

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 83 (1965)
Heft: 1

Artikel: Ergebnisse und Lehren aus Torsions- und Schubversuchen an vorgespannten Hohlkastenträgern: Vortrag
Autor: Walther, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68067>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 19.11.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Anmerkung

Der vorstehende Aufsatz bildet die Einleitung zu einer *Architekturgeschichte Venedigs* von Prof. Dr. Richard Zürcher, welche später in Buchform erscheinen soll. Deren beide Hauptteile behandeln die Entwicklung des Sakralbaues und des Profanbaues von der romanisch-byzantinischen Zeit bis zum Ende des Barocks.

Zur Illustrierung haben wir auf Grund von Vorlagen des Autors entsprechende Wiedergaben aus bereits publizierten Schriften gewählt. Von den Bildern – deren Urheber mit denjenigen im künftigen Werk

„Architekturgeschichte Venedigs“ nicht identisch sein dürften – entstammen: Die Zeichnungen von Canaletto (S. 1 und Tafel 2) dem Band *Canaletto*, Verlag Aldo Martello, Mailand; die Photographien Kirche S. Moisè (Tafel 1) und des Palazzo Foscari dem Buch *Venedig* (mit Aufnahmen von Dr. Martin Hürlimann), „Atlantis“-Verlag AG, Zürich (für deren Reproduktionserlaubnis wir bestens danken); die Photos der Palazzi dei Camerlenghi und Dario sowie des Arsenaleinganges der Publikation *Venice*, „Spring Books“, London (Photographen L. Donati und G. Guzzoni).

Ergebnisse und Lehren aus Torsions- und Schubversuchen an vorgespannten Hohlkastenträgern

DK 624. 072. 2: 624. 012. 47. 001. 4

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

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

1. Vorbemerkung

Über das Torsionsverhalten von Stahl- und Spannbeton-Balken lagen bisher nur sehr spärliche Versuchsergebnisse vor. Aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der *Beton- und Monierbau AG* stellte die Gesellschaft dem *Otto-Graf-Institut* (Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen an der Techn. Hochschule Stuttgart) Forschungsmittel zur Verfügung, um grosse vorgespannte Hohlkastenträger unter Torsionsbeanspruchung zu untersuchen. Bild 1 zeigt einen solchen Versuchsträger im Prüfstand.

Da auch das Schubproblem im Spannbeton noch nicht völlig geklärt ist, wurden zwei solcher Hohlkastenträger hergestellt, wobei der eine (mit BM 1 bezeichnet) auf Biegung mit Querkraft, der andere (BM 2) auf Biegung, Querkraft und Torsion beansprucht wurde. Für den Fall, dass sich bei BM 1 unter hohen Lasten nicht ein Schubsondern ein Biegebruch anzeigen sollte, was zu erwarten war und auch tatsächlich eintrat, sollte dieser Träger nachträglich ebenfalls noch zusätzlich auf Torsion beansprucht werden, jedoch mit einem geringeren Torsionsmoment als bei BM 2. Beim Versuch BM 1 Biegung wurde die Druckpresse daher in der Balkenaxe angeordnet, bei BM 1 Torsion am äusseren Rand der Druckplatte und bei BM 2 schliesslich am Ende des seitlich ausladenden Mittelquerträgers.

Über diese Versuche wurde von F. Leonhardt und R. Walther in der Jubiläumsschrift 1889-1964 der *Beton- und Monierbau AG*, Düsseldorf (herausgegeben am 15. Oktober 1964) eingehend berichtet. In der vorliegenden Veröffentlichung werden die Versuche selbst

daher nur soweit zusammenfassend behandelt, als dies für die Beurteilung der wesentlichsten Ergebnisse notwendig erscheint. Für ein eingehenderes Studium verweisen wir auf die genannte Jubiläumsschrift¹⁾.

2. Planung und Aufbau der Versuche

In Bild 2 sind die Abmessungen der beiden Versuchskörper in Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt dargestellt. Die Spannweite betrug 6 m und die Bauhöhe des Hohlkastens 65 cm. Die Stege, die Boden- und Fahrbahnplatte wurden mit 8 cm bzw. 7 cm absichtlich sehr dünn gewählt, um hohe Torsionsspannungen erzielen zu können. In Anlehnung an die Praxis liess man die Fahrbahnplatte seitlich weit auskragen. An den Enden und in Feldmitte wurden steife Querträger angeordnet, wobei an den Endquerträgern ein Mannloch ausgespart wurde, um die Rissbildung auch von innen her beobachten zu können.

Die Spannglieder wurden nicht im, sondern seitlich neben dem Steg angeordnet, um einen möglichst ungestörten Schubfluss zu erreichen. Diese von F. Leonhardt entwickelte Kabelführung hat sich schon bei mehreren grossen Brücken auch in der Praxis als sehr zweckmässig erwiesen. Wie aus Bild 2 hervorgeht, wurden zwei 25 t-Spannglieder gerade bis zu den Auflagern geführt, während die beiden anderen schräg nach oben verliefen.

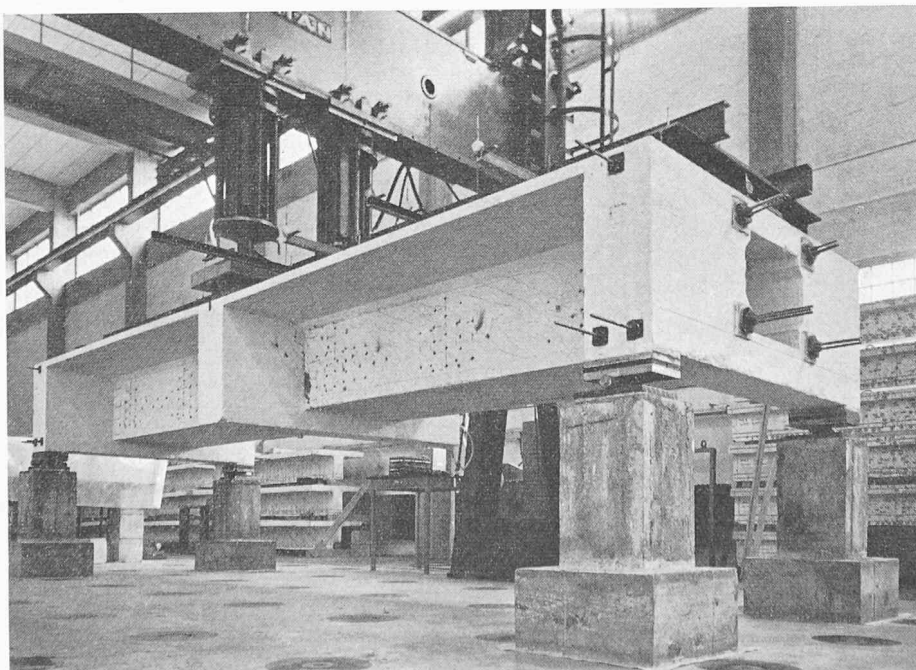
Eines der Ziele dieser Versuche war die Ermittlung der erforderlichen Schub- und Torsionsbewehrung. Im Gegensatz zur Praxis sind jedoch bei solchen Versuchen keine Gebrauchslasten gegeben, für die die Versuchskörper und damit die Schub- und Torsionsbewehrung zu bemessen wären, umso mehr als die zulässige Schub- und Torsionsbeanspruchung hier eine der zu bestimmenden Unbekannten war. Um jedoch trotzdem Anhaltspunkte für eine Bemessung zu finden, wurde willkürlich als rechnerische Gebrauchslast diejenige Last festgelegt, die für Biegung allein zulässig gewesen wäre und zwar unter der Annahme einer beschränkten Vorspannung mit zulässigen Biegezugspannungen von 25 kg/cm².

Damit ergab sich eine Nutzlast von $P = 33,5 \text{ t}$.

Vergleichsweise sei angeführt, dass die zulässige Nutzlast für volle Vorspannung nur 25 t betragen hätte. Bei einer Beschränkung der schiefen Hauptzugspannungen auf $\sigma_1 = 8 \text{ kg/cm}^2$, wie sie in den S.I.A.-Normen ohne Nachweis der Schub- oder Torsionsbewehrung für eine Betonfestigkeit von $\beta_w = 300 \text{ kg/cm}^2$ vorgesehen ist, hätte die zulässige Nutzlast bei BM 2 wegen der

¹⁾ Zu beziehen bei der Hauptverwaltung der Beton- und Monierbau AG, 4000 Düsseldorf, Goethestrasse 36 a.

Bild 1. Vorgespannter Hohlkastenträger mit 6,30 m Länge, 2,10 m Breite und 0,65 m Höhe im Prüfstand



grossen Torsionsbeanspruchung nur etwa 12 t betragen.

Die schlaffe Bewehrung wurde nun für die Aufnahme sämtlicher Zugspannungen infolge Eigengewicht, Vorspannung und der eben definierten Nutzlast von 33,5 t (zul $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$) bemessen. Beim Balken BM 1 wurde der Lastfall Biegung + Querkraft, nicht jedoch die später noch aufgebraute zusätzliche Torsion berücksichtigt. Für BM 1 war daher bedeutend weniger schlaffe Bewehrung erforderlich als für den stark auf Torsion beanspruchten Träger BM 2.

Bild 3 zeigt die Bewehrung der Stege und Bodenplatten für die beiden Träger BM 1 und BM 2. Die gesamte Bewehrung wurden in Form orthogonaler Netze ausgelegt. BM 1 enthielt in jedem Steg eine zweischnittige Bügelbewehrung vom $\phi 6 \text{ mm}$ und einem Abstand von 10 cm gegenüber $\phi 8 \text{ mm}$ und $a = 6,5 \text{ cm}$ bei BM 2. Diese Bügelbewehrung wurde über die ganze Balkenlänge und auch für beide Stege beibehalten, obwohl für den Fall Biegung + Querkraft wegen der geringeren Hauptzugspannungen gegen das Auflager eine kleine Verminderung und bei Torsionsbeanspruchung im lastfernen Steg sogar eine ganz beträchtliche Verminderung der Stegbewehrung zulässig gewesen wäre. Die horizontale Stegbewehrung wurde entsprechend dem Hauptzugspannungsverlauf im unteren Teil enger gelegt als im oberen.

In der Bodenplatte wurden zwei Lagen orthogonaler Netze angeordnet und zwar in der einen Balkenhälfte parallel zur Balkenachse, in der anderen jedoch unter 45° . Man wollte damit den Einfluss der Bewehrungsrichtung auf die Beanspruchung und die Rissbildung studieren und dabei klären, ob sich bei sehr grosser Torsion eine Anpassung der Bewehrungsrichtung an die Trajektorienrichtung lohnte.

Aus diesem Bild geht auch die Lagerungs- und Belastungsart gut hervor: Die Träger ruhten aussen an den Endquerträgern auf Rollen und Gummischichtlagern; bei BM 1 Biegung war die Last in der Mitte, bei BM 1 Torsion mit kleiner Exzentrizität und bei BM 2 mit grosser Exzentrizität aufgebracht.

In Bild 4 ist die Bewehrungsanordnung im Querschnitt wiedergegeben, aus der vor allem zu entnehmen ist, wie die seitlich geführten Spannglieder durch kleine Bügel mit dem Steg verbunden sind.

Die Versuchsträger wurden abschnittsweise hergestellt. Zunächst wurden die Querträger getrennt geschalt, betoniert und vorgespannt. Damit wollte man verhindern, dass die Querträgervorspannung einen Einfluss auf den hier allein interessierenden Hohlkastenträger ausübe.

Danach wurde die Bewehrung der Bodenplatte und der Stege ausgelegt und mit den aus den Querträgern vorstehenden Anschlussstäben durch Schweissung verbunden. Die Anschlussflächen an den Querträgern wurden durch Spitzen aufgeraut. Nach Einfädeln der Spannglieder wurden die Bodenplatte und die Stege in einem Zuge betoniert. Zum Schluss wurde die Fahrbahnplatte hergestellt. Es sei schon hier vorweg genommen, dass dieses abschnittsweise Betonieren zu keinerlei Sch-

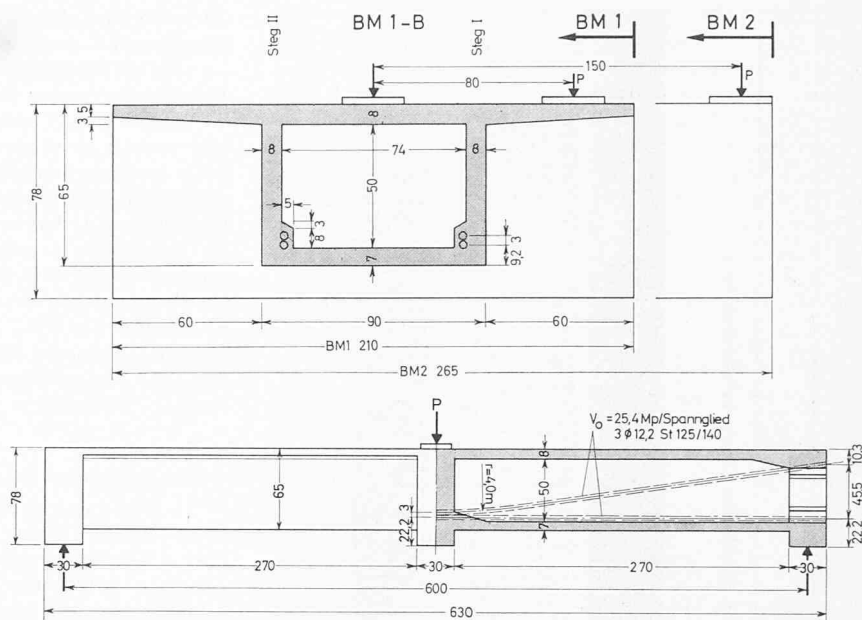


Bild 2. Versuchskörper, Ansicht und Längsschnitt I : 60, Querschnitt 1 : 30

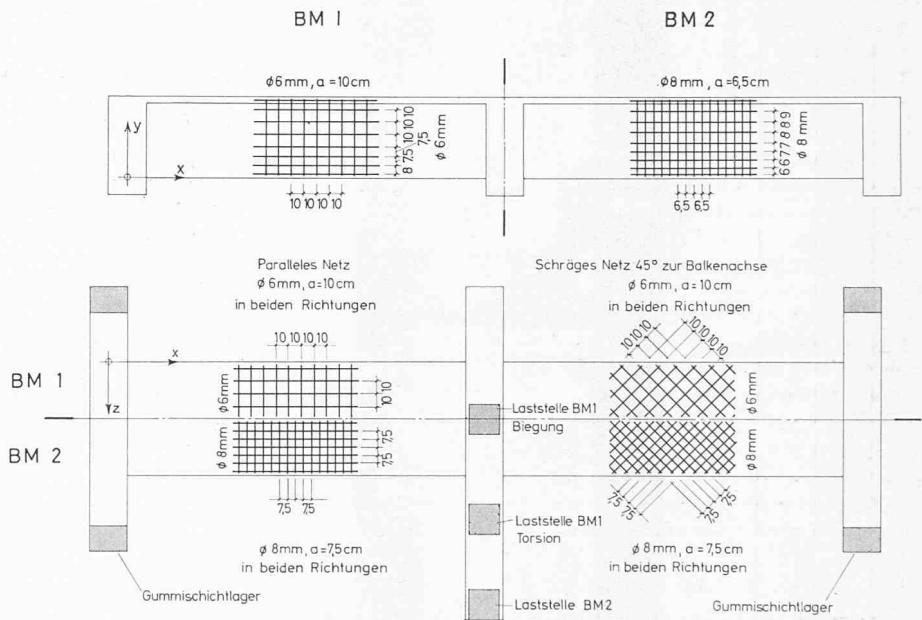


Bild 3. Bewehrung der Stege und Bodenplatten der beiden Träger BM 1 und BM 2

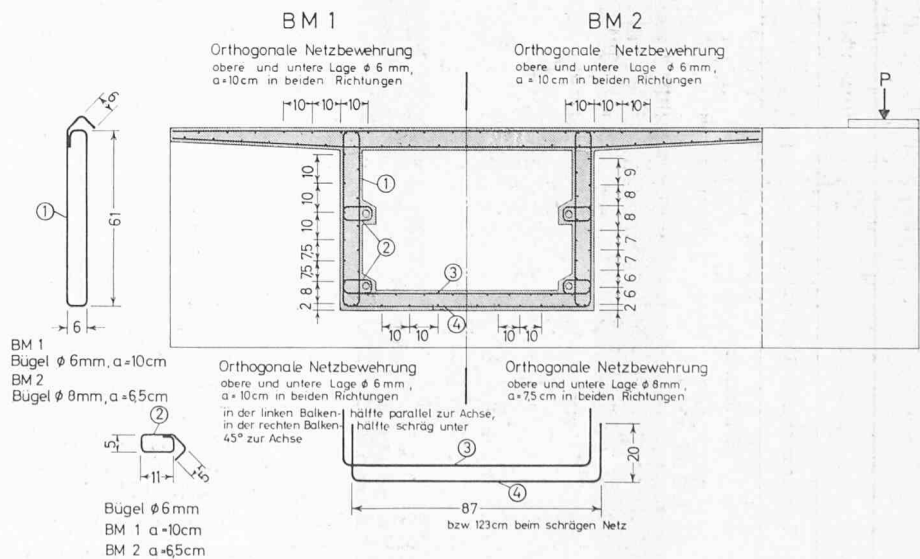


Bild 4. Bewehrungsführung im Querschnitt

| | | | |
|-----------------------------|--|--|------------------------------|
| | BM 1 – Biegung | BM 1 – Torsion | BM 2 – Torsion |
| Bruchlast | Versuch bei 70 Mp ohne Bruch abgebrochen | 70 MP = $2,1 \cdot P_{Nutz}$ | 57 Mp = $1,7 \cdot P_{Nutz}$ |
| Torsionsmoment: Biegemoment | 0 | 0,26 | 0,5 |
| Bruchursache | — | Versagen des Betons auf schiefen Druck im lastnahen Steg | |

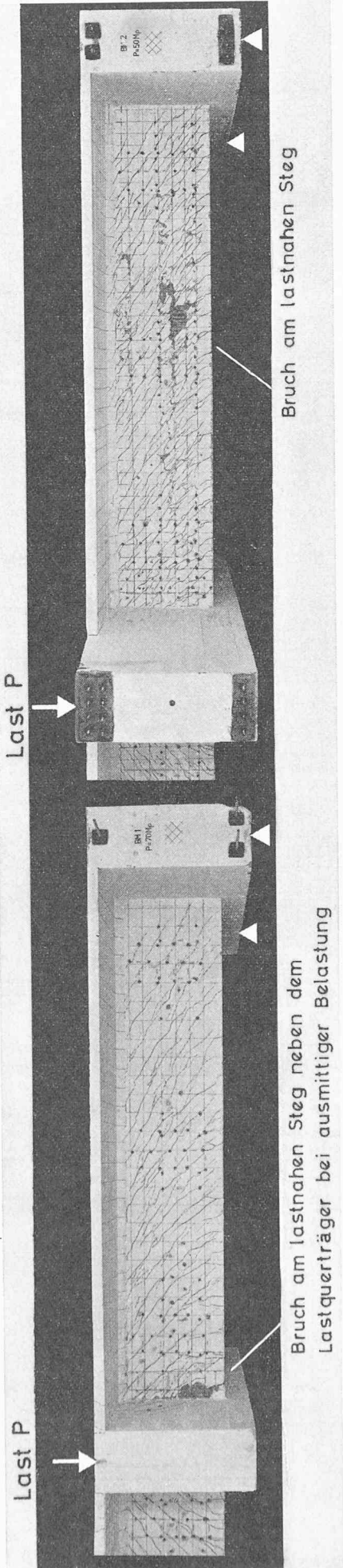


Bild 5. Übersicht über die Bruchlasten, Bruchursachen und Bruchstellen der beiden Träger

den geführt hat, obwohl doch gerade in den Anschlussfugen die grössten Spannungen vorhanden waren.

Auf die theoretische Spannungsverteilung, wie sie sich für Saint-Venant'sche Torsion (Vernachlässigung der hier ohnehin geringen Wölbbehinderung) nach der bekannten Bredt'schen Formel ergibt, kann hier im einzelnen nicht eingegangen werden (siehe dazu die eingangs erwähnte Jubiläumsschrift der Beton- und Monierbau AG). Es sei lediglich erwähnt, dass die grössten Hauptzugspannungen bei BM-1-Biegung $\sigma_I \cong 15 \text{ kg/cm}^2$, bei BM-1-Torsion im lastnahen Steg und in der Bodenplatte hingegen $\sigma_I \cong 37 \text{ kg/cm}^2$ betragen haben. Letztere entsprechen also etwa dem 2,5fachen Wert der Hauptzugspannungen, für die die schlaffe Bewehrung dieses Trägers ursprünglich bemessen worden war. Bei BM 2 schliesslich lagen die grössten Hauptzugspannungen im lastnahen Steg und in der Bodenplatte mit $\sigma_I = 50 \text{ kg/cm}^2$ weit über den zulässigen Werten (S.I.A.-Norm: zul $\sigma_I \cong 21 \text{ kg/cm}^2$ für $\beta_w = 300 \text{ kg/cm}^2$).

3. Ergebnisse

3.1 Bruchlasten und Bruchursache

In Bild 5 sind die Bruchursachen und die Bruchlasten für die drei an den beiden Trägern durchgeführten Versuche zusammengestellt²⁾. Grosse Stahldehnungen in den Längsbewehrungen liessen erkennen, dass beim Balken BM 1 bei mittlerer Belastung mit Sicherheit kein Schub- sondern ein Biegebruch eingetreten wäre. Da die Biegebruchlast mit genügender Genauigkeit vorausberechnet werden kann, war dieser Fall hier nicht von besonderem Interesse, weshalb der Versuch bei $P = 70 \text{ t}$ abgebrochen wurde und der selbe Balken nachträglich mit einer aussermittigen Belastung zusätzlich auf Torsion geprüft wurde (Verhältnis von Torsions- zu Biegemoment $M_T/M_B = 0,26$). In diesem 2. Versuch betrug die Bruchlast $P = 70 \text{ t}$ (BM 1-T), was der 2,1fachen Nutzlast entspricht. Der Träger BM 2 mit dem bedeutend grösseren Torsionsmoment ($M_T/M_B = 0,5$) erreichte eine Bruchlast von 57 t oder 1,7mal der bei beschränkter Vorspannung für Biegung allein massgebenden Nutzlast. Für die der vollen Vorspannung entsprechende Nutzlast von $P = 25 \text{ t}$ wäre die Bruchsicherheit demnach 2,3 und für $P = 12 \text{ t}$ (Beschränkung der schiefen Hauptzugspannungen auf $\sigma_I = 8 \text{ kg/cm}^2$) sogar 4,8 gewesen.

Die Bruchursache war für beide Träger die selbe, nämlich Versagen des Betons im lastnahen Steg auf schiefen Druck. Wir können daraus bereits die sowohl für Stahlbeton wie auch für Spannbeton wichtige Erkenntnis ableiten, dass bei ausreichender schlaffer Bewehrung immer die Hauptdruckspannungen für das Versagen von Stegen oder hoch auf Schub beanspruchten Scheiben massgebend sind. Es ist daher grundsätzlich falsch, für den Bruchsicherheitsnachweis eine Beschränkung der schiefen Hauptzugspannungen anzusetzen, wie dies in der zur Zeit gültigen DIN 4227 und implizite auch in den S.I.A.-Normen der Fall ist, ganz abgesehen davon, dass man von Hauptzugspannungen im gerissenen Zustand gar nicht mehr sprechen kann. Dagegen verdienen die schiefen Druckspannungen grösste Aufmerksamkeit, denn sie liegen ganz erheblich über den bisher erwarteten Werten.

3.2 Schiefe Druckspannungen

Dies geht aus Bild 6, das die gemessenen Druckspannungen in den schrägen, durch die schiefen Risse begrenzten Betonstreben zeigt, deutlich hervor. Beim Träger BM-1-Biegung, der lediglich durch die Querkraft auf Schub beansprucht wurde, sind die schiefen Hauptdruckspannungen im Steg erwartungsgemäss verhältnismässig klein. Immerhin betragen sie im Extremfall etwa das Doppelte der rechnermässigen Schubspannungen. Bei zusätzlicher Torsionsbeanspruchung wachsen diese schiefen Betondruckspannungen stark an und liegen zum Teil auch erheblich über dem Vergleichsmass von 2τ . Für den noch stärker tordierten Träger BM 2 schliesslich erreichen die schiefen Druckspannungen an den stärkst beanspruchten Stellen etwa die Prismendruckfestigkeit des Betons und sind damit sogar grösser als der dreifache Wert der Schubspannungen.

Dass wir hier bloss die Schubspannungen und nicht die schiefen Hauptdruckspannungen als Vergleichsmassstab heranziehen, kann durch folgende Überlegung begründet werden (Bild 7): Wenn in einer Scheibe Biege- und Schubrisse aufgetreten sind, so dürfen wir annehmen, dass im gerissenen Bereich in der Längsaxe dieser Scheibe im allgemeinen keine grossen Normalspannungen im Beton mehr wirken. Die Schubkraft, die sich aus einem Querkraftanteil Q und einem Torsionsanteil T zusammensetzt, muss daher durch schiefe Druck-

²⁾ In den Tabellen und Diagrammen sind Kräfte mit Kilopond (kp) und Megapond (Mp = 1000 kp \rightarrow 1 t) angegeben.

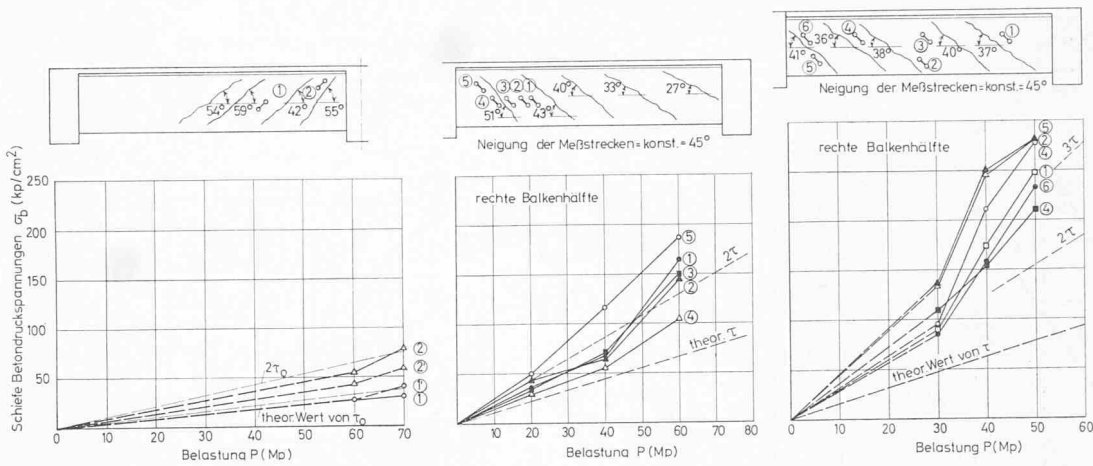


Bild 6. Gemessene Betondruckspannungen in den durch die Schrägrisse begrenzten schiefen Betonstreben

kräfte und die Kräfte, die in der schlaffen Bewehrung wirken, im Gleichgewicht gehalten werden. Da $Q+T$ proportional τ ist, werden auch die schiefen Hauptdruckspannungen direkt von τ abhängen. Verläuft die schlaffe Bewehrung unter 45° zur Balkenaxe, so sind die schiefen Druckspannungen nur halb so gross, nämlich gleich τ , wie bei einem zur Balkenaxe parallelen Bewehrungsnetz, wo $\sigma_b = 2\tau$ wird. Selbstverständlich sind in Wirklichkeit viel kompliziertere Spannungsverhältnisse vorhanden als sich aus dieser einfachen Gleichgewichtsbetrachtung ergibt. Vor allem treten durch örtliche Störungen erheb-

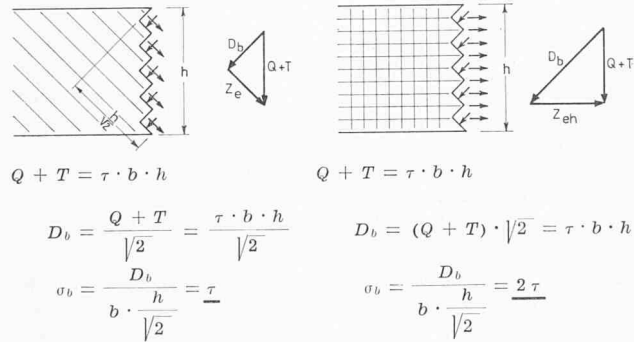


Bild 7. Aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitete innere Kräfte und Spannungen bei Balken mit schrägen bzw. vertikalen Bügeln

lich grössere schiefe Druckspannungen auf, so dass – wie wir gesehen haben – Werte bis zu $3,5\tau$ erreicht werden.

Dass diese Betrachtungsweise jedoch in die richtige Richtung weist, zeigt Bild 8, in dem die schiefen Druckspannungen in der Bodenplatte wiedergegeben sind. Tatsächlich sind die σ_b auf der Seite mit dem schrägen Netz bedeutend kleiner als auf der Seite mit dem aпарallelen Netz, wo die Extremalwerte wiederum bei etwa $3,5\tau$ liegen. Ähnliches gilt übrigens auch für die Rissbreiten. Bei hoch auf Schub beanspruchten Scheiben ist es daher günstig, die Bewehrung in Richtung der Hauptzugspannungen zu legen, was allerdings in der Praxis oft recht schwierig und unbeliebt ist. Unerlässlich ist es hingegen, die Bewehrungsrichtung näherungsweise zu berücksichtigen, wenn schiefer Druck als Bruchkriterium in Frage kommt, und zwar kann man etwa setzen:

$$\max \sigma_{II} \sim 2,5 \div 3,5\tau < \beta_p \quad \text{für } \alpha \sim 45^\circ$$

$$\max \sigma_{II} \sim 1,5 \div 2,5\tau < \beta_p \quad \text{für } \alpha \sim \pm 15^\circ$$

α = Abweichung der Bewehrung von der Hauptzugspannungsrichtung

3.3 Beanspruchung der schlaffen Bewehrung

Wir wenden uns nun einer der Hauptfragen dieser Versuche, nämlich der Beanspruchung der schlaffen Bewehrung zu. In Bild 9 sind die Bügelspannungen beim Biege-Schubversuch BM 1-B aufgetragen und zwar als Mittelwerte der eingetragenen Bügelgruppen.

Die mit Strich bezeichneten Werte beziehen sich hier wie im Folgenden immer auf diejenige Seite, in der die Bodenplatte mit einer schrägen Bewehrung versehen war, was jeweils auch durch das schräge Symbol am Endquerträger gekennzeichnet ist. Wir sehen, dass die maximalen Bügelspannungen im Bereich der grossen Biegemomente aufgetreten sind, während die Bügel in Auflagernähe kaum beansprucht wurden. Die grössten gemessenen Spannungen bei $P = 70 \text{ t} = 2,1 P_{zul}$ liegen mit etwa 1500 kg/cm^2 sehr niedrig.

Der Verlauf der Spannungskurven zeigt, dass die Bügel offensichtlich erst beansprucht werden, wenn sich Schubrisse gebildet haben.

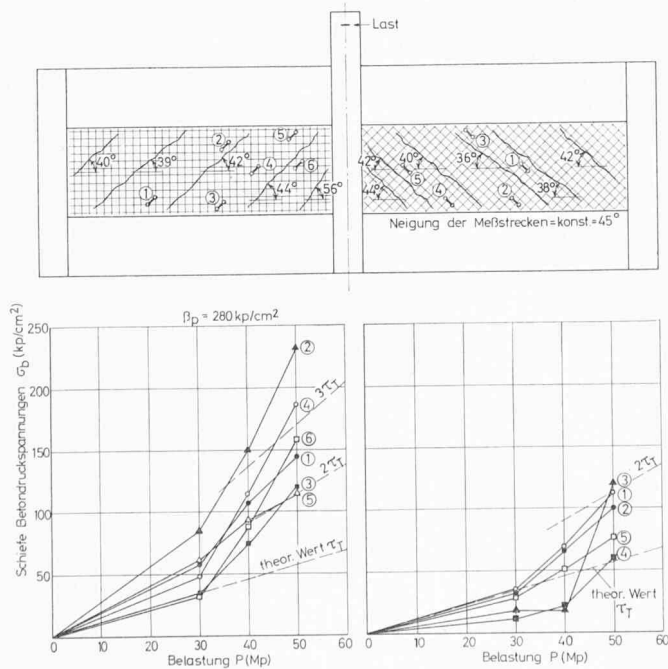


Bild 8. Gemessene schiefe Betondruckspannungen in der Bodenplatte des Trägers BM 2

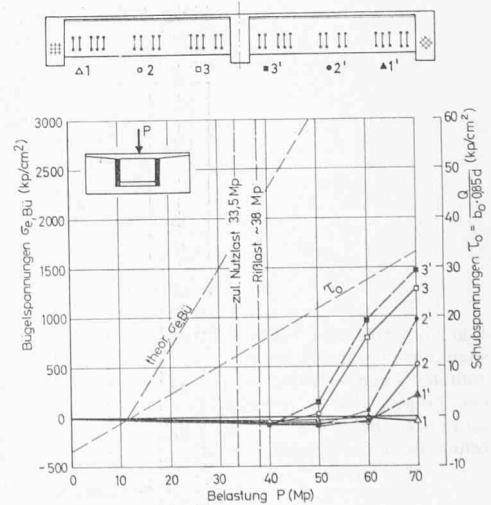


Bild 9. Gemessene Bügelspannungen $\sigma_{e, Bu}$ bei Träger BM 1 unter mittlerer Belastung

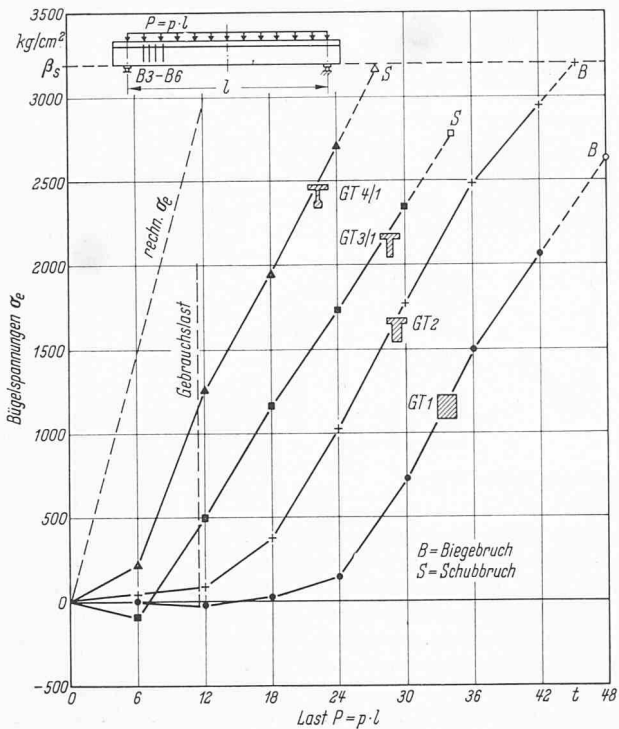


Bild 10. Mittlere Bügelspannungen bei Gleichlastbalken mit verschiedenen Stegbreiten

Der Ausgangspunkt des Spannungsanstieges stellt daher zweifellos die Schubrislast dar, die auf diese Weise viel zuverlässiger bestimmt werden kann als durch visuelle Rissbeobachtung. Die dieser Last entsprechenden Schubspannungen bezeichnen wir als Risse-Schubspannung τ_{Riss} . Da sich die Schubrisse – wie wir noch zeigen werden – zuerst in dem Bereich bilden, wo gleichzeitig grosse Querkräfte und grosse Momente wirken, also in der Nähe des Mittelquerträgers, ist es auch verständlich, dass die Spannungszunahme in den Bügeln der Gruppe 3 früher beginnt als diejenige der Gruppe 2 oder gar der Gruppe 1.

Wir haben die gemessenen Spannungen in diesem Bild mit einer theoretischen Linie verglichen, die noch einiger Erklärung bedarf: Nach der Rissbildung sind es im wesentlichen die Schubspannungen, die die Bügelspannungen beeinflussen, da die Normaldruckspannungen dann meist abgebaut sind. Die theoretische Linie wurde hier daher unter der Annahme bestimmt, dass die aus Schub und später auch aus Torsion sich ergebenden Querkräfte durch Stahleinlagen aufgenommen werden, was für den Fall Biegung+Querkraft genau der Fachwerkanalogie, also den Schubbemessungsregeln gewöhnlicher Stahlbetonbalken ohne Vorspannung entspricht. Es wurde dabei lediglich

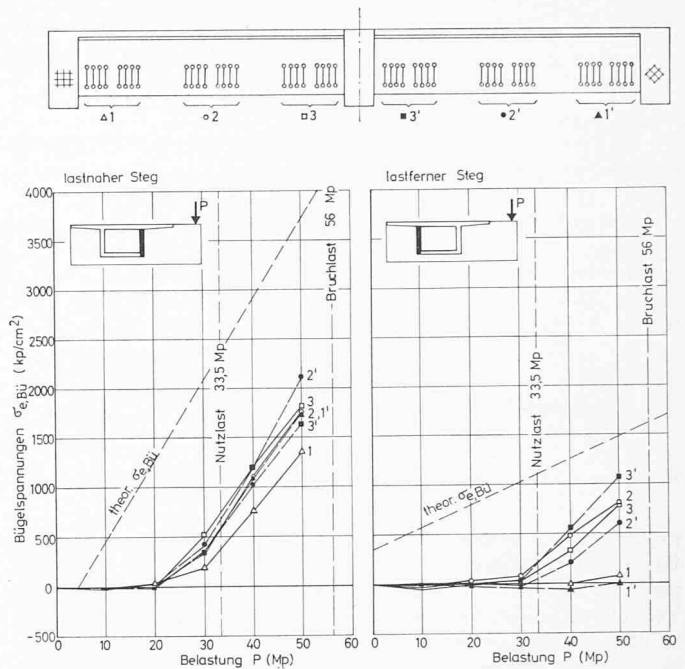


Bild 12. Mittlere gemessene Bügelspannungen $\sigma_{e, Bü}$ des Trägers BM 2

berücksichtigt, dass die theoretische Linie wegen des Querkraftanteils der geeigneten Spannglieder nicht im Belastungsnullpunkt, sondern bei $P = 10$ t beginnt.

Bemerkenswerterweise verlaufen die gemessenen Bügelspannungen hier wie auch in den meisten anderen Beispielen etwa parallel zu dieser theoretischen Kurve. Dies ist eine Feststellung, die wir übrigens auch bei allen unseren früheren Schubversuchen an Stahlbetonbalken gemacht haben. Wir sind daher geneigt, dies als eines der Hauptergebnisse dieser und früherer Versuche zu bezeichnen, das wie folgt einfach zusammengefasst werden kann:

Die Spannungen der Schub- oder Torsionsbewehrung ergeben sich als Funktion von $(\tau_{vorh} - \tau_{Riss})$.

Wir fügen hier ein Messergebnis aus einer Versuchsreihe an Stahlbetonbalken (Bild 10) ein, bei der lediglich die Stegdicke variiert wurde. Die gemessenen Spannungen verlaufen hier wieder etwa parallel zu den theoretischen; da jedoch die Rissbildung bei dicken Stegen wegen der kleineren τ später einsetzt als bei dünnen, sind die Linien der ersteren weiter von der theoretischen Linie entfernt als die der letzteren.

Die horizontale Stegbewehrung wird hauptsächlich durch die Balkenbiegung beansprucht: Wie aus Bild 11 hervorgeht, sind die Spannungen der horizontalen Stegbewehrung in Auflagernähe gering gegenüber denjenigen in der Nähe des Mittelquerträgers. Erstaun-

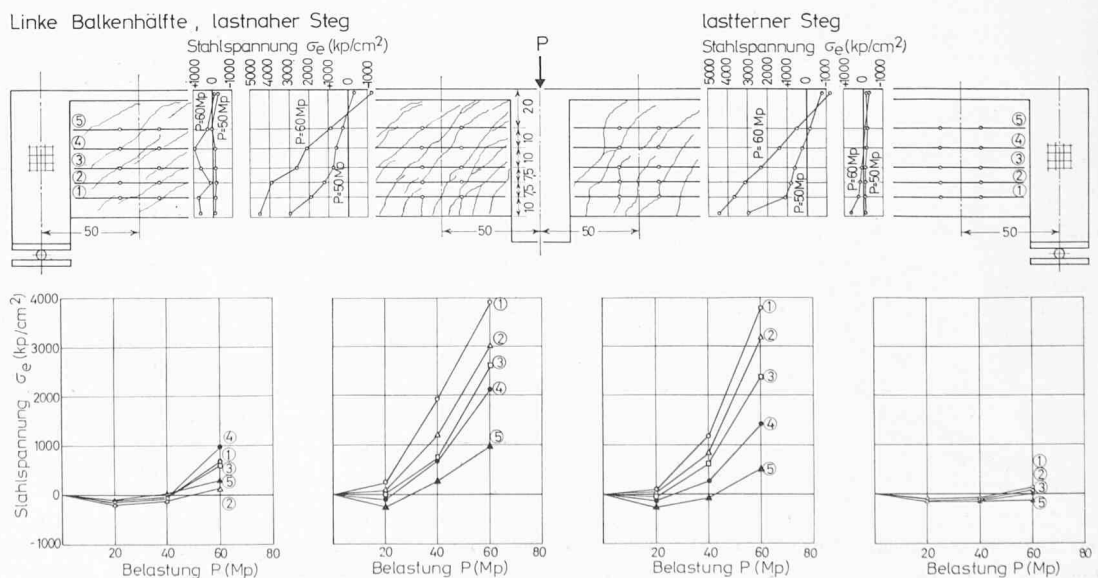


Bild 11. Gemessene Stahlspannungen σ_e in der horizontalen Stegbewehrung des Trägers BM 1 unter ausmittiger Belastung (ohne Berücksichtigung der Vorspannung)

licherweise sind die Spannungen im lastfernen Steg etwa gleich gross wie im lastnahen, obwohl die Torsion für den ersteren doch eine Entlastung bringen sollte. Der lastferne Steg wird – wie sich später noch zeigen wird – stärker beansprucht, als nach der Theorie zu erwarten wäre.

In Bild 12 sind die Bügelspannungen des stark auf Torsion beanspruchten Trägers BM 2 aufgetragen. Im lastnahen Steg überwiegen die Torsionsschubspannungen; trotzdem ist der generelle Verlauf der gemessenen Spannungen ähnlich wie beim Vorwiegen der Querkraft-Schubspannungen, d.h. die tatsächlichen Spannungen verlaufen wiederum etwa um den Betrag von τ_{Riss} gegenüber der theoretischen Linie verschoben. Im lastfernen Steg hingegen steigen die Bügelspannungen nach der Rissbildung steiler an als die theoretischen Spannungen, was wiederum auf die bereits erwähnte stärkere Beanspruchung dieses Steges zurückzuführen ist.

Schluss folgt

Rationalisierung im Spenglergewerbe

DK 696. 121

Es ist bekannt, dass der Schweizerische Spenglermeister- und Installateurverband (SSIV) schon seit einiger Zeit seine Mitglieder eindringlich auf die Notwendigkeit der Rationalisierung ihrer Arbeiten aufmerksam macht. Er tut dies in enger Zusammenarbeit mit der Industrie (z.B. mit den Firmen Georg Fischer in Schaffhausen und von Roll, Gerlafingen) mit dem Ziel zweckmässiger und rationeller Vereinfachung der bisherigen überholten Montage-Methoden in der sanitären Installation; er tut es aber auch auf dem Gebiet der Spenglerei. In diesem Zusammenhang ist in der Generalversammlung Nummer der Fachzeitung dieses Berufsverbandes aus der Feder seines Zentralpräsidenten, der zugleich Präsident der Technischen Kommission für das Spenglergewerbe ist, a. Nat.-Rat *Carl E. Scherrer*, dipl. Spenglermeister in Schaffhausen, ein Aufsatz veröffentlicht worden, der sich mit Rationalisierungsmöglichkeiten auch auf dem Gebiet der Spenglerei befasst. Sein Inhalt verdient die Aufmerksamkeit weiterer Fachkreise, weshalb hier auf diesen in Form einer Zusammenfassung hingewiesen werden soll.

Die Verwendung von *Leichtmetall* und *Kunststoffen* hat im Spenglergewerbe keine einschneidenden Veränderungen mit sich gebracht. Beide Materialien haben sich in den Kreis der bisherigen Tätigkeit eines Spenglerbetriebes eingefügt. Tiefgreifender könnte sich das *Metallkleben* auswirken. Von hier her wären Umwälzungen auf dem Gebiet der Blechverbindungen denkbar, indem das Nieten, Löten und Schweissen von Blechen künftig durch das Metallkleben abgelöst werden könnte. Doch soweit sind wir noch nicht!

Dagegen hat die *Gestaltung moderner Bauten*, hat der kubische Flachdachbau tiefgreifende Veränderungen bewirkt, als man sich dies so obenhin vorstellt. Die beim Steildach (Satteldach) benötigte und meistens verwendete halbrunde Dachrinne fällt dabei vollständig weg. An ihre Stelle treten, im Zusammenhang mit einer jetzt meistens ausgeführten niedrigen Brüstungsmauer um den ganzen Dachrand herum, in ausgesprochenem Masse Winkelbleche, Mauerabdeckungen, Dilatationsleisten und teilweise Putzstreifen. Hinzu kommt in vielen Fällen die Ausführung der Kiesklebe-Bedachung durch den gleichen Spenglermeister, der auch die Spenglerarbeiten ausführt. Diese Zuteilung beider Arbeitsgattungen an ein und dieselbe Ausführung-Firma ermöglicht eine weitaus bessere Koordination der beiden sehr wichtigen Arbeitsgänge, welche für den Bauherrn und Architekten das in den meisten Fällen so sehr ersehnte und notwendige «Dach über dem Kopf» und damit die Fertigstellung des Rohbaues bedeuten. Schon darin liegen Rationalisierungsmöglichkeiten, ebenso solche des beschleunigten Baufortganges.

Noch bedeutendere derartige Möglichkeiten werden jedoch für die Ausführung der eigentlichen Spenglerarbeiten gezeigt. Es müssen dabei allerdings drei Voraussetzungen erfüllt werden, die sich wie folgt zusammenfassen lassen. Es muss verlangt werden: 1. Eine weitgehende *Normierung* der für die Spenglerarbeit in Frage kommenden Baumasse. 2. Eine bedeutend *genauere Arbeit* aller an der Rohbauausführung beteiligten Handwerker, welche vor dem Spengler am Bau tätig sind. 3. Eine *rationelle* und *arbeitsparende Vorbereitung* sowie eine rasche Montage der Spenglerarbeit.

1. *Normierung*. Vereinheitlichte Höhe und Stärke des Mauerwerkes der Brüstungsmauern der Dachumrandung würde auch eine Vereinheitlichung der Abwicklungen der dazugehörigen Winkelbleche und Mauerabdeckungen ermöglichen. Allerdings müssten sich diese Masse den in der Spenglerei traditionell verwendeten Abwicklungen anpassen, die bekanntlich abhängen von der ohne Rest teilbaren

Tafel- oder Bandbreite des Bleches von 1,00 m. Würde diese Forderung erfüllt, dann wäre es ohne weiteres möglich, Blechprofile mit diesen Standard-Massen an Lager zu legen, wie bisher die üblichen Halbrund-Rinnen verschiedener Abwicklungen. Die Vorteile einer solchen Lagerhaltung liegen auf der Hand.

2. *Genauere Arbeit bei der Ausführung der Arbeiten am Rohbau*. Diese Forderung richtet sich eindeutig an die Adresse des Baumeisters, seines Poliers und seiner Maurer. Wenn wir gemäss 1. normieren wollen, dann ist eine auf den Zentimeter exakt erstellte Brüstungsmauer eine unabdingbare Voraussetzung! Sie muss zudem tadellos im Blei und schnurgerade sein. Sind diese Forderungen erfüllt, dann kann auch der Spengler rasch und termingemäss auf der Baustelle erscheinen (weil er nicht zuerst die Masse holen und dann seine Arbeit diesen entsprechend noch zureichten muss!) und seine Montage in einem Zug überraschend schnell ausführen. Das Resultat einer solchen Arbeit wären zudem noch billigere Preise.

3. *Rationelle Vorbereitung und Montage*. Diese wurde schon unter 2. teilweise beschrieben, um zu begründen, weshalb die Rohbau-Arbeiten massgenau und exakt ausgeführt werden müssen. Es kommt aber noch eine *weitere Möglichkeit* hinzu. Die moderne Technik hat auch auf dem Gebiet der Spenglerei-Maschinen Fortschritte gemacht. So werden heute z.B. Abbiege-Maschinen geliefert, welche die Herstellung von Blechprofilen in Längen von 6,00 m ermöglichen. (Bisher gingen die gebräuchlichen Maschinen nur bis zu Nutzlängen von 2,00 m.) Längen von je 6,00 m machen das mühsame und zeitraubende Zusammensetzen der 2,00 m-Stücke überflüssig und bedeuten deshalb eine sehr spürbare Einsparung an Arbeitszeit. Das Zurichten in der Werkstatt wird auf ein Minimum reduziert, was eine ganze Reihe von Vorteilen bietet, auf die hier nicht im einzelnen eingegangen werden kann. Ein Ergebnis dieser Methode bestünde in der Vervielfachung der Leistungsfähigkeit eines jeden Spenglerei-Betriebes, ganz besonders dann, wenn er die 6,00 m-Elemente von einem Halbfabrikate-Lieferanten fertig zugerichtet beziehen könnte.

Der Gesamtaspekt, der hier gezeigt wird, bedarf der sorgfältigen Prüfung durch alle Beteiligten. Architekt, Bau-Unternehmer und Spenglerei-Fachmann müssen auf alle Fälle bei der Verwirklichung der gemachten Wünsche eng zusammenarbeiten. Vor allem sollte der Architekt schon in einem *frühen Stadium* seiner Planung den Spenglermeister beziehen, um mit diesem alle auftauchenden Einzelheiten abzuklären. Wenn dann am Rohbau noch exakte Arbeit geleistet wird, sollten die dargestellten Rationalisierungsmöglichkeiten ihr Ziel erreichen: *Senkung der Kosten* der Spenglerarbeiten und deren *terminergerechte Montage*, daneben erst noch die *Einsparung kostbarer Arbeitskräfte*.

Adresse: Schweiz. Spenglermeister- und Installateur-Verband, 8023 Zürich, Postfach.

Diesel-elektrische Lokomotive hoher Leistung für die SNCF

DK 625. 282-633.6

Während die Französischen Nationalbahnen (Société Nationale des Chemins-de-fer Français, SNCF) für ihre Hauptlinien Diesel-elektrische Lokomotiven mit Motorleistungen bis zu 2650 PS in grösserer Zahl in Dienst gestellt haben, förderten sie gleichzeitig die Entwicklung von Einheiten grösserer Leistung. So entstand die Diesel-hydraulische Lokomotive mit einer grössten Motorleistung von 4800 PS, die in Heft 32 des 82. Jahrgangs, S. 559-561, beschrieben worden ist. Die sehr sorgfältige Durchbildung aller Einzelheiten in Verbindung mit der hydraulisch-mechanischen Leistungsübertragung ergab eine so starke Gewichtsverringering, dass die Anwendung von zwei zweiachsigen Triebdrehgestellen möglich wurde.

Nun ist dieser bemerkenswerten Ausführungsart eine Diesel-Lokomotive von gleicher maximaler Motorleistung nachgefolgt, bei der aber die Leistung *elektrisch* auf die Triebachsen übertragen wird. Obwohl sich bei dieser Antriebsart ein wesentlich grösseres Dienstgewicht ergibt und deshalb zwei dreiachsige Triebdrehgestelle verwendet werden müssen, wurden offenbar die Vorteile der elektrischen Leistungsübertragung derart hoch eingeschätzt, dass man sich zu dieser Bauart entschloss. Der von der Société Générale de Constructions Electriques et Mécaniques Alsthom hergestellte Prototyp weist ein Dienstgewicht von 114 t auf, was eine Achslast von 19 t ergibt. Eine Beschreibung findet sich in «The Engineer» vom 9. Oktober 1964.

Das Bemerkenswerte dieser Neukonstruktion besteht in der elektrischen Leistungsübertragung, die dadurch gekennzeichnet ist,