

Ergebnisse und Lehren aus Torsions- und Schubversuchen an vorgespannten Hohlkastenträgern: Vortrag

Autor(en): **Walther, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 2

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68070>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ergebnisse und Lehren aus Torsions- und Schubversuchen an vorgespannten Hohlkastenträgern

Von Dr. R. Walther, dipl. Ing. ETH, S. I. A., Basel/Stuttgart

DK 624.072.2: 624.012.47.001.4

Vortrag, gehalten am 16. Oktober 1964 an der ETH anlässlich der Studententagung über aktuelle Ingenieurprobleme, durchgeführt von der S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau

Schluss von Seite 9

3.4 Rissbildung

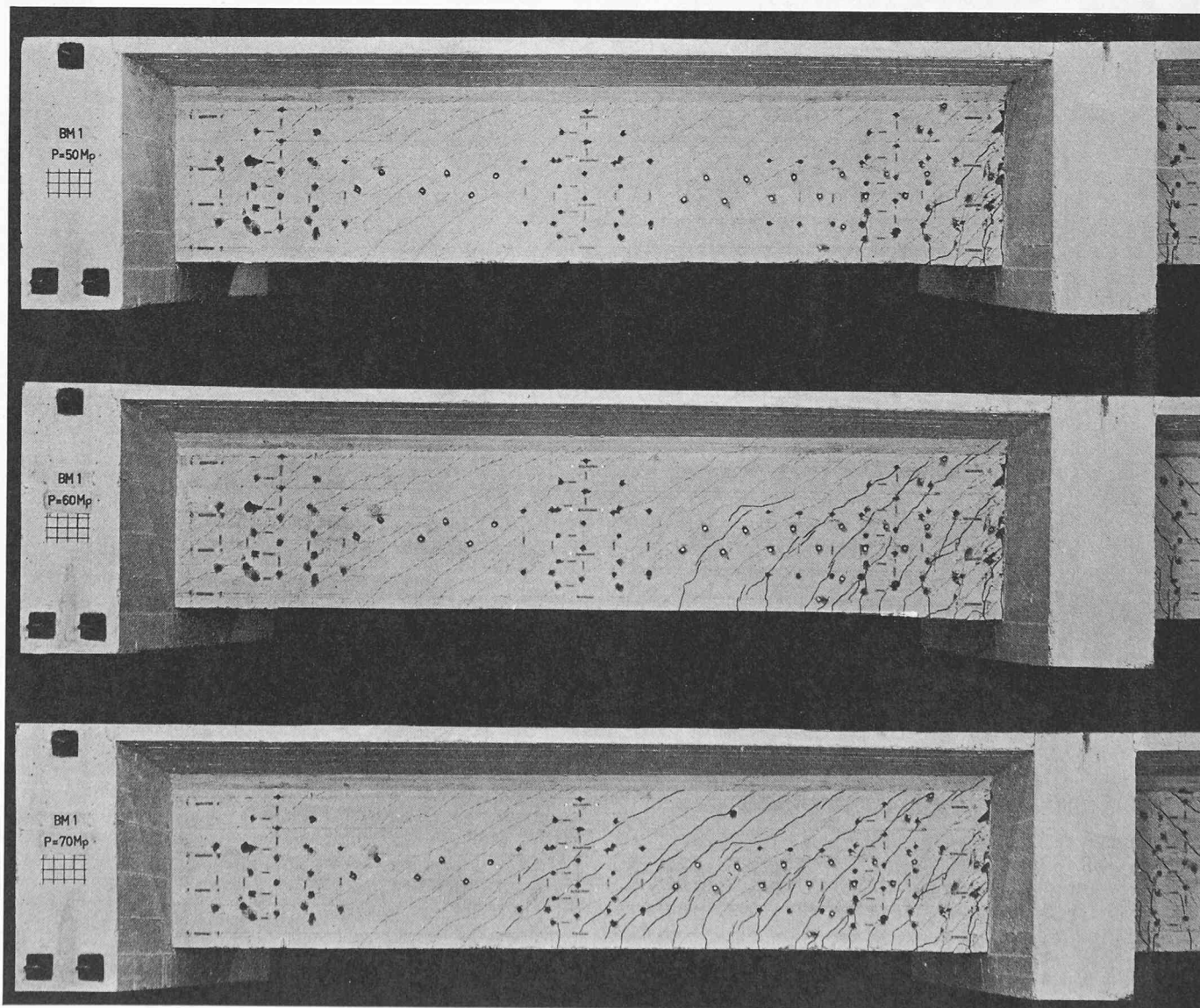
In Bild 13 ist die Entwicklung der Schubrisse in verschiedenen Laststufen beim Schubversuch des Trägers BM 1 nachgezeichnet. Die ersten Schubrisse sind in Feldmitte aufgetreten, während sich diejenigen gegen das Auflager zu erst bei bedeutend höheren Lasten gebildet haben, obwohl die Querkraft am Auflager wegen des Eigengewichts sogar noch etwas grösser ist als in Balkenmitte. Das Biegemoment hat daher einen grossen Einfluss auf die Schubrissbildung und damit auf die Beanspruchung der Schub- und Torsionsbewehrung.

Beim nachfolgenden Torsionsversuch (Bild 14) haben sich im lastnahen Steg erwartungsgemäss neue Schubrisse hinter den vorhergehenden gebildet. Im lastfernen Steg hingegen haben sich die alten

Schubrisse geschlossen, und es sind neue, gegenläufige Torsions-Schubrisse entstanden, und zwar etwa rechtwinklig zu den rechnermässigen Hauptzugspannungen. Auch in der Bodenplatte hat sich eine neue Schar von Schrägrissen über die bereits vorhandenen Biegerisse eingestellt.

Beim Träger BM 2 mit der grossen Torsionsbeanspruchung sind schon bei $P = 30$ t eine grosse Zahl von Torsions-Schubrisse über die ganze Länge des lastnahen und in gegenläufiger Richtung auch im lastfernen Steg aufgetreten (Bild 15). In der letzten vor dem Bruch gemessenen Laststufe von $P = 50$ t war die Rissentwicklung sehr weit fortgeschritten (Bild 16), die Risse waren jedoch durchweg noch recht fein und wegen der engen Torsionsbewehrung gut verteilt.

Bild 13. Auftreten der Schubrisse in verschiedenen Laststufen bei Träger BM 1 unter mittiger Belastung (oben $P = 50$ t; Mitte $P = 60$ t; unten $P = 70$ t)



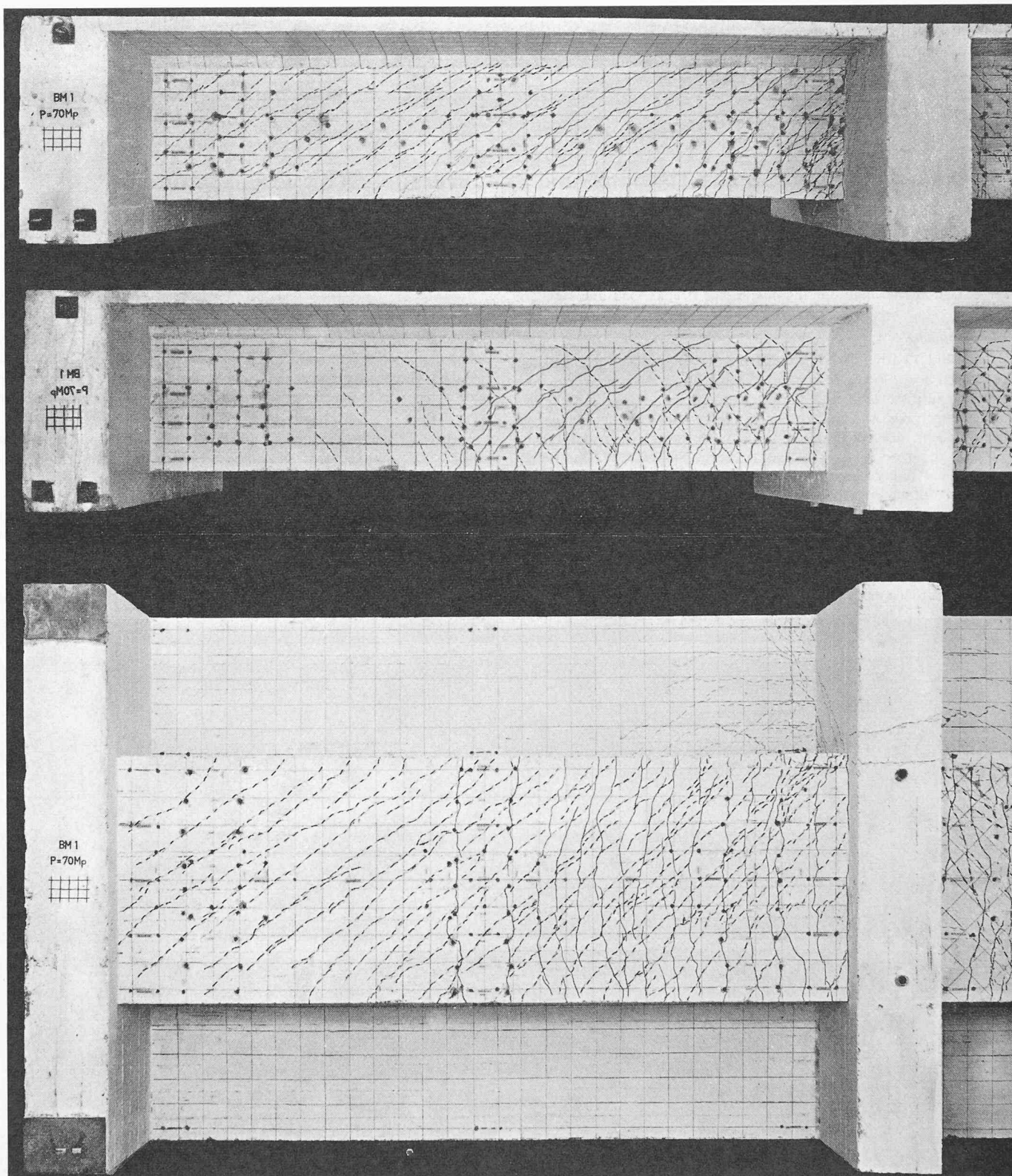


Bild 14. Rissentwicklung am Träger BM 1 bei der nachfolgenden ausmittigen Belastung ($P = 70 \text{ t}$). Die bei der ausmittigen Belastung entstandenen neuen Risse sind gestrichelt nachgezeichnet. Oben: lastnaher Steg; Mitte: lastferner Steg; unten: Bodenplatte

Risse, die auf die Wölbbehinderung an den Querträgern zurückzuführen gewesen wären, konnten bei keinem Versuch festgestellt werden.

In Bild 17 sind nun die Hauptzugspannungen ausgewertet, die zur Schubrissbildung führten. Die Anrisse erfolgten jeweils bei recht hohen Zugspannungen, die etwa einem Zehntel der Würfeldruckfestigkeit entsprechen. Da ein derartiger Anriss jedoch sofort eine innere Spannungsumlagerung verursacht, pflanzen sich solche Risse in Bereiche fort, in denen die für den homogenen Zustand berechneten Hauptzugspannungen bedeutend kleiner sind, und zwar bis zu Werten von etwa $\beta_w/30$. Dies ist besonders deutlich, wenn sich Schubrisse aus

Biegerissen entwickeln, wie dies ja bei normalen Stahlbetonträgern meistens der Fall ist. Die sehr niedrige Rissespannung von $\beta_w/32$ im lastfernen Steg des Trägers BM 2 ist wiederum auf das von der Theorie so stark abweichende Verformungsverhalten dieses Steges zurückzuführen.

Für Spannbeton kann man im groben Mittel etwa damit rechnen, dass Risse auftreten, wenn die schiefen Hauptzugspannungen im Steg etwa die Grösse von $1/10 \beta_w$ bis $1/20 \beta_w$ erreichen. Diese Werte liegen etwas höher als bei Stahlbeton, was auf die durch das Vorspannen bewirkte Verminderung der Schwindrissbildung zurückzuführen ist.

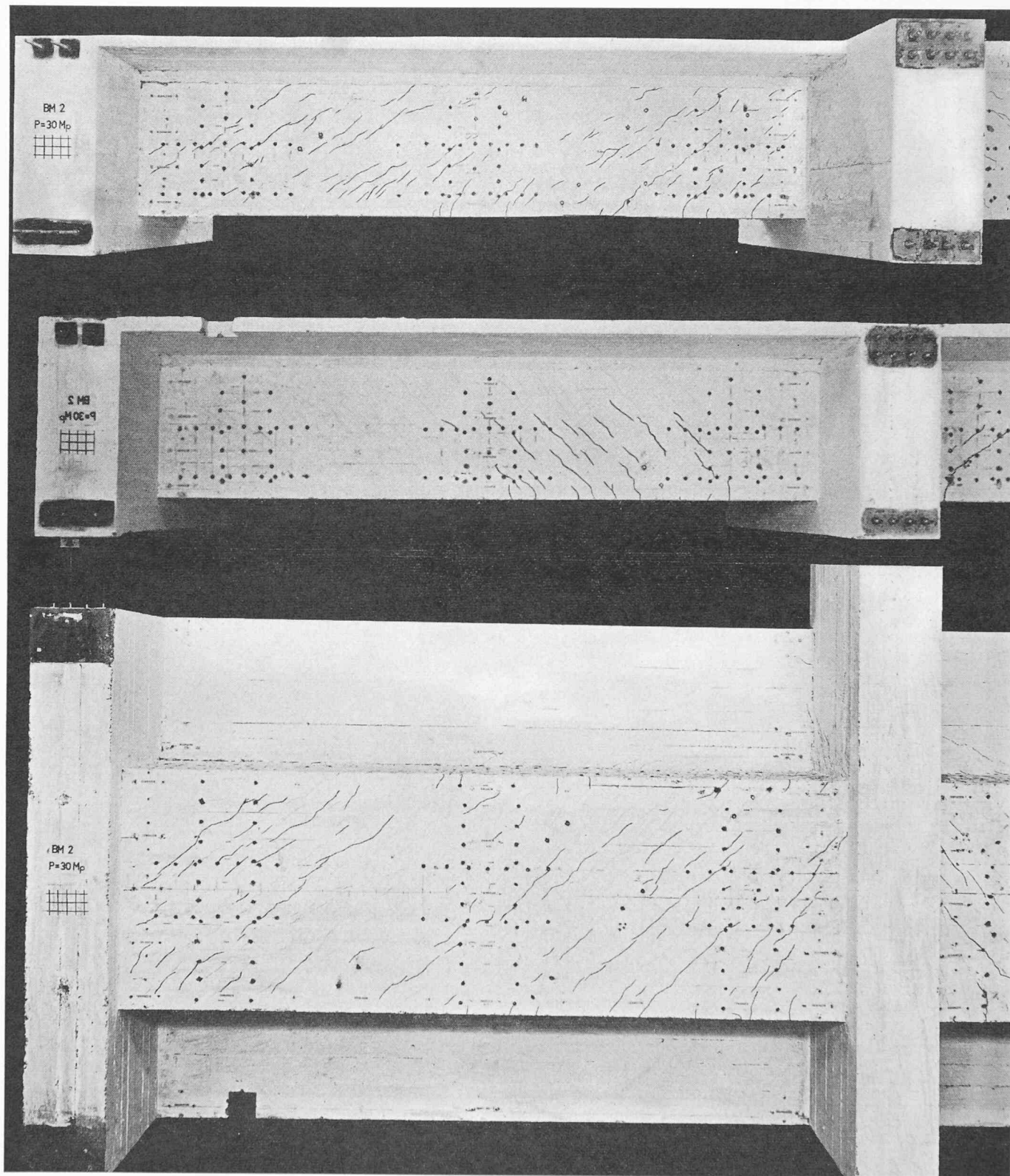


Bild 15. Aufgetretene Risse am Balken BM 2 bei 30 Mtp Belastung. Oben: lastnaher Steg; Mitte: lastferner Steg; unten: Bodenplatte

3.5 Durchbiegungen und Verdrehungen

In Bild 18 sind die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen des Trägers BM 2 aufgetragen und zwar für den lastnahen Steg (δ_{11}), den lastfernen Steg (δ_{11}) und die Mittelaxe (δ_m). Zum Vergleich sind noch die mittigen Durchbiegungen der Versuche BM 1-B und BM 1-T gestrichelt eingezeichnet. Es geht daraus hervor, dass die Durchbiegung der Mittelaxe bei BM-2 bedeutend grösser war als bei BM 1-B. Die Torsionsschubrisse führen daher nicht nur zu einer Verminderung der Torsionssteifigkeit, sondern auch zu einer beträchtlichen Verminderung der Biegesteifigkeit. Bemerkenswert ist auch die Tat-

sache, dass die (trotz der zum Auflager hin geneigten Torsionsrisse) Durchbiegung des lastfernen Steges (δ_{11}) etwa gleich gross war, wie die mittlere Durchbiegung des Biegeversuches BM 1-B. Dieser Steg wurde daher erheblich mehr auf Biegung beansprucht, als nach den herkömmlichen theoretischen Überlegungen zu erwarten war. Die gemessenen Verdrehungen des Mittelquerträgers (Bild 19) sind zunächst etwas geringer als die theoretischen Werte, wobei letztere für den homogenen Baustoff im Zustand I nach der bekannten Bredt'schen Formel unter Vernachlässigung der sogenannten Wölbkrafttorsion und ebenfalls unter Vernachlässigung der seitlichen Auskragungen berechnet wurden. Ob man diese geringe Differenz zwischen

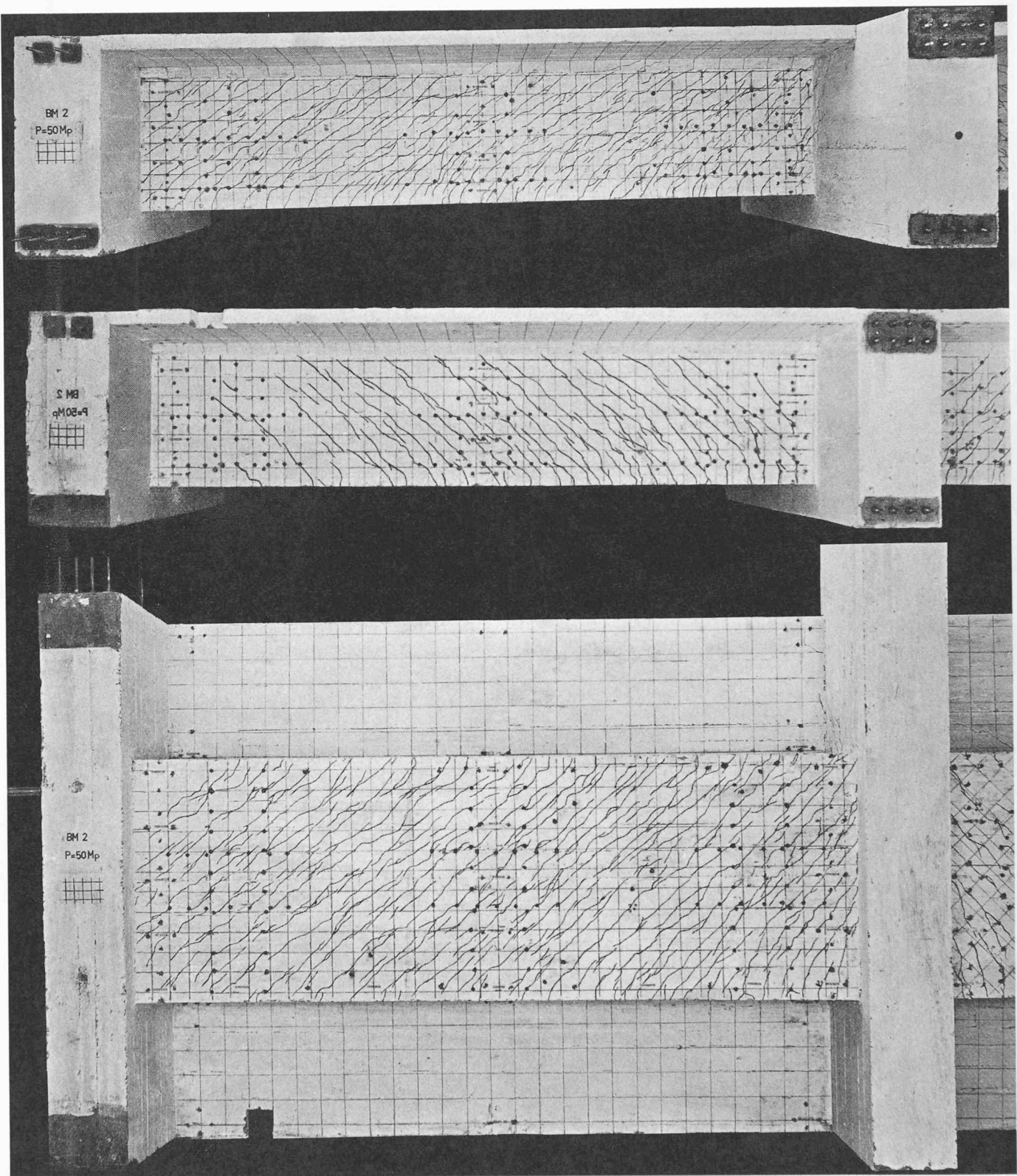


Bild 16. Rissbild des Balkens BM 2 bei 50 Mtp Belastung (letzte Laststufe vor dem Bruch). Oben: lastnaher Steg; Mitte: lastferner Steg; unten: Bodenplatte

theoretischer und gemessener Verdrehung bereits als eindeutigen Einfluss der Wölbbehinderung werten darf oder nicht, bleibe dahingestellt, jedenfalls zeigt sich, dass die Wölbbehinderung hier keinen bedeutenden Einfluss hat. Nach der Rissbildung nimmt die Verdrehungssteifigkeit sehr stark bis zu einem Fünftel des ursprünglichen Wertes ab. Dieser Umstand ist vor allem für den gewöhnlichen Stahlbeton wichtig, wenn schon im Gebrauchszustand mit Torsionsrissen gerechnet werden muss.

4. Folgerungen

4. 1. Die bei diesen Versuchen an kritischen Stellen angeordneten

Arbeitsfugen haben zu keinerlei Schäden Anlass gegeben. Wir glauben daher nicht, dass es angezeigt ist, bei grossen Hohlkastenträgern unbedingt im Tag- und Nachtbetrieb auf eine Herstellung in einem Guss zu bestehen. Eine saubere Arbeitsfuge bringt unseres Erachtens keine Nachteile.

4. 2. Seitlich neben dem Steg geführte Kabel sind bei dünnen Hohlkastenträgern zweifellos günstig. Damit lässt sich ein ungestörter Schubfluss erreichen. Wenn man die Kabel bei diesen Versuchen ins Steginnere verlegt hätte, so wäre mit Sicherheit ein vorzeitiges Versagen auf schiefen Druck eingetreten, da der mitwirkende Beton-

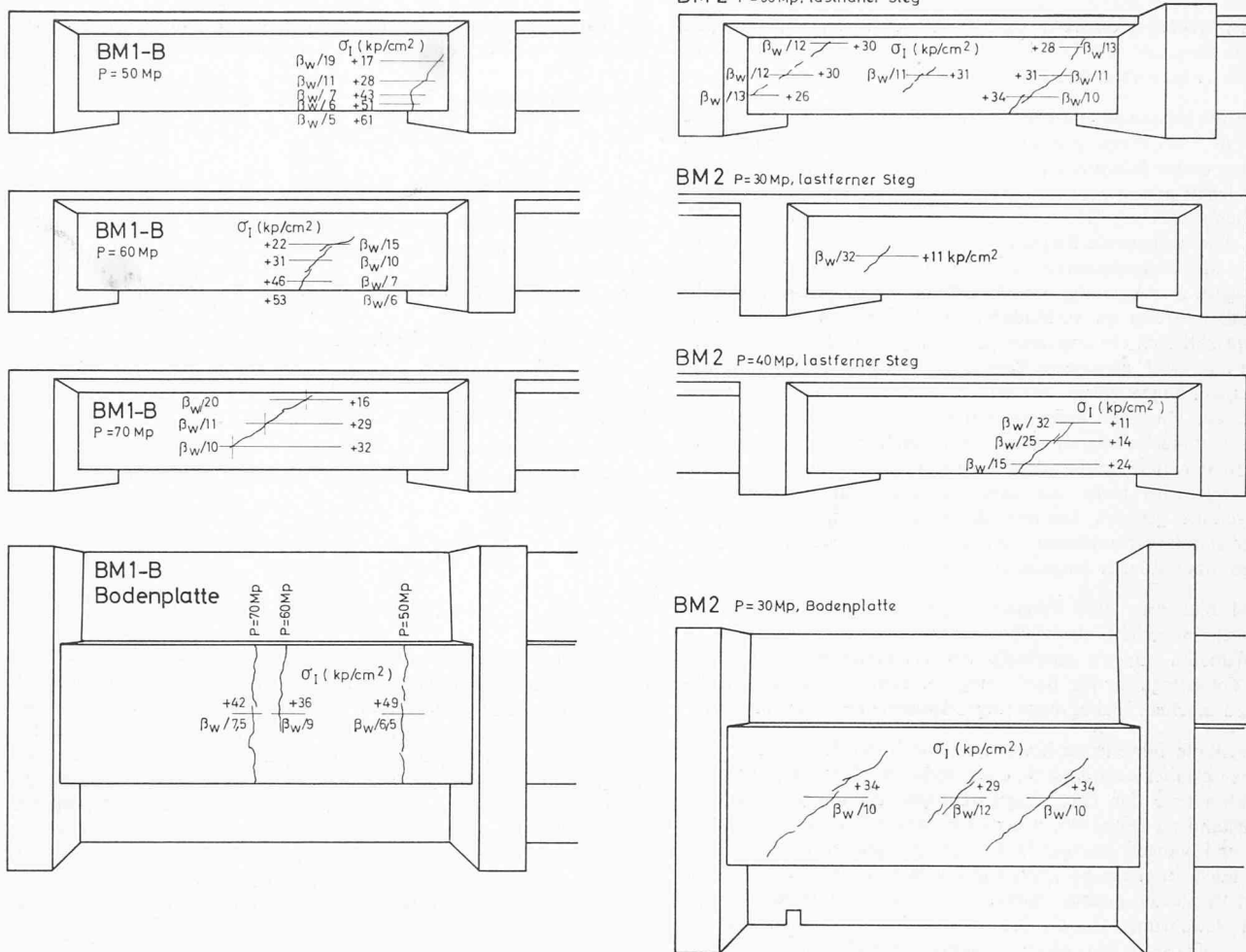


Bild 17. Errechnete Hauptzugspannungen σ_I beim Entstehen der Risse. Die Hauptzugspannungen sind als Absolutwerte (in kg/cm²) und als Verhältnis zur Würfeldruckfestigkeit (z. B. $\beta_w/12$) angegeben

querschnitt durch die innenliegenden Kabel ganz empfindlich geschwächt worden wäre. Aus der feinen Rissverteilung kann geschlossen werden, dass ein ausreichender Verbund zwischen den Spanngliedern und den Stegen auch bei seitlich geführten Spanngliedern ohne weiteres und ohne grossen Aufwand zu erreichen ist.

4. 3. Für den Beginn und den Verlauf der Rissbildung sind die im homogenen Zustand auftretenden Hauptzugspannungen massgebend. Sofern Rissfreiheit gefordert wird, müssen demnach die zul. Hauptzugspannungen begrenzt werden. Für die Rissesicherung, d.h. die Beschränkung der Rissbreiten, und für die Bruchsicherheit hingegen spielt die Grösse der Hauptzugspannungen keine wesentliche Rolle. Für die Beschränkung der Rissbreiten sind konstruktive Massnahmen erforderlich (z. B. dünne Stäbe in engem Abstand) und für die Bruchsicherheit müssen bei dünnwandigen und hoch auf Schub oder Tor-

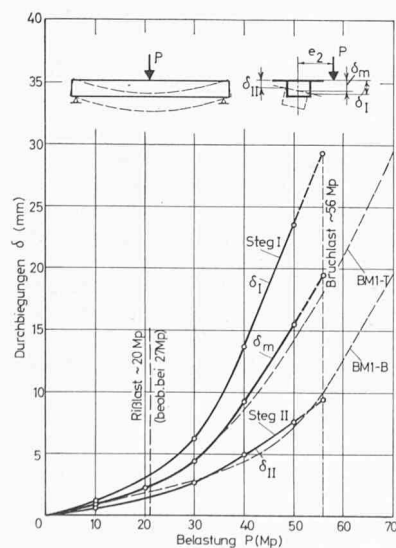


Bild 18. Durchbiegungen δ der beiden Stege und mittlere Durchbiegung δ_m in Feldmitte des Trägers BM 2 mit ausmittiger Belastung (zum Vergleich sind die mittleren Durchbiegungen in Feldmitte aus den Versuchen BM 1 - B und BM 1 - T aufgetragen)

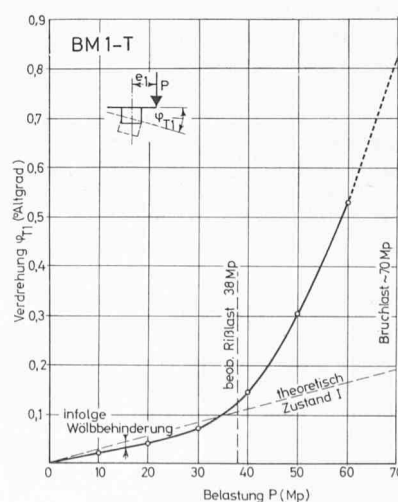
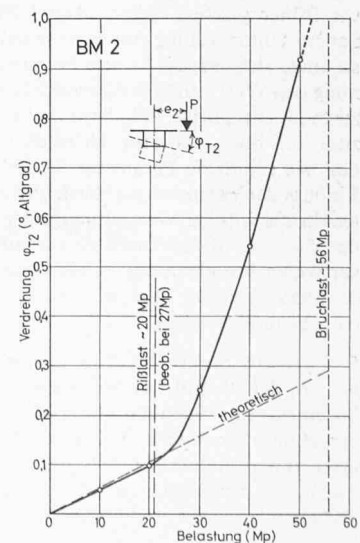


Bild 19. Gemessene Verdrehungen der Mittelquerträger von BM 1 - T und BM 2 unter ausmittiger Belastung



sion beanspruchten Konstruktionen die schiefen Druckspannungen begrenzt werden, die wie in 3. 2. gezeigt wurde, wesentlich grösser sind, als bisher angenommen.

4. 4 Wenn die Schubspannungen im wesentlichen von der Querkraft herrühren, also bei Biegung mit Querkraft entstehen, müssen die daraus resultierenden Hauptzugspannungen hauptsächlich durch vertikale oder leicht geneigte Bügel aufgenommen werden, da eine horizontale Stegbewehrung für diese Schubbeanspruchung wenig wirksam wird. Die horizontale Stegbewehrung wird dagegen hauptsächlich durch die Biegemomente beansprucht und ist vor allem bei hohen Trägern zweckmässig, um ein Öffnen der Biegerisse oberhalb der Hauptbewehrung zu verhindern. Bei Schub aus Torsion hingegen empfiehlt sich ein engmaschiges orthogonales Bewehrungsnetz falls nicht eine noch günstigere Bewehrungsführung in Richtung der Hauptzugspannungen gelegt werden kann. Dies ist in Stegen meist nicht möglich. Hingegen kann es sich bei stark auf Torsion beanspruchten Hohlkastenträgern durchaus empfehlen, die schlaaffe Bewehrung in der Bodenplatte den Hauptspannungsrichtungen anzupassen. Damit wird nicht nur ganz wesentlich am erforderlichen Stahlquerschnitt gespart, sondern derartige Bodenplatten können wegen der damit verbundenen Verminderung der schiefen Druckspannungen auch dünner ausgeführt werden.

5. Obwohl hier nur zwei Versuchsträger untersucht wurden, erscheint es uns angesichts der vielen Messungen und im Vergleich zu unseren früheren und zu ausländischen Versuchsergebnissen heute möglich, Vorschläge für die Bemessung der Schub- und Torsionsbewehrung zu machen. Dabei muss folgendes berücksichtigt werden:

5. 1 Die schlaaffe Bewehrung kommt erst nach der Rissbildung zum Tragen. Es ist daher nicht logisch, die Schub- und Torsionsbewehrung für die Aufnahme der Hauptzugspannungen im ungerissenen Gebrauchszustand zu bemessen, wie dies in den S.I.A.-Normen gefordert wird und mangels genügender Grundlagen über das Schubbruchverhalten auch durchaus gerechtfertigt erschien. Dies führt – wie wir bei diesen Versuchen gesehen haben – oft zu einer stark überdimensionierten Bewehrung. Da die Schub- und Torsionsbewehrung vor allem die Aufgabe haben, einen vorzeitigen Schub- oder Torsionsbruch zu verhindern, ist es auch gegeben, diese Bewehrung für den Bruchzustand zu bemessen.

5. 2 Es kann heute als gesichert gelten, dass die tatsächlichen Spannungen in der Schub- und Torsionsbewehrung eine Funktion von $\tau - \tau_{Riss}$ sind und im Bruchzustand durch Normalspannungen kaum mehr beeinflusst werden.

5. 3 Die Schubrissspannung τ_{Riss} ist nun nicht wie im Stahlbeton lediglich zur Hauptsache eine Funktion der Betonfestigkeit, sondern sie hängt ganz wesentlich vom inneren Spannungszustand, also auch von der Vorspannung ab. Wir definieren daher hier τ_{Riss} als diejenige Schubspannung, bei der in einem untersuchten Schnitt ein Schrägriss auftreten kann. Dies ist der Fall, wenn in diesem Schnitt die Hauptzugspannung an irgendeiner Stelle die Betonzugfestigkeit, d.h. wie wir früher gesehen haben, etwa $1/20 \beta_w$ überschreitet. Für eine genauere Untersuchung müssen wir daher die angenommene Belastung so lange steigern, bis in dem betreffenden Schnitt die Hauptzugspannung den Wert von $1/20 \beta_w$ erreicht und daraus die diesem Spannungszustand zugehörige Schubspannung ermitteln. Diese Methode mag zum Teil etwas umständlich erscheinen, sie hat jedoch den Vorteil, dass sie sämtliche Parameter theoretisch richtig erfasst, so z.B. den Einfluss der Vorspannung, der Exzentrizität der Spannglieder, der Umlenkkräfte infolge Vorspannung, der Grösse des gleichzeitig wirkenden äusseren Biegemomentes wie auch den Einfluss einer allfälligen vertikalen Vorspannung. Selbstverständlich sind Vereinfachungen für die Praxis möglich und werden auch zur Zeit von Prof. Leonhardt eingehend untersucht.

5. 4 Für die praktische Anwendung hat es sich als zweckmässig erwiesen, den Begriff des Schubdeckungsgrades η einzuführen. $\eta = 1$ bedeutet volle Schubdeckung, d.h. sämtliche aus der Schubbeanspruchung herrührenden inneren Zugkräfte müssen durch Stahleinlagen unter Einhaltung der zulässigen Spannungen gedeckt werden. Für $\eta = 0,5$ z.B. ist dagegen nur die Hälfte dieser Bewehrung erforderlich.

Für Schub aus Querkraft kann daher ganz einfach das um den Faktor η verminderte Schubdiagramm aufgezeichnet und die Schubbewehrung damit wie im Stahlbetonbau bemessen werden.

Im Folgenden ist die Berechnung dieses Schubdeckungsgrades zusammen mit Vorschlägen für eine weitere Vereinfachung angegeben.

Schubdeckungsgrad

$$\eta = \frac{\nu \tau_{g+p} + \tau_v - \tau_{Riss}}{\nu \tau_{g+p} + \tau_v}$$

τ_{g+p} = Schubspannung aus Querkraft und Torsion infolge $g + p$

τ_v = Schubspannung infolge Vorspannung bei geneigten oder gekrümmten Spanngliedern

τ_{Riss} = Schubspannung, bei der $\sigma_1 = \beta_z \cong \frac{\beta_w}{20}$

(bzw. $\cong \frac{\beta_w}{28}$ für Stahlbeton)

ν = Sicherheitsfaktor = 1,8

Vereinfachungen:

a) Vernachlässigung von τ_v , wenn es günstig, also τ_{g+p} entgegen wirkt

b) Vernachlässigung der günstigen Wirkung der Normalspannungen, d.h.

$$\tau_{Riss} = \frac{\beta_w}{20} \rightarrow \eta = 1 - \frac{\beta_w}{36 \tau_{g+p}} \text{ (für Spannbeton)}$$

$$\tau_{Riss} = \frac{\beta_w}{28} \rightarrow \eta = 1 - \frac{\beta_w}{50 \tau_{g+p}} \text{ (für Stahlbeton)}$$

Schon mit dieser den Einfluss der Vorspannung vernachlässigenden Vereinfachung ergeben sich für die Praxis im allgemeinen ganz beträchtliche Einsparungen im Vergleich zu den zur Zeit in den S.I.A.-Normen erhobenen Forderungen. Mit diesen Vereinfachungen erübrigt es sich auch, die Hauptzugspannungen zu berechnen, was für die Praxis eine grosse Erleichterung bedeuten dürfte. Als Beispiel sei noch angeführt, dass für den untersuchten Träger BM 1-Biegung der erforderliche Schubdeckungsgrad für den Mittelbereich nach dieser Methode 0,5 beträgt. Demnach hätte die Hälfte der eingelegten Schubbewehrung für eine genügende Bruchsicherheit ausgereicht, was auch dadurch eindeutig belegt werden kann, dass der gleiche Träger selbst unter der nachträglichen hohen Torsionsbeanspruchung, bei der die Schubspannungen mehr als verdoppelt wurden, noch eine Bruchsicherheit von 2,1 erreicht hat.

In Auflagernähe hätte der selbe Träger nur eines Schubdeckungsgrades von $\eta = 0,11$, also 11 % von der tatsächlich eingelegten Bewehrung bedurft. So schwache Schubbewehrungen sind allerdings bei Balken nicht zu empfehlen. Bekanntlich schreibt die S.I.A.-Norm 180 nichts über die erforderliche Schubbewehrung vor, solange die Hauptzugspannungen unter 8 kg/cm² bleiben. In der Praxis stellt sich daher immer wieder die Frage, wieviel an konstruktiver Schubbewehrung man einlegen soll. Wir sind der Meinung, dass man dabei am besten einen Mindestschubdeckungsgrad von etwa $\eta = 0,25$ ansetzen sollte. Für normale Spannbetonbalken ohne Torsionsbeanspruchung bedeutet dies, dass ein Viertel der unter Gebrauchslast vorhandenen Querkraft durch Stahleinlagen unter Einhaltung der zulässigen Stahlspannungen aufgenommen werden muss.

Für Platten kann man hingegen in vielen Fällen ohne Schubbewehrung auskommen. Jüngere Versuche, die im Rahmen des grossen Forschungs-Programmes von Prof. Leonhardt kürzlich am Otto-Graf-Institut in Stuttgart durchgeführt worden sind, haben jedoch gezeigt, dass man die zulässigen Schub- bzw. Hauptzugspannungen für Platten ohne Schubbewehrung recht niedrig ansetzen muss, um nicht einen vorzeitigen Schubbruch befürchten zu müssen. Diese Grenze kann etwa mit $1/75 \beta_w$, für B 300 also etwa mit σ_1 bzw. $\tau = 4$ kg/cm² angesetzt werden. Bei den meisten Vollplatten liegen die unter Gebrauchslast auftretenden Schubspannungen ohnehin unter diesem Wert; Hohlplatten hingegen müssen wie Balken behandelt werden und daher auch eine Mindestbewehrung nach dem vorhergehenden Vorschlag enthalten.

Wir hoffen, dass mit diesen Versuchen ein Beitrag zur Klärung des Schub- und Torsionsverhaltens von Spannbetonträgern geleistet wurde, der für die Praxis zu Vereinfachungen und Einsparungen führen kann. Abschliessend möchte der Verfasser dem Vorstand der *Beton- und Monierbau AG* und Prof. Leonhardt dafür danken, dass sie es ihm gestattet haben, hier über diese Versuche zu berichten.

Adresse des Verfassers: Dr. R. Walther, Otto-Graf-Institut, 7000 Stuttgart-Vaihingen, Robert-Leicht-Strasse 209.