungsebene des Plattenquerschnittes bei Flie ssbeginn des Stahls zu $y_p = 8.1$ cm gerechnet. Für kleinere Beanspruchungen kann der gleiche Wert verwendet werden. Bei den Balken Q3 und Q4 wurden

in den Bereichen mit kombinierter Beanspruchung zu dieser Zugkraft aus Querbiegung hinzu noch die Zugkräfte aus Längsschub (für Balken Q3 nach Hauptzugspannungs-Modell und für Balken Q4 nach Flanschfachwerk-Modell gemäss $Z/2 = 1/2 \cdot Q/4y$ gerechnet) addiert. Beim Balken Q5 wurden die im Bereich kombinierter Beanspruchung am Plattenquerschnitt wirkenden äusseren Kräfte M_q und $Z = Q/4y$ bestimmt. Die inneren Kräfte im Beton und Stahl wurden unter der Annahme von Ebenbleiben der Querschnitte so errechnet, dass sie den jeweiligen äusseren Kräften äquivalent sind.

Beim Balken Q3 (Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und Querbiegung) zeigt sich (Bild 64), dass theoretisch die Beanspruchung im Bereich der Auflager bei allen Belastungen überschätzt wird. Auch in den Plattenbereichen ausserhalb der Auflager (reine Biegung) werden die theoretischen Kräfte nicht erreicht. Besonders bei höheren Laststufen ist dies darauf zurückzuführen, dass die Platte über dem Auflager infolge der dortigen starken Armierung ziemlich steif ist und somit einen Teil der Querbiegemomente an sich zieht, wodurch die Bereiche ausserhalb der Auflager entlastet werden. Unter zulässiger Belastung kommt noch folgender Effekt hinzu: die Risse sind noch nicht vollständig ausgebildet und der Beton trägt noch einen Teil der Zugkraft; die am Stahl gemessenen effektiven Kräfte werden dadurch kleiner. Im Bereich zwischen den zwei Einzellasten stimmen bei den zulässigen Lasten ($\bar{P}_I, P_I$) die gemessenen und die theoretischen Zugkräfte noch einigermaßen überein. Bereits unter $\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$ und $P_{II} = 33.2 \text{ t}$ (Bild 39) fliesst jedoch der ganze Bereich zwischen den zwei Lasten und auch ein kurzer Bereich ausserhalb dieser Lasten. Mit weiterer Belastung schreitet das Fließen der Plattenarmierung gegen die Balkenenden weiter fort, hört aber vor dem Auflagerbereich auf. In diesem Bereich kommt die Plattenarmierung auch unter den Bruchlasten ($\bar{P}_{III}, P_u$) nicht ins Fließen.

Bei den Balken Q4 und Q5 (Q4: Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und Querbiegung; Q5: Armierung für Querbiegung mit Querkraft aus Flanschfachwerk-Modell) sind die oberen Plattenarmierungen sowohl bezüglich Lage als auch bezüglich Stärke praktisch gleich, die unteren Armierungen hingegen verschieden. Daher verlaufen die in der oberen Armierung gemessenen Zugkräfte bei diesen zwei Balken sehr ähnlich. Bei den zulässigen Lasten ($\bar{P}_I, P_I$) liegen die gemessenen Zugkräfte im allgemeinen noch wesentlich tiefer als die theoretischen (Bilder 65 und 66). Dies ist wiederum wie beim Balken Q3 darauf zurückzuführen, dass der Beton noch nicht überall voll durchgerissen ist und daher einen Teil der Zugkräfte übertragen kann. Unter den theoretischen Fliesslasten $\bar{P}_{III}, P_{III}$ nähern sich indessen die gemessenen Zugkräfte den theoretischen. Die Plattenarmierung kommt aber nur in den Auflagerbereichen (bei Q5 auch in Balkenmitte), wo nach den Modellen lediglich Querbiegemomente wirken, ins Fließen. Dies kann wiederum mit der "Verträglichkeitwirkung" der Plattenhälften erklärt werden. Bei den Höchstlasten $\bar{P}_{III}, P_u$ fliesst die Plattenarmierung sowohl in den Bereichen mit reiner Biegung als auch in den Bereichen mit Längsschub und Querbiegung, und es ergibt sich vor allem beim Balken Q5 eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den theoretischen Zugkräften in der Platte. Diese gute Übereinstimmung deutet auf die Zweckmässigkeit der beiden Bemessungsmodelle hin. Das Modell "Armierung für Querbiegung mit Querkraft aus Flanschfachwerk-Modell" (Balken Q5) erscheint grundsätzlich richtiger, da es je nach den massgebenden Schnittkraftkombinationen Längsschub/Querbiegung zu Ersparnissen in der unteren Armierungslage führen kann. Das Modell "Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und aus Querbiegung" führt jedoch zum gleichen Resultat, sofern der gleiche innere Hebelarm y_p vorausgesetzt und die untere Zugkraft aus dem Flanschfachwerk-Modell mit der Druckkraft aus Querbiegung "verrechnet" wird (vgl. [2]).

6. ERGAENZUNGEN

6.1 Interpretation der Versuchsergebnisse

Beim Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellen der gemäss Fachwerk-Modell armierten Balken Q4 und Q5 hat sich gezeigt (siehe 5.2), dass nicht nur im Gebrauchslastbereich, sondern - in geringerem Masse - auch im Bereich der Fliesslasten die theoretischen Werte über den gemessenen liegen. Diese Feststellung gilt auch noch dann, wenn die theoretischen Werte unter Berücksichtigung des Einflusses der Stegbreite gemäss Gleichung (8) berechnet werden, sofern man die Mittelwerte über den Bereich "Kombinierte Beanspruchung" und nicht die Maximalwerte in Betracht zieht. In den folgenden beiden Abschnitten werden hierzu mögliche Erklärungen angeführt.

6.1.1 Ausbreitwinkel

Der "tatsächliche" Ausbreitwinkel β im Flanschfachwerk ist kleiner als der angenommene Wert von $\arctan 0.5$. Mit zunehmender Plastifizierung der Querarmierung verringert er sich. Ein plausibler Wert ist beispielsweise $\arctan 0.4$. Er führt auf die Bemessungsformel

$$Z = \frac{Q}{5y} \cdot \frac{b-b_o}{b} \quad (9)$$

6.1.2 Interaktion Biegung - Längsschub

Die Querkraft Z infolge Längsschub verlagert sich mit zunehmender Beanspruchung aus der Plattenmitte (bzw. aus dem Schwerpunkt der Längsbiegedruckkraft) gegen die Querbiegedruckzone hin. Dadurch wird die obere Längsschubarmierung entlastet.

Aus den beschriebenen Versuchen können bezüglich dieser beiden Effekte keine endgültigen Schlüsse gezogen werden. Für die praktische Bemessung der Längsschubarmierung erscheint es jedoch möglich, unter den im folgenden Abschnitt angegebenen Voraussetzungen die Formel (9) zu verwenden.

6.2 Obere Schubspannungsgrenze

Die sogenannte obere Schubspannungsgrenze entspricht der Schubspannung, bei der die Schubarmierung "gleichzeitig" mit dem Bruch des Betons ins Fließen kommt. Liegt die tatsächliche Schubspannung oberhalb dieser Grenze, so versagt der Beton - insbesondere infolge schiefer Druck - bevor die Schubarmierung fließt, d.h. voll ausgenützt werden kann.

Die obere Schubspannungsgrenze ist in praktisch allen Normen in der einen oder anderen Form angegeben. Hiermit wird ein duktiler Verhalten im Bruchzustand angestrebt, d.h. es sollen Ueberarmierungen vermieden bzw. Sprödebrüche ausgeschlossen werden. Die obere Schubspannungsgrenze ist massgebend für die erforderlichen Betonmindestabmessungen.

Die vorliegenden Versuche waren nicht darauf angelegt, die Lage der oberen Schubspannungsgrenze in Druckplatten mit Querbiegung ermitteln zu können. Es ist zu ver-

muten, dass diese Grenze infolge der Schwächung der Platte durch Biegerisse erheblich tiefer liegt als ohne Querbiegung. Bei den Versuchen [7] wurde in Stegen eine solche Abminderung der oberen Schubspannungsgrenze durch gleichzeitig wirkende Querbiegung eindeutig festgestellt. In den hier beschriebenen Versuchen betrugen die bei den stets nach Fliessen der Schubarmierung eingetretenen Brüchen erreichten nominellen Längsschubspannungen in der Platte bis $34.2 \text{ kg/cm}^2 \cdot 56 \text{ t} / 42.8 \text{ t} = 45 \text{ kg/cm}^2$ (vgl. Tabelle 7). Dies entspricht knapp 80% der in der Norm SIA 162 angegebenen und bereits mit einer gewissen Sicherheit festgelegten oberen Schubspannungsgrenze (für Q2 und Q4 $\beta_w = 360 \text{ kg/cm}^2$: $\tau^* = 5\tau_1^* = 5 \cdot 11.2 \text{ kg/cm}^2 = 56 \text{ kg/cm}^2$ nach Richtlinie 17 bzw. $\tau' \cdot 1.3 = 2.5/\beta_w \cdot 1.3 = 62 \text{ kg/cm}^2$ nach Art. 5.13). Aufgrund dessen und gestützt auf die - allerdings nicht direkt übertragbaren - Ergebnisse der Untersuchungen [7] ist zu empfehlen, vorläufig und bis weitere Forschungsergebnisse vorliegen, die obere Schubspannungsgrenze in Druckplatten auf rund 75% des Wertes ohne Querbiegung abzumindern.

7. FOLGERUNGEN UND VORLAEUFIGE EMPFEHLUNGEN

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen können die folgenden Schlüsse gezogen und vorläufigen Empfehlungen gegeben werden:

Längsschub allein

Es wird vorausgesetzt, dass durch vorangegangene Querbiegung, Zwängungen aus Schwinden, Temperatur, usw. bereits gewisse Risse vorhanden sind. Eine Wirkung der Betonzugfestigkeit wird somit nicht berücksichtigt.

1. Die Bemessung der Plattenquerarmierung aufgrund der Hauptzugspannungen aus der einfachen Balkentheorie führt zu falschen Ergebnissen. Querschnitte können erheblich sowohl unter- als auch überbemessen werden, und insgesamt wird die Armierung längs eines Trägers am falschen Ort eingelegt.
2. Ein besseres und zudem einfacheres Bemessungsmodell ist das Flanschfachwerk-Modell (Bild 4). Sofern nicht einzelne Stäbe der Plattenarmierung vor dem Erreichen der Biegekapazität bzw. Stegschubkapazität des betrachteten Trägers ins Fließen kommen sollen, kann die pro Längeneinheit im Anschlussquerschnitt Platte - Steg erforderliche Querarmierung nach der Formel

$$z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{b-b_0}{b}$$

bemessen werden. Diese entspricht einem Ausbreitwinkel der Druckkräfte in der Platte von $\arctg = 0.5$.

Wird ein vorzeitiges Fließen einzelner Armierungsstäbe in Kauf genommen, so kann die Querarmierung nach der Formel

$$z = \frac{Q}{5y} \cdot \frac{b-b_0}{b}$$

bestimmt werden. Dies entspricht einem Ausbreitwinkel von $\arctg 0.4$. Hiermit dürfte - sofern überall eine Mindestarmierung gemäss 5. eingelegt ist - noch eine genügende Sicherheit sowohl gegen vorzeitiges Abscheren der Platte vom Steg als auch gegen unzulässige Rissbreiten im Gebrauchszustand gewährleistet sein. Bei einer weiteren Reduktion des Bemessungswinkels würde jedoch - übliche Verhältnisse vorausgesetzt - vor allem die Rissebeschränkung wesentliche Probleme aufwerfen.

3. Gegenüber dem Trägerquerschnitt mit der Querkraft Q ist die Plattenquerarmierung mit einem Versatzmass in Richtung des zunehmenden Momentes von

$$v = \frac{y}{2 \operatorname{tg} \alpha} + \frac{b}{4 \operatorname{tg} \beta}$$

anzuordnen. Als praktischer Wert kann

$$v = 0.6(y+b)$$

angenommen werden.

4. Die Zugkraft Z gemäss 2. ist grundsätzlich als auf der Höhe des Schwerpunktes der Plattendruckkraft wirkend anzunehmen. Im allgemeinen kann die erforderliche Querverarmierung jedoch in zwei gleichen Lagen oben und unten in der Platte angeordnet werden.
5. Die Anwendung der vorstehend gegebenen Regeln setzt voraus, dass längs des ganzen Balkens in der Druckplatte je oben und unten eine konstruktive Mindestarmierung von etwa 0.10 - 0.15% vorhanden ist.
6. Die obere Schubspannungsgrenze kann gleich wie in Stegen angesetzt werden.

Längsschub mit Querbiegung

7. Die Superposition der Armierungen aufgrund der Querbiegung und der Hauptzugspannungen aus der einfachen Balkentheorie führt zu falschen Resultaten. Es gelten die unter 1. gemachten Feststellungen sinngemäss.
8. Die erforderliche Querverarmierung kann durch Superposition der Querbiegearmierung und der Längsschubarmierung nach Flanschfachwerk-Modell gemäss 2., 3. und 4. bestimmt werden. Sofern es die vorhandenen Schnittekraftkombinationen Längsschub/Querbiegung erlauben (z.B. ständige Querbiegung), kann auf der Biegedruckseite die Längsschubarmierung entsprechend der Wirkung der Biegedruckkraft, jedoch höchstens bis auf die Mindestarmierung gemäss 5., vermindert werden.
9. Die obere Schubspannungsgrenze ist aufgrund der Schwächung des Plattenquerschnittes durch Biegerisse und bis eingehendere Versuche zu dieser Frage vorliegen, auf rund 75% des Wertes ohne Querbiegung abzumindern.

Einschränkungen

Die obigen Folgerungen sind als vorläufig zu betrachten. Sie müssen in Teilaspekten (z.B. Interaktion Längsschub/Querbiegung im Bruchzustand) noch durch weitere Untersuchungen ergänzt werden. Die Empfehlungen gelten nur für bezüglich Geometrie und Belastung symmetrische T-Querschnitte. Modelle und Empfehlungen für andere Querschnitte sind in Vorbereitung.

Die Ergebnisse sind ferner nur für Druckplatten gültig. Wie erste Versuche gezeigt haben, liegen die Verhältnisse in Zugplatten vor allem bezüglich Ausbreitwinkel wesentlich ungünstiger.

ZUSAMMENFASSUNG

In Druckplatten von dünnwandigen Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitten treten häufig die Beanspruchungen Längsschub und Querbiegung auf. Zur Erforschung des Verformungs- und Tragverhaltens solcher Druckplatten wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Versuche an fünf Stahlbetonträgern durchgeführt. Es wurden verschiedene Bemessungsmodelle überprüft und anhand der Versuchsergebnisse verglichen. In diesem Bericht werden die Ergebnisse der Untersuchungen und vorläufige Empfehlungen für die Bemessung dargelegt.

An zwei Trägern (Q1, Q2) wurde das Problem "Längsschub allein" erforscht (siehe Bild 18). Bei drei Trägern (Q3, Q4 und Q5) wurde die Beanspruchung "Längsschub und Querbiegung" untersucht (Bild 19). Diese Träger waren schlaff armiert. Später wurden noch zwei weitere Träger (Q6, Q7) geprüft, deren Druckplatte eine teilweise Quervorspannung aufwies. Hierüber wird jedoch in einer separaten Publikation [2] berichtet.

Der Bemessung der Plattenquerarmierung wurden die folgenden Modelle zugrunde gelegt:

Längsschub allein:

- Träger Q1: Aufnahme der Hauptzugspannungen aus der einfachen Balkentheorie (Bild 2)
 Träger Q2: Aufnahme der Querkzugkräfte aus einem Flanschfachwerk-Modell (Bild 4)

Längsschub und Querbiegung:

- Träger Q3: Superposition der Armierungen aus Hauptzugspannungs-Modell und aus Querbiegung (Bild 7a)
 Träger Q4: Superposition der Armierungen aus Flanschfachwerk-Modell und aus Querbiegung (Bild 7b)
 Träger Q5: Armierung für Querbiegung mit Querkzugkraft aus Flanschfachwerk-Modell (Bild 7c)

Alle übrigen Parameter, wie Trägerabmessungen, Biege- und Querkraftarmierungen des Steges, Betonqualität, usw., wurden konstant gehalten (Bild 10).

Aus den Versuchsergebnissen können die folgenden Schlüsse gezogen und vorläufigen Empfehlungen gegeben werden:

Längsschub allein

1. Die Bemessung der Plattenquerarmierung aufgrund der rechnerischen Hauptzugspannungen führt zu falschen Ergebnissen.
2. Die pro Längeneinheit des Balkens erforderliche Querarmierung kann zweckmässigerweise nach der Formel

$$z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{b-b_0}{b}$$

gemäss Fachwerk-Modell bemessen werden. Dies entspricht einem Ausbreitwinkel in der Platte von $\arctan 0.5$.

Sofern ein Fließen einzelner Armierungsstäbe vor dem Erreichen der Biegekapazität bzw. Steg Schubkapazität des betrachteten Trägers in Kauf genommen wird, kann ein

Ausbreitwinkel von $\arctan 0.4$ angesetzt werden. Dem entspricht eine Bemessung der Querarmierung nach der Formel

$$z = \frac{Q}{5y} \frac{b-b_o}{b} .$$

3. Gegenüber dem Trägerquerschnitt mit der Querkraft Q ist die Plattenquerarmierung um das Versatzmass

$$v = 0.6(y+b)$$

in Richtung des zunehmenden Momentes zu verschieben.

4. Die gemäss Fachwerk-Modell erforderliche Querarmierung kann im allgemeinen in zwei gleichen Lagen oben und unten in der Platte eingelegt werden.
5. Längs des ganzen Balkens ist in der Druckplatte je oben und unten eine konstruktive Mindestarmierung von etwa 0.10 - 0.15% anzuordnen.
6. Die obere Schubspannungsgrenze kann gleich wie in Stegen angesetzt werden.

Längsschub und Querbiegung

7. Die Superposition der Armierungen aus den Hauptzugspannungen und aus Querbiegung führt zu falschen Resultaten.
8. Die erforderliche Querarmierung kann durch Superposition der Querbiegearmierung und der Längsschubarmierung gemäss Fachwerk-Modell bestimmt werden. Auf der Biegedruckseite kann die Längsschubarmierung entsprechend der gleichzeitig wirkenden Biegedruckkraft abgemindert werden.
9. Die obere Schubspannungsgrenze ist auf rund 75% des Wertes ohne Querbiegung abzumindern.

Die Ergebnisse und Empfehlungen gelten nur für Druckplatten. Wie erste Versuche gezeigt haben, liegen die Verhältnisse in Zugplatten vor allem bezüglich Ausbreitwinkel wesentlich ungünstiger.

RESUME

Dans les dalles minces comprimées des profils à Te et des sections évidées interviennent fréquemment des sollicitations combinées d'effort tranchant longitudinal et de flexion transversale. Afin de contribuer à la détermination de la capacité portante et de la déformation de telles dalles, cinq essais de profils en béton armé furent exécutés à l'école polytechnique de Zurich. Divers modèles permettant le dimensionnement furent examinés et comparés à l'aide d'essais. Ce rapport expose les résultats de ces investigations et donne des recommandations provisoires pour le dimensionnement.

Deux poutres (Q1, Q2) furent chargées de manière à examiner séparément le comportement à l'effort tranchant longitudinal (Fig. 18). Les trois autres (Q3, Q4, Q5) furent sollicitées simultanément à l'effort tranchant longitudinal et à la flexion transversale. L'armature de ces cinq poutres étaient uniquement constituée d'acier d'armature conventionnelle. Par la suite, deux autres poutres (Q6, Q7) dont la dalle de compression était partiellement précontrainte perpendiculairement à l'axe de la pièce furent encore soumis à des essais. Le compte-rendu de ces derniers essais ne fait pas partie du rapport ci-joint, mais fera l'objet d'une prochaine publication [2].

Les cinq modèles exposés ci-dessous ont servis de base au dimensionnement de l'armature transversale.

Effort tranchant longitudinal isolé

Poutre Q1:

Reprise des contraintes principales de traction obliques calculées d'après la théorie classique de la résistance des matériaux (Fig. 2).

Poutre Q2:

Reprise de la traction transversale, déterminée à partir d'un système triangulé (Fig. 4).

Effort tranchant longitudinal et flexion transversale

Poutre Q3:

Superposition des armatures nécessaires à la reprise des contraintes de traction obliques et de la flexion transversale (Fig. 7a).

Poutre Q4:

Superposition des armatures issues du système triangulé et de la flexion transversale (Fig. 7b).

Poutre 5:

Dimensionnement de l'armature transversale à la flexion accompagnée de traction. La traction est issue de l'influence de l'effort tranchant longitudinal sur le système triangulé.

Tous les autres paramètres, tels que qualité du béton, dimensions de la pièce, armatures de l'âme, etc. pouvant influencer les résultats furent maintenus constants.

Ces différents essais et l'examen de leurs résultats permettent de tirer et d'émettre les conclusions respectivement recommandations suivantes:

Effort tranchant longitudinal isolé

1. Le dimensionnement de l'armature transversale selon la théorie classique de la résistance des matériaux conduit à de faux résultats.
2. L'armature transversale nécessaire par unité de longueur de la poutre peut être déterminée de manière satisfaisante par la formule

$$Z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{b-b_0}{b} .$$

Cette relation exprime la traction transversale du système triangulé, en tenant compte d'une répartition transversale des efforts spécifiques sous un angle équivalent à $\arctg 0.5$. Pour le cas, où l'on accepte dans quelques barres un écoulement avant que l'on atteigne la capacité portante à la flexion ou à l'effort longitudinal, on pourra introduire un angle de répartition transversale égal à $\arctg 0.4$. La formule prendra alors la forme suivante:

$$Z = \frac{Q}{5y} \cdot \frac{b-b_0}{b} .$$

3. L'armature transversale sera par rapport à l'armature d'effort tranchant d'une même section translatée dans la direction croissante des moments de flexion d'une quantité égale à: $v = 0.6(y+b)$.
4. L'armature déterminée à l'aide du système triangulé peut être répartie dans la nappe inférieure et supérieure.
5. L'armature minimale transversale de la dalle comprimée sera au moins égale à 0.10 - 0.15% pour chacune des deux nappes.
6. La contrainte tangentielle limite de la dalle peut être admise égale à celle de l'âme.

Effort tranchant longitudinal et flexion transversale

7. La superposition des armatures déterminées à l'aide de la théorie classique de la résistance des matériaux et de celle nécessaire à la reprise de la flexion transversale conduit à de faux résultats.
8. L'armature transversale peut être déterminée de manière satisfaisante en superposant l'armature de flexion transversale à celle de l'effort tranchant longitudinal issue du système triangulé. Une réduction de l'armature d'effort tranchant est permise dans la partie comprimée de la dalle sous l'influence de la flexion transversale.
9. La contrainte tangentielle limite sera fixée à 75% de la valeur correspondante sous flexion transversale.

Ces résultats et recommandations ne sont valables que pour les dalles comprimées. Comme les premiers essais l'ont montrés, les rapports dans les dalles de tractions, en particulier pour l'angle de répartition transversale, sont moins favorables.

SUMMARY

In the compression flanges of T-section and box-section members, the actions of longitudinal shear and transverse bending often occur. To investigate the deformation and load behavior of such compression flanges, tests on five reinforced concrete beams were carried out at the Swiss Federal Institute of Technology Zürich. Different design models were tested and the results compared. The results of these tests and preliminary recommendations for design are presented in this report.

In two beams (Q1, Q2) the problem of "longitudinal shear alone" was examined (see fig. 18). The action of "longitudinal shear and transverse bending" was investigated with three beams (Q3, Q4 and Q5 - fig. 19). These beams were reinforced with conventional reinforcement. Later two further beams were tested (Q6, Q7). The compression flanges of these beams were transversely partially prestressed. This however is reported in a separate publication [2].

The design of the transverse flange reinforcement was based upon the following models:

Longitudinal Shear alone

- Beam Q1: The taking up of main tensile stresses from simple beam theory (fig. 2).
- Beam Q2: Taking up of transverse tensile forces from a flange truss model (fig. 4).
- Beam Q3: Superposition of reinforcement required from main tensile stress model and for transverse bending (fig. 7a).
- Beam Q4: Superposition of reinforcement from flange truss model and for transverse bending (fig. 7b).
- Beam Q5: Reinforcement for transverse bending with transverse tensile force from flange truss model (Fig. 7c).

All other parameters such as beam dimensions, bending and shear reinforcement of the web, concrete quality etc. were held constant (fig. 10).

From the test results the following conclusions can be drawn and preliminary recommendations given:

Longitudinal Shear alone

1. The design of the slab transverse reinforcement based upon calculated main tensile stresses leads to wrong results.
2. The required transverse reinforcement per unit length of the beam can be appropriately designed with the formula

$$Z = \frac{Q}{4y} \cdot \frac{b-b_o}{b}$$

according to the truss model. This corresponds to an angle of inclination of the compression diagonals in the flange of $\arctan 0.5$.

If the case of a single reinforcement bar yielding before the beam reaches its flexural capacity or web shear capacity is accepted, then an angle of $\arctan 0.4$

for the flange compression diagonals can be applied. This corresponds to a design of the transverse reinforcement with the formula

$$z = \frac{Q}{5y} \cdot \frac{b-b_0}{b} .$$

3. The transverse reinforcement of the compression flange for a beam cross-section with shear force Q is displaced by a distance $v = 0.6(y+b)$ in the direction of the increasing moment.
4. The required transverse reinforcement according to the truss model can be in general laid in two equal positions, top and bottom, in the flange.
5. A minimum transverse reinforcement of 10 - 15% should be placed top and bottom in the flange compression flange.
6. The same maximum permissible shear stress as for the web can be used.

Longitudinal Shear and Transverse Bending

7. The superposition of reinforcement for main tensile stress and for transverse bending leads to wrong results.
8. The required transverse reinforcement can be determined by superposition of the transverse bending reinforcement and the longitudinal shear reinforcement according to the truss model. On the bending compressive face the longitudinal shear reinforcement can be reduced corresponding to the simultaneous bending compressive force.
9. The maximum permissible shear stress is reduced to about 75% of the value without transverse bending.

The results and recommendations are valid only for compression flanges. First Tests have shown that for each different angle of inclination of the force diagonals the behavior of tension flange is less favourable.

VERDANKUNGEN

Der vorliegende Versuchsbericht wurde im Rahmen der zweiten Phase des Forschungsprogrammes "Teilweise Vorspannung im Brückenbau" ausgearbeitet. Dieses Programm wird aufgrund eines Beitrages aus dem

"Kredit zur Förderung der Strassenbauforschung"

des Eidgenössischen Departementes des Innern durchgeführt. Für diese grosszügige Unterstützung danken die Verfasser dem Departement des Innern und der Kommission für Strassenbauforschung mit ihrem Präsidenten, Herrn Dr. R. Ruckli, herzlich.

Für die Ueberlassung von Armierungsstählen und Komponenten der Belastungseinrichtung sind die Verfasser den folgenden Firmen zu aufrichtigem Dank verpflichtet:

von Moos Stahl AG, Luzern
Monteforno Stahl- und Walzwerke AG, Bodio
Stahlton AG, Zürich.

Der experimentelle Teil der Untersuchungen konnte an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt werden. Für dieses Entgegenkommen und die stets gute Zusammenarbeit möchten die Verfasser Herrn Prof. Dr. Th. Erisman, Direktionspräsident, und Herrn Dr. M. Ladner, Vorsteher der Abteilung Massivbau, bestens danken.

Bei der Versuchsdurchführung und der Gestaltung dieses Berichtes haben vor allem die Herren K. Bucher, L. Sieger sowie Frä. S. Burki mitgewirkt. Herr Dipl. Ing. M. Baumann hat die messtechnischen Aufgaben betreut. Herr Dipl. Ing. A. Bacchetta war bei der Vorbereitung der Versuche sowie bei deren Durchführung beteiligt. Für diese Unterstützung sprechen die Verfasser den Genannten ihren herzlichen Dank aus.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Mörsch E.: "Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung". 6. Auflage, 1. Band, II. Hälfte, Seite 260, Stuttgart 1929, Verlag Konrad Wittwer.

- [2] Bachetta A., Bachmann H.: "Versuche zur teilweisen Vorspannung für Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern". Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 6504-9, 1977. Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.

- [3] Bachmann H.: "Stahlbeton I und II". Vorlesungen an der Abt. für Bauingenieurwesen der ETH Zürich. 2. Auflage 1974/75.

- [4] Lampert P., Wegmüller A., Thürlimann B.: "Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf Festigkeitswerte von Armierungsstählen". Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 10, April 1967, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.

- [5] Krauss R., Bachmann H.: "Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken". Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6504-4, Oktober 1971, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.

- [6] Norm SIA 162 (1968): "Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton". Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

- [7] Kaufmann J., Menn C.: "Versuche über Schub bei Querbiegung". Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7201-1, Dezember 1976, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart.

BEZEICHNUNGEN

Geometrische Grössen

H	Trägerhöhe
h	statische Höhe
y, y_p	Hebelarme
b	Plattenbreite
b_o	Stegbreite
d	Plattendicke
I_i	ideelles Trägheitsmoment
S_i	ideelles statisches Moment
a	Schubspannweite
F_e	Plattenquerarmierung
F_{eB}	Bügelarmierung
F_{eL}	Längsarmierung
t	Abstand
$\emptyset$	Durchmesser

Kraftgrössen

D, C	Druckkräfte
T	Schubkräfte
Z, S, N	Zugkräfte
K	Zugkräfte der Plattenquerarmierung
P	Längsbelastung
P_R	Anrisslast
P_r	Risslast
P_f^{Th}	theoretische Fliesslast der Plattenquerarmierung infolge Längsschub
P_u^{Th}	theoretische Bruchlast der Träger infolge Biegung
P_u	Höchstlast
P_k	Kollapslast
$\bar{P}$	Querbelastung
$\bar{P}_f^{Th}$	theoretische Fliesslast der Plattenquerarmierung infolge Querbiegung
V	Vorspannkraft
M_q	Querbiegemoment
M	Biegemoment
Q	Querkraft

Festigkeitswerte, Spannungen

σ_x	Druckspannung in der Mittelebene der Platte
σ_z	Zugspannung
σ_{hz}	Hauptzugspannungen
σ_{hd}	Hauptdruckspannungen
β_w	Würfeldruckfestigkeit
β_p	Prismendruckfestigkeit
β_{bz}	Biegezugfestigkeit
β_{qz}	Querzugfestigkeit
σ_e	Stahlspannung
σ_f	Fliessspannung
β_z	Zugfestigkeit
E_e	Elastizitätsmodul des Stahls
E_{bo}	Anfangs-Elastizitätsmodul des Betons
τ_{yx}	Längsschubspannung im Anschluss Platte/Steg
τ_{yz}	Querschubspannung im Anschluss Platte/Steg
τ_s	Schubspannung im Steg
τ_p	Schubspannung in der Platte
τ_1^*	untere Schubspannungsgrenze
$5\tau_1^*$	obere Schubspannungsgrenze

Verformungen

ϵ_b	Betonstauchungen
ϵ_e	Stahldehnungen
ϵ_{em}	mittlere Stahldehnungen
$\epsilon_{e \max}$	maximale Stahldehnung im Rissequerschnitt
ϵ_f	Fliessdehnung
λ_{G1}	Gleichmassdehnung
ϵ_u	Dehnung bei Höchstlast
δ_s	Stegdurchbiegung
δ_u	Stegdurchbiegung bei Höchstlast
δ_k	Stegdurchbiegung bei Kollapslast
δ_r	Relativedurchbiegung des Plattenrandes
r	Rissbreite

Dimensionslose Parameter

φ	Neigung der Hauptzugspannungen
α	Neigung der Betondruckdiagonalen im Steg
β	Ausbreitwinkel der Betondruckdiagonalen im Druckflansch
μ	Armierungsgehalt der Plattenquerarmierung
μ_L	Längsarmierungsgehalt
μ_B	Bügelarmierungsgehalt
m	Anzahl Stegdruckdiagonalen
κ	Verbundkoeffizient

Indizes

I, II, III Stufen der Längs- bzw. Querbelastung

b	Beton
e	Stahl
Th	theoretisch
Ex	experimentell
A	Anfangslast
E	Endlast
f	fließen
u	Höchstlast
k	Kollapslast
d	dynamisch
s	statisch
o	oben
u	unten
L	längs
B	Bügel

Sand	0 ÷ 4 mm	829 kg/m ³
Sand	4 ÷ 8 mm	452 kg/m ³
Kies	8 ÷ 16 mm	602 kg/m ³
Zement		300 kg/m ³
Wasser		187 kg/m ³
W/Z - Faktor		0.62
Ramgewicht		2400kg/m ³
Konsistenz		plastisch

Tabelle 1: Zusammensetzung des Frischbetons

Balken	β_w^{12} kg/cm ²	β_p kg/cm ²	β_{bz} kg/cm ²	β_{qz} kg/cm ²
Q 1	3.21 (1.9)	261 (2.3)	32 (9.4)	22 (11.4)
Q 2	356 (3.9)	298 (6.0)	39 (7.7)	25 (10.0)
Q 3	297 (3.4)	234 (5.6)	32 (12.5)	19 (7.9)
Q 4	364 (3.3)	285 (4.9)	41 (14.6)	21 (9.5)
Q 5	346 (4.0)	280 (5.4)	40 (12.5)	22 (20.4)
Mittelwert Q1 ÷ Q5	337 (8.0)	271 (9.6)	37 (16.2)	22 (13.6)

Klammerwerte = Variationskoeffizienten in %

Tabelle 2: Konventionelle Festigkeits-
werte des Betons nach 28
Tagen

Prisma	$\dot{\epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta t$ 10 ⁻³ /min	t_w min	β_{pd} kg/cm ²	$\beta_{ps}(2')$ kg/cm ²	$\beta_{ps}(30')$ kg/cm ²	$\frac{\beta_{ps}(2')}{\beta_{pd}}$	$\frac{\beta_{ps}(30')}{\beta_{pd}}$	ϵ_u ‰	ϵ_{max} ‰	$E_{t(5+100)}$ t/cm ²
Q 1	0.15	2	240	215		0.90		1.65	3.75	320
Q 2	0.15	2	282	253		0.90		1.82	2.25	302
Q 3	0.15	2	209	186		0.89		1.54	3.36	291
Q 4	0.15	2	248	223		0.90		1.70	2.70	317
Q 5	0.15	2	242	219		0.90		1.72	2.70	259
Mittelwerte			244	219	198	0.90	≈ 0.81*	1.69	2.95	298

*Wert aus früheren Versuchen übernommen

Tabelle 3: Spannungs - Dehnungs - Verhalten der Betonprismen

Nenn- ø mm	Anzahl Stäbe	F_{eff} cm ²	$\dot{\epsilon}$ %/min	$\sigma_{fd}(\dot{\epsilon})$ t/cm ²	$\sigma_{fs}(\dot{\epsilon}=0)$ t/cm ²	$\beta_{zd}(\dot{\epsilon})$ t/cm ²	$\beta_{zs}(\dot{\epsilon}=0)$ t/cm ²	ϵ_{ev} %	λ gemessen %	ψ %	Stahl- qualität
12	3	0.281 (2.0)	1.25	4.92 (5.4)	4.75 (5.7)	5.42 (6.4)	5.18 (7.0)	2.1	6.6	62	Tor (wärmebe- handelt)
12	3	1.08	1.25	5.19	4.95	7.0	6.66	1.8	16.2	56	Box - ultra
30	3	6.96	1.25	5.79	5.54	7.92*	~7.50**	1.3	13.8	44	

Klammerwerte = Variationskoeffizienten in %

* Mittel aus zwei konventionellen Zugversuchen   ** geschätzt

Tabelle 4: Eigenschaften des verwendeten Stahles (gemäß dehnungsgesteuer-
ten Zugversuchen)

Q 1		
LS	$P_A(t)$	$P_E(t)$
1	1.0	1.0
2	23.6	22.8
3	1.0	1.0
4	23.6	23.2
5	32.0	31.1
6	39.0	36.4
7	44.0	41.5
8	48.0	44.7
9	46.0	44.5
10	47.3	45.6
11	48.9	47.3
12	50.4	48.8
13	51.6	48.5
14	51.8	47.6
15	51.0	47.4
16	50.7	46.5
17	50.6	46.7
18	50.0	44.2

Q 2		
LS	$P_A(t)$	$P_E(t)$
1	1.0	1.0
2	12.0	11.5
3	23.6	21.9
4	1.0	1.0
5	23.6	22.9
6	28.0	27.1
7	32.0	30.5
8	35.0	33.9
9	39.0	37.4
10	41.7	40.2
11	45.0	42.0
12	48.0	46.1
13	51.4	49.0
14	50.0	48.0
15	54.1	51.2
16	56.0	51.8
17	56.1	51.9

Q 3				
LS	$P_A(t)$	$P_E(t)$	$\bar{P}_A(t)$	$\bar{P}_E(t)$
1	1.0	1.0	0.16	0.16
2	1.0	1.0	1.64	1.28
3	1.0	1.0	0.16	0.16
4	23.6	22.6	0.16	0.16
5	23.6	23.3	1.64	1.28
6	23.6	23.1	1.64	1.48
7	23.6	23.2	2.28	2.04
8	28.5	27.6	2.28	2.04
9	33.2	32.2	2.28	2.14
10	33.2	32.5	2.91	2.50
11	39.0	37.3	2.91	2.59
12	42.8	40.5	2.91	2.69
13	46.8	44.8	2.91	2.64
14	49.7	47.1	2.91	2.63
15	52.6	49.0	2.91	2.63
16	54.2	50.0	2.91	2.68
17	54.2	Bruch	2.91	Bruch

Tabelle 5: Belastungsablauf Balken Q 1 bis Q 3

Q 4				
LS	$P_A(t)$	$P_E(t)$	$\bar{P}_A(t)$	$\bar{P}_E(t)$
1	1.0	1.0	0.16	0.16
2	1.0	1.0	1.64	1.36
3	1.0	1.0	0.16	0.16
4	23.6	22.7	0.16	0.16
5	23.6	23.2	1.64	1.49
6	23.6	23.3	1.64	1.49
7	23.6	23.4	2.28	2.01
8	28.5	26.7	2.28	2.10
9	33.2	30.8	2.28	2.10
10	33.2	32.3	2.91	2.50
11	39.0	37.6	2.91	2.70
12	42.8	41.2	2.91	2.78
13	46.6	44.8	2.91	2.86
14	51.2	48.8	2.91	2.91
15	50.0	48.8	2.91	2.85
16	54.4	52.3	2.91	2.91
17	56.0	51.9	2.91	2.82
18	55.5	52.4	2.91	2.91
19	55.2	52.6	2.91	2.91
20		52.6	> 3.0	Bruch

Q 5				
LS	$P_A(t)$	$P_E(t)$	$\bar{P}_A(t)$	$\bar{P}_E(t)$
1	1.0	1.0	0.16	0.16
2	1.0	1.0	1.64	1.24
3	1.0	1.0	0.16	0.16
4	23.6	22.8	0.16	0.16
5	23.6	23.2	1.64	1.36
6	23.6	23.2	1.64	1.45
7	23.6	23.3	2.28	2.02
8	33.2	31.5	2.28	2.07
9	33.2	32.5	2.91	2.52
10	42.8	40.5	2.91	2.72
11	41.5	40.5	2.91	2.91
12	47.5	45.4	2.91	2.91
13	52.3	49.3	2.91	2.76
14	55.0	Bruch	2.91	Bruch

Tabelle 6 : Belastungsablauf Balken Q 4 und Q 5

Balken	Theoretische Werte										Gemessene Werte			
	Vorberechnet				Nachberechnet									
	mit angenommenen Materialwerten				mit effektiven Materialwerten									
	Steg		Platte		Stegbruchlast (t)		Plattenfließlast (t)		Plattenanrisslast (t)		Stegmaximallast (t)		Plattenfließlast ³⁾ (t)	Plattenanrisslast (t)
	Bruchlast (t)	τ_s kg/cm ²	Fließlast (t)	τ_p kg/cm ²	Anfangslast	Endlast	Anfangslast	Endlast	Anfangslast	Endlast	Anfangslast	Endlast		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Q 1	$P_u^{Th} = 55$	50	$P_f^{Th} = 42.8$ $\bar{P} = 0$	$\tau_{xy} = 34.2$ $\tau_{yz} = 0$	$P_{uA}^{Th} = 61$	$P_{uE}^{Th} = 57$	$P_{fA}^{Th} = 44.2$ $\bar{P} = 0$	$P_{fE}^{Th} = 42.7$ $\bar{P} = 0$	$P_R = 27^1)$	$P_{uA}^{Ex} = 51.8$	$P_{uE}^{Ex} = 47.6$	$P_{fA}^{Ex} = 42.8^2)$ $\bar{P} = 0$	$P_R = 35$	
Q 2	$P_u^{Th} = 55$	50	$P_f^{Th} = 42.8$ $\bar{P} = 0$	$\tau_{xy} = 34.2$ $\tau_{yz} = 0$	$P_{uA}^{Th} = 61$	$P_{uE}^{Th} = 57$	$P_{fA}^{Th} = 44.2$ $\bar{P} = 0$	$P_{fE}^{Th} = 42.7$ $\bar{P} = 0$	$R_R = 40^1)$	$P_{uA}^{Ex} = 56.1$	$P_{uE}^{Ex} = 51.9$	$P_{fA}^{Ex} = 56.1$ $\bar{P} = 0$	$P_R = 37$	
Q 3	$P_u^{Th} = 54$	49	$P_f^{Th} = 42.8$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	$\tau_{xy} = 34.2$ $\tau_{yz} = 3.8$	$P_{uA}^{Th} = 60$	$P_{uE}^{Th} = 55$	$P_{fA}^{Th} = 44.2$ $\bar{P}_f^{Th} = 3.0$	$P_{fE}^{Th} = 42.7$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	—	$P_{uA}^{Ex} = 54.2$	$P_{uE}^{Ex} = 50$	$P_{fA}^{Ex} = 33.2$ $\bar{P}_f^{Ex} = 2.91$	—	
Q 4	$P_u^{Th} = 54$	49	$P_f^{Th} = 42.8$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	$\tau_{xy} = 34.2$ $\tau_{yz} = 3.8$	$P_{uA}^{Th} = 60$	$P_{uE}^{Th} = 55$	$P_{fA}^{Th} = 44.2$ $\bar{P}_f^{Th} = 3.0$	$P_{fE}^{Th} = 42.7$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	—	$P_{uA}^{Ex} = 56$	$P_{uE}^{Ex} = 51.9$	$P_{fA}^{Ex} = 51.2$ $\bar{P}_f^{Ex} = 2.91$	—	
Q 5	$P_u^{Th} = 54$	49	$P_f^{Th} = 42.8$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	$\tau_{xy} = 34.2$ $\tau_{yz} = 3.8$	$P_{uA}^{Th} = 60$	$P_{uE}^{Th} = 55$	$P_{fA}^{Th} = 44.2$ $\bar{P}_f^{Th} = 3.0$	$P_{fE}^{Th} = 42.7$ $\bar{P}_f^{Th} = 2.91$	—	$P_{uA}^{Ex} = 52.3$ (55)	$P_{uE}^{Ex} = 49.3$	$P_{fA}^{Ex} = 47.5$ $\bar{P}_f^{Ex} = 2.91$	—	

1) mit einer Zugfestigkeit = 20 kg/cm² gerechnet
2) interpolierte Laststufe zwischen Laststufen 6 und 7
3) Lasten der ersten Laststufe nach Fließen

Tabelle 7: Riss – Fließ – und Bruchlasten

Stab Nr.	Q 1		Q 2		Q 3		Q 4		Q 5	
	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage
26			320.8	320.8	169.0		202.5		202.0	
27			333.3	333.3	176.0		208.0		207.3	
28			345.8	345.8	183.0		213.5		212.5	
29					191.0		219.0		217.8	
30					199.0		224.5		223.0	
31					207.0		230.0		228.0	
32					215.0		235.5		233.0	
33					223.0		241.0		238.0	
34					231.0		246.5		244.0	
35					239.0		252.0		249.3	
36					247.0		257.5		254.5	
37					255.0		263.0		259.8	
38					265.0		268.5		265.0	
39					275.0		274.0		270.3	
40					285.0		279.5		275.5	
41					295.0		285.0		280.8	
42					305.0		290.5		286.0	
43					315.0		296.0		291.0	
44					325.0		301.5		296.5	
45					335.0		307.0		301.8	
46					345.0		317.0		307.0	
47					352.0		327.0		317.0	
48							337.0		327.0	
49							347.0		337.0	
50									347.0	

Stab Nr.	Q 1		Q 2		Q 3		Q 4		Q 5	
	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage	obere Lage	untere Lage
1	4.0	4.0	8.3	8.3	4.0	4.0	1.5	1.5	1.5	1.5
2	21.2	21.2	20.8	20.8	10.0	20.0	7.5	12.5	9.5	21.0
3	47.7	47.7	33.3	33.3	20.0	47.5	17.5	40.0	19.5	48.5
4	56.3	56.3	45.8	45.8	30.0	56.5	27.5	67.5	29.5	76.0
5	65.5	65.5	58.3	58.3	40.0	65.5	37.5	95.0	39.5	103.5
6	75.9	75.9	70.8	70.8	50.0	76.0	47.5	122.5	49.5	131.0
7	87.8	87.8	83.3	83.3	54.5	88.0	57.5	150.0	59.5	158.5
8	101.5	101.5	95.8	95.8	59.5	101.5	67.5	162.5	69.5	186.0
9	117.5	117.5	108.3	108.3	64.5	117.5	77.5	175.0	79.5	213.5
10	136.5	136.5	120.8	120.8	69.5	136.5	87.5	187.5	89.5	241.0
11	159.5	159.5	133.3	133.3	74.5	159.5	97.5	200.0	99.5	268.5
12	186.0	186.0	145.8	145.8	80.0	186.0	107.5	212.0	109.5	296.0
13	213.5	213.5	158.3	158.3	85.5	213.5	117.5	225.0	119.5	323.5
14	241.0	241.0	170.8	170.8	91.0	241.0	127.5	237.5	129.5	352.0
15	268.5	268.5	183.3	183.3	97.0	268.5	137.5	250.0	139.5	
16	296.0	296.0	195.8	195.8	103.0	296.0	147.5	262.5	149.5	
17	323.5	323.5	208.3	208.3	109.0	323.5	153.0	275.0	154.8	
18	352.0	352.0	220.8	220.8	115.0	352.0	158.5	287.5	160.0	
19			233.3	233.3	121.5		164.0	300.0	165.3	
20			245.8	245.8	128.0		169.5	326.0	170.5	
21			258.3	258.3	134.5		175.0	352.0	175.8	
22			270.8	270.8	141.0		180.5		181.0	
23			283.3	283.3	148.0		186.0		186.3	
24			295.8	295.8	155.0		191.5		191.5	
25			308.3	308.3	162.0		197.0		196.8	

Tabelle 8 : Abstände in cm der Plattenarmierungen – Stäbe vom linken bzw. rechten Plattenende

a - Längsschub allein

b - Längsschub + Querbiegung

c - Längsschub + Querbiegung + Quervorspannung

Bild 1: Problemstellung

Bild 3 – a: Spannungen bzw. Kräfte in der Platte nach Klassischer Theorie

Bild 3 – b : Mögliche Gleichgewichtszustände in der Platte

Bild 4: Flanschfachwerk – Modell

a - elastische Verteilung

von G_y (bei $y = 0$) für $b_0/b = 0.2$

b - plastische Verteilung

von G_y

nach a und b tritt die Zugkraft z bei $x \approx \frac{b}{2}$ auf.

c - Fachwerkmodell

$$\underline{\underline{\tan \beta = \frac{b/4}{b/2} = 0.5}}$$

$$Z = \frac{P}{2} \cdot \tan \beta = \frac{P}{4}$$

Bild 5: Abschätzung des Ausbreitungswinkels (β) einer Kraft P in Halbstreifen.

a- Superposition der Armierungen "klassisch" und Biegung

$$F_{eo} = \frac{1}{2} F_e (G_{hz}) + F_e (M_q) ; \quad F_{eu} = \frac{1}{2} F_e (G_{hz})$$

b- Superposition der Armierungen "Fachwerk" und Biegung

$$F_{eo} = \frac{1}{2} F_e (Z) + F_e (M_q) ; \quad F_{eu} = \frac{1}{2} F_e (Z)$$

c- Biegung mit Axial - Zugkraft "Fachwerk"

$$F_{eo} = f (Z, M_q) ; \quad F_{eu} = \text{nicht nötig}$$

Bild 7: Bemessungsmodelle für Längsschub und Querbiegung

Bild 8 : Querschnitt eines Plattenbalkens

Bild 9 : Einfluss der Stegdruckdiagonalen - Anzahl auf G_z

Bild 10 : Abmessungen und Armierungen

Genauere Eisenabstände siehe Tabelle 8

Bild 11 a: Plattenarmierung ($\phi = 6 \text{ mm}$) von Q1, Q2

Bild 11b : Plattenarmierung ($\phi = 6 \text{ mm}$) von Q3, Q4, Q5

Bild 12 : Beispiel für das σ - ϵ -Diagramm des Stahles $\varnothing$ 6 mm

Bild 13 : Gemittelttes idealisiertes σ - ϵ -Diagramm für $\varnothing$ 6 mm

Bild 14 : Beispiel für das σ - ϵ - Diagramm eines Betonprismas (Q 5)

Bild 15 : Gemittelte Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Auswertung

	Modell-armierung cm ²	Ergänzungs-armierung cm ²
<u>Q 1: Klassisches – Modell</u>		
obere Lage	5.8	4.1
untere Lage	5.8	4.1
<u>Q2: Fachwerk – Modell</u>		
obere Lage	6.8	9.1
untere Lage	6.8	9.1
<u>Q3: Superposition der Armierungen "klassisch" und Biegung</u>		
obere Lage	25.7	0.6
untere Lage	5.8	4.1
<u>Q 4: Superposition der Armierungen "Fachwerk" und Biegung</u>		
obere Lage	26.7	1.0
untere Lage	6.8	4.8
<u>Q5: Biegung mit Axial – Zugkraft "Fachwerk"</u>		
obere Lage	27.2	1.0
untere Lage	0.0	7.6

Bild 16: Übersicht Modellarmierungen und konstruktive Ergänzungs-armierungen

Laststellung P für Längsbeanspruchung bei $Q_1 - Q_5$:

Laststellung $\bar{P}$ für Querbeanspruchung bei $Q_3 - Q_5$:

Bild 17 : Belastungsanordnung für Längs - und Querbeanspruchung

Bild 18: Versuchsanlage für Balken Q 1 und Q 2 (Längsschub allein)

Bild 19: Versuchsanlage für Balken Q 3 bis Q 5 (Längsschub mit Querbiegung)

Bild 21 : Belastungsablauf für Balken Q 1

Bild 20 : Schema einer Laststufe mit
Phasen 1, 2 und 3

Bild 22 : Belastungsablauf für Balken Q 4

Bild 23 : Beispiel für Beanspruchung der Stegarmierung (Balken Q 2)

Stegdurchbiegung δ_s

Relative Plattendurchbiegung δ_r

Bild 24: Beispiele für die Durchbiegungen längs der Balken

Bild 25: Betonstauchung der Platte bei Balken Q 1

Bild 26: Betonstauchung der Platte bei Balken Q 2

Bild 27: Betonstauchung der Platte bei Balken Q 3

Bild 28: Betonstauchung der Platte bei Balken Q 4

Bild 29 : Betonstauchung der Platte bei Balken Q 5

Bild 30 : Messstellen an der Plattenarmierung (Oberseite) bei den Balken
Q1 ÷ Q5

Bild 31 - a: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 1

Q 1

◦ obere Armierungslage
• untere Armierungslage

Bild 31-b: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 1

Bild 32 - a: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 2

Q 2

- obere Armierungslage
- untere Armierungslage

Bild 32-b: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 2

Bild 33 : Abschätzung der Mittelliniendehnung der Plattenarmierung für Balken Q 3 ÷ Q 5

Bild 34 -a : Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 3

Q3

o obere Armierungslage
• untere Armierungslage

Bild 34 - b: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 3

Bild 34 -c: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 3

Bild 35 - a : Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 4

Q4

◦ obere Armierungslage
• untere Armierungslage

Bild 35 - b: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 4

Bild 35 -c: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 4

Bild 36 -a : Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 5

Q5

- obere Armierungslage
- untere Armierungslage

Bild 36 - b: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 5

Bild 36 - c: Dehnung der Plattenarmierung bei Balken Q 5

Bild 37 : Kraft pro Längeneinheit in der oberen Plattenarmierung des Balkens Q 1

Bild 38 : Kraft pro Längeneinheit in der oberen Plattenarmierung des Balkens Q 2

Bild 39 : Kraft pro Längeneinheit in der oberen Plattenarmierung des Balkens Q 3

Bild 40 : Kraft pro Längeneinheit in der oberen Plattenarmierung des Balkens Q 4

Bild 41 : Kraft pro Längeneinheit in der oberen Plattenarmierung des Balkens Q 5

Bild 42: Rissbreiten auf der Plattenoberseite bei Balken Q 1

$P_r = 39 \text{ t}$

$P = 44 \text{ t} \approx P_{II}$

$P_u = 51.8 \text{ t}$

Bild 43 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 1 (rechter Bereich).

$P = 39 \text{ t}$: in diesem Bereich noch keine Risse

$P = 44 \text{ t} \approx P_{III}$

$P_u = 51.8 \text{ t}$

Bild 44 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 1 (Bereich zwischen den zwei Lasten)

Plattenoberseite

Plattenunterseite

Bild 45 : Bruchbilder der Platte bei Balken Q 1

Bild 46 : Rissbreiten auf der Plattenoberseite bei Balken Q 2

$P_r = 39 \text{ t}$ (linker Bereich, da rechter Bereich ungerissen)

$P = 45 \text{ t} \approx P_{III}$

$P_u = 56.1 \text{ t}$

Bild 47 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 2 (rechter Bereich).

$P_r = 39 \text{ t}$
 $P = 45 \text{ t}$

in diesem Bereich noch keine Risse

$P_u = 56.1 \text{ t}$

Bild 48 : Rissbild der Platte bei Balken Q 2 (Bereich zwischen den zwei Lasten)

Plattenoberseite

Plattenunterseite

Bild 49 : Bruchbilder der Platte bei Balken Q 2

Bild 50: Rissbreiten auf der Plattenoberseite bei Balken Q 3

$\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$, $P_I = 23.6 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P = 46.8 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_u = 54.2 \text{ t}$

Bild 51 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 3 (rechter Bereich)

$\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$, $P_I = 23.6 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P = 46.8 \text{ t}$

Bild 52 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 3 (Bereich zwischen den zwei Lasten)

Bild 53 : Bruchbild der Platte bei Balken Q 3

Bild 54: Rissbreiten auf der Plattenoberseite bei Balken Q 4

$\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$, $P_I = 23.6 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_{III} = 42.8 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_U = 56 \text{ t}$

Bild 55 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 4 (rechter Bereich)

$\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$, $P_I = 23.6 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_{III} = 42.8 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.94 \text{ t}$, $P_U = 56 \text{ t}$

Bild 56 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 4 (Bereich zwischen den zwei Lasten)

Bild 57 : Bruchbild der Platte bei Balken Q 4

Bild 58 : Rissbreiten auf der Plattenoberseite bei Balken Q 5

$\bar{P}_I = 1.64 \text{ t}$, $P_I = 23.6 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_{III} = 42.8 \text{ t}$

$\bar{P}_{III} = 2.91 \text{ t}$, $P_U = 52.3 \text{ t}$

Bild 60 : Rissbilder der Platte bei Balken Q 5 (Bereich zwischen den zwei Lasten)

Bild 61 : Bruchbilder der Platte bei Balken Q 5

Bild 61 : Bruchbilder der Platte bei Balken Q 5

Bild 62 : Theoretische und gemessene Zugkraft pro Längeneinheit in der oberen Lage der Plattenarmierung bei Balken Q 1

Bild 63 : Theoretische und gemessene Zugkraft pro Längeneinheit in der oberen Lage der Plattenarmierung bei Balken Q 2

Bild 64: Theoretische und gemessene Zugkraft pro Längeneinheit in der oberen Lage der Plattenarmierung bei Balken Q 3

Bild 65: Theoretische und gemessene Zugkraft pro Längeneinheit in der oberen Lage der Plattenarmierung bei Balken Q 4

Bild 66 : Theoretische und gemessene Zugkraft pro Längeneinheit in der oberen Lage der Plattenarmierung bei Balken Q 5

ANHANG

Versuche zur Bestimmung des Verbundkoeffizienten κ

Der Verlauf der Stahldehnung in einem Risselement ist in Bild 67 schematisch aufgezeichnet. Die Stahldehnung ist im Rissquerschnitt am grössten ($\epsilon_{e \max}$), rechts und links davon nimmt sie infolge der durch das Ausziehen des Stahls aus dem Beton entstehenden Verbundspannungen ab. Bei der Ermittlung der Stahldehnungen mit Deformometern wird eine mittlere Dehnung ϵ_{em} über die Messstrecke a gemessen, wobei

$$\epsilon_{em} = \frac{1}{a} \int_0^a \epsilon_e(x) \cdot dx \quad .$$

Das Verhältnis

$$\kappa = \frac{\epsilon_{em}}{\epsilon_{e \max}}$$

wird als Verbundkoeffizient bezeichnet. Dieser ist abhängig von zahlreichen Parametern, so von Rissabstand, Stabdurchmesser, Höhe der Stahlbeanspruchung, Verlauf der Verbundspannungen längs der Zugarmierung, Form des σ - ϵ -Diagrammes des Stahls, Betoneigenschaften, usw.

Die in der Platte bei den Trägern Q1 bis Q5 gemessenen Dehnungen sind mittlere Dehnungen ϵ_{em} . Die maximale Spannung im Stahl entspricht aber $\epsilon_{e \max}$, und folglich benötigte man Angaben über den Verbundkoeffizienten κ . Zur Bestimmung dieses Koeffizienten wurden vier Nebenversuche Z1 bis Z4 durchgeführt: Jeweils zwei Stäbe aus dem Plattenarmierungsstahl $\emptyset 6$ mm wurden in einem Betonkörper $10 \times 10 \times 66$ cm einbetoniert (Bild 68). Die Körper Z1 und Z2 wiesen je einen einzigen vorgegebenen Riss auf, der durch Einbetonieren einer dünnen Metallscheibe erzeugt wurde. Bei Z1 lag dieser Riss in einem Querschnitt mit Messpunkten, bei Z2 in der Mitte zwischen den Messpunkten. Bei Z3 und Z4 wurden viele vorgegebene Risse im Abstand von 10 cm angeordnet. Bei Z3 fielen die vorgegebenen Risse mit den Querschnitten mit Messpunkten zusammen, bei Z4 lagen sie in der Mitte zwischen diesen Querschnitten.

Die Versuchskörper wurden in einer Zugmaschine zentrisch gezogen (Bild 69). An den oberen freien Strecken der Stahlstäbe wurde die Stahldehnung mit Hilfe von zwei elektronischen Dehnungsgebern gemessen. Der Mittelwert dieser zwei Dehnungen wurde als $\epsilon_{e \max}$ angesehen. Bei maximalen Dehnungen von 1.143‰, 1.668‰, 1.991‰ und 2.185‰ wurden jeweils die mittleren Dehnungen entlang der vier Zugkörper auf übliche Weise gemessen (Bild 68). Im Fließbereich (Dehnung bei Fließbeginn = 2.34‰) wurden die Versuche nicht weitergeführt, da κ dort keinen Einfluss auf die Stahlspannung mehr hat.

Bei den Messungen konnte je nach Rissabstand und Lage der Risse in bezug auf die Messstrecke zwischen sechs Typen unterschieden werden (Bild 71). Bei Typ 1 (Rissabstand = 15 cm) wurden die Messungen unmittelbar neben einem zufälligen Riss durchgeführt; bei Typ 2 (Rissabstand = 10 cm) wurden sie über einem vorgegebenen Riss vorgenommen. Bei einem Rissabstand von 20 cm wurde zwischen Messungen neben zufälligen Rissen (Typ 3) und solchen neben vorgegebenen Rissen (Typ 3') differenziert. Typ 4 und Typ 4'

weisen Rissabstände von 10 cm auf, wobei die Messstrecke bei Typ 4 mit einem zufälligen und einem vorgegebenen Riss abgegrenzt ist. Bei Typ 4' sind beide Risse vorgegeben.

Der Mittelwert des Verbundkoeffizienten κ ist für diese sechs Typen bei den verschiedenen $\epsilon_{e \max}$ in Bild 71 angegeben. Aus dem Vergleich zwischen Typ 3 und Typ 3' sowie Typ 4 und Typ 4' sieht man, dass κ bei vorgegebenen Rissen höher liegt als bei zufällig entstandenen Rissen.

Die Uebertragung der gewonnenen κ -Werte auf die Platte bei den Balkenversuchen ist sehr schwierig. Immerhin kann man aus den Rissebildern der Platten ablesen, dass bei den Balken Q3, Q4 und Q5 die Längsrisse in der Platte im allgemeinen durch die Messpunkte verlaufen (z.B. Bild 51). Da die Risse in der Platte zufällig entstehen, sind sie am ehesten vergleichbar mit den Rissen bei Typ 4: Rissabstand 10 cm und Risse bei den Messpunkten. Für diesen Fall liegt κ zwischen 0.84 und 0.88.

Bei den Balken Q1 und Q2 treten entweder mehrere Risse innerhalb der Messstrecke auf (Bild 43), oder es grenzen zwei Risse die Messstrecke ab, also wiederum etwa wie bei Typ 4.

Bei den Platten der Versuchsträger haben indessen zwei zusätzliche Aspekte auch noch einen Einfluss auf den Wert von κ : Erstens ist eine Druckspannung aus der Längsbiegung vorhanden, welche die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Stahl verbessert; somit wird κ bei der Platte kleiner als bei Typ 4. Dieser Effekt dürfte allerdings nicht wesentlich sein. Andererseits entstehen mit zunehmender Belastung weitere Risse innerhalb der Messstrecken, so dass κ grösser wird.

Aufgrund der Resultate dieser Nebenversuche und der angeführten Erwägungen wurde zur Abschätzung der maximalen Dehnungen und damit zur Ermittlung der Spannungen und Kräfte in der Plattenarmierung bei allen fünf Balken Q1 bis Q5 ein κ -Wert von 0.9 verwendet.

Bild 69: Zug- und Messvorrichtungen

Bild 70: Versuchskörper nach dem Prüfen

$\epsilon_{e\max}$ ‰	ζ_e t/cm ²	Verbundkoeffizient κ					
		Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 3'	Typ 4	Typ 4'
1,143	2,400	—	0,86	—	—	—	0,87
1,668	3,50	0,86	0,91	0,67	0,79	0,84	0,93
1,991	4,18	0,85	0,92	0,73	0,84	0,88	0,94
2,185	4,59	0,89	0,91	0,74	0,90	0,85	0,96

Bild 71: Auswertung der κ - Versuche