

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 7 (1964)

Rubrik: IV: Special problems (shear, prestressing, prefabrication)

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>

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

IV

Problèmes spéciaux (cisaillement, précontrainte, préfabrication)
Spezielle Probleme (Schub, Vorspannung, Vorfabrikation)
Special Problems (Shear, Prestressing, Prefabrication)

IV a

**Résistance à l'effort tranchant (y compris l'influence des étriers quant à l'adhérence,
l'ancrage et le cisaillement; influence du retrait et de la température)**
**Schubfestigkeit (einschließlich Einfluß von Bügeln auf Haftung, Verankerung und
Schub; Einfluß von Schwinden und Temperatur)**
**Shear Strength (Including Influence of Stirrups on Bond, Anchorage and Shear; Influence
of Shrinkage and Temperature)**

IV b

Etude et montage des constructions préfabriquées
Entwurf und Montage vorfabrizierter Bauten
Design and Erection of Prefabricated Structures

Generalbericht

B. THÜRLIMANN

Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

a) Schubfestigkeit

1. Rückblick

Die sogenannte «Fachwerk-Analogie» war bis etwa 1950 die allgemein anerkannte Methode zur Bemessung der Schubarmierung von Stahlbetonbalken. Der Vorteil dieser Methode lag darin, daß sie ein mechanisches Modell für die Wirkungsweise der Schubarmierung darstellte, das sich auch auf andere Beanspruchungsarten, wie z. B. Torsion, und andere Bauteile, wie z. B. Scheiben, ausdehnen ließ. Entsprechend werden die rechnerischen Zugspannungen durch Armierungsstähle abgedeckt und die Druckspannungen durch Druckstreben des Betons in Richtung der Risse abgetragen. Dieses Rezept hat in den meisten Fällen zu sicheren Lösungen geführt, die sich in der Praxis bewährt

haben. In der Anwendung auf Scheiben und kurze Konsolen hat es sich jedoch als nicht sehr zweckmäßig erwiesen.

Es lassen sich jedoch verschiedene Einwände erheben (z. B. [1]¹⁾, Seite 28 und 29). Vor allem haben die rechnerischen Stahl- und Betonspannungen nur einen nominellen Wert, der durch Versuche nicht bestätigt wird.

2. Entwicklung

In den letzten 15 Jahren sind durch sehr zahlreiche Versuche in den verschiedensten Ländern (z. B. [1, 2]) neue Kenntnisse gewonnen worden, die bereits in Revisionen von Vorschriften ihren Niederschlag gefunden haben.

Der Bruch-Mechanismus eines Stahlbetonbalkens unter Biegung und Schub kann sich sehr verschieden ausbilden. Eine Klassifizierung ist im Beitrag von R. WALTHER zu finden. Grundsätzlich müssen im Bruchbereich drei verschiedene Bedingungen erfüllt sein:

1. Gleichgewicht: Die inneren Kräfte müssen mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht sein.
2. Kompatibilität: Die Verformungen müssen geometrisch verträglich sein.
3. Bruchkriterium: Der Spannungszustand muß eine solche Intensität erreicht haben, daß keine weitere Laststeigerung mehr möglich ist, somit Bruch eintritt.

Jedes mechanische Modell des Bruches muß zum mindesten die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen. Nach dem gegenwärtigen Stand der Kenntnisse scheint eine genaue Erfassung der anderen zwei Bedingungen praktisch unmöglich. Sowohl das Bruchkriterium wie auch die Kompatibilitätsbedingungen bei unelastischen Verformungen lassen eine genaue mathematische Formulierung nicht zu.

In Europa ist die Schubfrage gegenwärtig noch in voller Diskussion (z. B. Schubkolloquium Stuttgart, 26./27. Okt. 1962; Symposium des «Comité Européen du Béton» (C.E.B.) Wiesbaden, 9./10. April 1963). Auf der einen Seite werden Lösungen gesucht, die neben dem Gleichgewicht auch die Kompatibilitätsbedingung und das Bruchkriterium möglichst genau erfassen (Verformungstheorien). Andererseits werden Lösungen entwickelt, die keine analytischen Beziehungen über die Verformungen gebrauchen (Gleichgewichtstheorien). Die letzteren Einflüsse werden vielmehr durch versuchsmäßig hergeleitete Beiwerte zu berücksichtigen versucht. Von diesen Methoden sollte zum mindesten gefordert werden, daß sie einer Dimensionsbetrachtung unterzogen werden, d. h. daß die Hauptparameter in einem zweckmäßigen funktionalen Zusammenhang auftreten. Aber auch bei den Verformungstheorien müssen experimentell bestimmte Beiwerte in das Bruchkriterium und in die Kompatibili-

¹⁾ Literaturhinweise siehe Seite 760.

tätsbedingungen eingeführt werden, um Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch zu erzielen. Überhaupt fragt es sich, ob eine genügend allgemeine Verformungstheorie entwickelt werden kann, die den verschiedenen Bruchmöglichkeiten entsprechen kann.

Ein anderer Weg wurde in den USA eingeschlagen [1], um die neuen Schubvorschriften zu entwickeln (ACI Standard 318-63). Nach eingehenden Untersuchungen ist die verantwortliche Kommission zum Schluß gekommen, daß "a fully rational design approach to the problem does not seem possible at this time" ([1], Seite 28). Auf Grund von Dimensions-Betrachtungen werden die Hauptparameter, die den Schubbruch beeinflussen, festgestellt. Sie werden so in die Bemessungsgleichungen eingeführt, daß die Werte beim systematischen Vergleich mit entsprechenden Versuchsergebnissen auf der sicheren Seite liegen. Somit sind die Gleichungen im wesentlichen empirisch und entsprechen im besonderen nicht einer bestimmten Vorstellung über den Bruchmechanismus. Zum Beispiel wird die nominelle Schubspannung beim Bruch eines schubbewehrten Balkens, $v_u = V/bd$, als Summe des Widerstandes der Schubarmierung und der Zugfestigkeit des Steges ohne Armierung ausgedrückt

$$v_u = V/bd = Kr f_y + v_c. \quad ([1], \text{Gl. (6—8)})$$

Eine buchstäbliche Interpretation der Gleichung ist unzulässig, da selbstverständlich im Moment des Bruches die Zugfestigkeit des Steges überwunden ist. Vielmehr ist der Term v_c ein bequemer Ausdruck für den Schubwiderstand der Betondruckzone, wie auch in ([1], Seite 317) ausdrücklich festgestellt wird.

Gegenwärtig hat sich also noch keine einheitliche Auffassung und insbesondere keine allgemein angenommene Theorie über die Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken entwickelt. Andererseits sind die Erkenntnisse aus Versuchen und Untersuchungen soweit herangereift, daß Revisionen von Vorschriften durchgeführt worden sind (z. B. USA, ACI Standard 318-63) oder gegenwärtig in Bearbeitung sind (z. B. Deutschland, Schweiz).

3. Kongreß-Beiträge

Die Arbeit von R. WALTHER befaßt sich mit den grundlegenden Parametern, welche die Schubfestigkeit beeinflussen. Anhand zahlreicher und sorgfältig dokumentierter Versuche [2] wird nicht nur der qualitative, sondern auch der quantitative Einfluß dieser Größen nachgewiesen. So wird der Einfluß des Momenten-Schub-Verhältnisses, des Längsarmierungsgehaltes, der Verdübelungswirkung der Längsarmierung, der Verankerung der Längsarmierung, der Stegbreite untersucht. Die Brauchbarkeit jeder Schubbruchtheorie oder die Anwendbarkeit neuer Schubvorschriften kann an diesen experimentell hergeleiteten Bezeichnungen jederzeit überprüft werden. Es wäre sehr erwünscht,

wenn als Diskussionsbeiträge zum Kongreß solche Vergleiche angestellt und auch weitere Versuche in gleicher Weise ausgewertet würden.

Von ST. SORETZ werden Schubversuche angegeben, die den Einfluß der Verankerungslänge und der Verbundgüte der Längsarmierung auf den Bruch zeigen. Experimentell wird auch ein günstiger Einfluß einer waagrechten Stegarmierung auf das Rissebild demonstriert. Eine quantitative Auswertung der Versuche ist jedoch anhand der Angaben nicht möglich.

Weitere Versuche mit waagrecht Stegarmierung sind im Beitrag von A. M. NEVILLE zu finden. Daneben sind noch Einzelversuche an vorgespannten und nicht vorgespannten Zweifeldbalken beschrieben. Aus den spezifischen Resultaten lassen sich keine allgemein gültigen Schlüsse ziehen.

R. H. EVANS und F. K. KONG berichten über Verbundversuche an T-Balken mit vorfabrizierten Spannbetonstegen und Ortsbetonplatten. Aus den getrennt untersuchten Verbundmöglichkeiten zwischen Platte und Steg hat sich die vertikale Verankerung der Platte durch Bügel als wirksamstes Mittel gezeigt.

Eine analytische Untersuchung über den Einfluß von Schwinden und Temperaturänderungen auf die Schubfestigkeit von Spannbetonbalken wird von B. GOSCHY präsentiert. Als Kompatibilitätsbedingung wird sehr willkürlich das Ebenbleiben des Querschnittes unter reiner Biegung angesetzt. Da kein Vergleich mit Versuchsergebnissen gezogen wird, kann über die Zulässigkeit dieser Annahme keine Angabe gemacht werden.

Im Band 23 der Abhandlungen der IVBH ist ein Kongreß-Beitrag von R. F. WARNER und B. THÜRLIMANN zur Bemessung der Bügelarmierung von Stahlbetonbalken enthalten. Für den Fall des Biegeschubbruches werden die Gleichgewichtsbedingungen und das Bruchkriterium formuliert. Auf einen Ansatz der Kompatibilitätsbedingung wird bewußt verzichtet. Vielmehr werden die entsprechenden Terme durch Auswertung von Versuchsergebnissen empirisch bestimmt. Die Untersuchung erstreckt sich nur auf die Auswertung von Versuchen an einfach gelagerten Balken mit Rechteck-Querschnitt.

4. Ausblick

Eine allgemein befriedigende theoretische Lösung auf Grund eines zutreffenden mechanischen Modelles scheint in absehbarer Zeit nicht sehr wahrscheinlich. Trotzdem lassen sich schon heute Verbesserungsvorschläge für die Bemessung der Schubarmierung von Stahlbeton-Balken und Platten machen. Untersuchungen über den Einfluß des Schubes bei Scheiben und Konsolen sind bereits im Gange (siehe z. B. Beitrag R. WALTHER). Eine Ausweitung auf das Gebiet der Torsion von Balken mit vollem Querschnitt und Kastenquerschnitt, und schließlich auf Balken unter kombinierter Beanspruchung, ist sehr erwünscht. Es ist zu hoffen, daß Beiträge zu diesen Fragen am Kongreß diskutiert werden.

b) Entwurf und Montage vorgefertigter Bauten

1. Zusammenfassender Bericht

Das Thema «Bauweise aus Fertigteilen» wurde bereits am sechsten Kongreß 1960 behandelt. Die Entwicklung geht weiterhin außerordentlich schnell voran. Die Arbeitskommission III (Bauten aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton) setzte sich zum Ziele, durch einen zusammenfassenden Bericht eine Übersicht über den gegenwärtigen Stand der Vorfabrikation in den verschiedenen Ländern zu geben. Auf Grund von Berichten verschiedener nationaler Gruppen der IVBH hat Prof. G. OBERTI diese Zusammenstellung vorgenommen. Sie liegt als Separatband zum Vorbericht vor.

2. Freie Kongreßbeiträge

Daneben sind einige freie Beiträge eingegangen. Über die Montage von Eisenbahn- und Straßenbrücken aus Fertigteilen in Rußland berichten E. E. GIBSCHMANN, G. K. JEWGRAFOV, G. I. SINGORENKO, E. I. KRILTZOW und M. S. RUDENKO. Die Angaben über Systeme, Spannweiten, Elementgewichte, Stoßausbildung und Montagevorgang geben einen Überblick über die Praxis in Rußland.

Mit der Ausbildung von Verbindungen befassen sich die Arbeiten von T. GERHOLM und W. HEYNISCH. Im ersten Bericht sind Schweißverbindungen von Betonfertigteilen zur sofortigen vollen oder teilweisen Lastübertragung beschrieben. Leider fehlen spezifische Angaben über Versuchsergebnisse und Berechnung. W. HEYNISCH berichtet über Versuche einer neuen Stoßverbindung für Säulen (Zapfenstoß) mit Angaben über Versuchskörper und Resultate.

Das Problem der Montagegenauigkeit beim Bauen mit Fertigteilen untersucht der Bericht von E. LEWICKI. Es werden Angaben über beobachtete Abweichungen gemacht. Dann werden verschiedene Vorrichtungen zur Justierung von Fertigelementen in der Montage beschrieben.

3. Zwei Fragen zur Bemessung

Der Entwurf vorgefertigter Bauten hängt wesentlich von den Methoden der Fabrikation und der Montage ab. Daneben treten aber Detailprobleme auf, die für die Berechnung oft ausschlaggebend sind. Hier ist die Berechnung und konstruktive Ausbildung der Verbindungen und Auflager zu nennen. Aus der Vielzahl der bereits versuchten Lösungen sollten die einfachen und zuverlässigen Verbindungstypen und Auflagerdetails herausgegriffen und die entsprechenden Bemessungsmethoden entwickelt werden. Von noch größerer Bedeutung ist die Frage der Systemsicherheit vorgefertigter Bauten. Bauwerke aus Ortsbeton zeigen infolge monolithischer Verbindungen im allgemeinen eine über der rechnerischen Sicherheit liegende Reserve. Unvorhergesehene

Einflüsse wie Setzungen, Zwängungen infolge Schwinden und Kriechen, Ausfall von Elementen durch Beschädigung usw. führen nicht zu katastrophalen Folgen. Hingegen kann eine unüberlegte Serie-Schaltung von Fertigteilen zu einer Systemskette führen, die durch den Ausfall eines einzigen Elementes zum Einsturz gebracht werden kann. Es wäre außerordentlich wertvoll, wenn sich Diskussionsbeiträge am Kongreß auch mit diesen Fragen befassen würden.

General Report

a) Shear Strength

1. Review

Until around 1950 the so-called Truss Analogy was the generally recognised method for designing shear reinforcement in reinforced concrete beams. One advantage of this method was that it provided a mechanical model for the action of the shear reinforcement; a model, moreover, which could be extended to apply not only to other types of elements, e. g. shear walls, but also to other types of loadings, e. g. torsion. According to this theory, the computed tensile stresses were thought to be carried by the tensile steel reinforcement and the compressive stresses by concrete compression struts existing between the cracks. This method has generally produced safe designs in practice, although it has not proven to be very appropriate in special cases such as shear walls and short consoles.

A number of different objections have however been found to the Truss Analogy; as for example in [1]¹⁾, pp. 28, 29. Above all, the computed steel and concrete stresses are purely nominal values which are not verified by tests.

2. Development

In the last 15 years new knowledge has been obtained through extensive experimental work in different countries (e. g. [1, 2]) which is already being used in the revision of Design Codes.

The failure mechanism of a reinforced concrete beam under bending and shear can develop in many different ways. A classification of the more important modes is contained in the contribution of R. WALTHER. Basically, three different conditions must be fulfilled in the failure region:

1. **Equilibrium:** The inner forces must be in equilibrium with the external actions.

¹⁾ References see page 760.

2. Compatibility: The deformations must be geometrically compatible.
3. Failure Criterion: The state of stress must have reached such an intensity that no further increase in load is possible, hence, that failure is imminent.

Every mechanical failure model must fulfil at least the equilibrium requirement. According to the present state of knowledge, however, complete fulfillment of the other two requirements seems hardly feasible. Neither the failure condition for the concrete nor the compatibility condition in the inelastic range can allow exact mathematical formulation.

The shear problem is at present in Europe under full discussion (e. g. Shear-Colloquium, Stuttgart, 26—27 October 1962; Symposium, Comité Européen du Béton (C. E. B.), Wiesbaden, 9—10 April, 1963). On the one hand solutions are being sought which fulfil as well as possible the compatibility and failure conditions in addition to equilibrium (deformation theories). On the other hand solutions are being developed which involve no analysis of the deformations of the member (equilibrium theories). In this case experimentally evaluated parameters are used in the equations to represent the deformation effects. Such approaches should at least ensure that the resulting equations are dimensionally correct; that is, that the main variables occur in an appropriate functional relationship. However, experimentally determined parameters must also be introduced into the compatibility and concrete failure conditions of the deformation theories to ensure agreement between theory and experiment. It is questionable, whether a sufficiently general deformation theory can be developed, which will apply to all of the possible shear failure mechanisms.

An other approach has been followed in the USA [1], in order to develop new code requirements (ACI Standard 318-63). After an extensive investigation of the problem, the Committee responsible for the draft of the code has reached the conclusion that: "a fully rational design approach to the problem does not seem possible at this time" ([1], page 28). Instead, the main variables affecting shear failure have been determined by dimensional analysis, and have been introduced into design equations in such manner that values obtained from a systematic comparison with available test data are conservative. The design equations are therefore essentially empirical, and do not in fact correspond to any particular failure mechanism. Thus, the nominal shear stress in a reinforced concrete beam at failure, $v_u = V/bd$, is expressed as the sum of the resistance of the web reinforcement and the tensile strength of the web without web reinforcement:

$$v_u = V/bd = Kr f_y + v_c. \quad ([1], \text{Gl. (6—8)})$$

A physical interpretation of this equation is not possible, since at the instant of failure, the tensile strength of the web has obviously been exhausted. The term v_c is much more a convenient expression for the shear resistance of the concrete compression zone, as is explicitly stated in [1] page 317.

At the present time no completely general, generally accepted shear strength

theory has been developed for reinforced concrete beams. However our knowledge, obtained from experimental and analytic investigations, has increased to such an extent that revisions to the design codes have already been made (e. g. USA, ACI Standard 318-63) or are at present in preparation (e. g. Germany, Switzerland).

3. Congress Contributions

The work of R. WALTHER discusses the basic variables affecting shear strength. On the basis of numerous, carefully described tests [2], both the quantitative and qualitative influences of the following variables are shown: moment-shear ratio, proportion of longitudinal reinforcement, dowel-action and anchorage of the longitudinal reinforcement, web width. The applicability of every shear theory and every new shear design requirement can be checked against these results. It is to be hoped that discussions to this congress make use of such comparisons and also that further test results will be presented in a similar manner.

Shear tests are described by ST. SORETZ, in which the influence on ultimate strength of the anchorage length and bond of the longitudinal steel are shown. The positive influence of horizontal web reinforcement on the cracking pattern is also demonstrated experimentally. A quantitative evaluation of the tests on the basis of the given data is however not possible.

Other tests with longitudinal web reinforcement are presented by A. M. NEVILLE. Individual tests on prestressed and non-prestressed beams are also described. No general conclusions can however be drawn from these particular tests.

R. H. EVANS and F. K. KONG report bond tests on T-beams with prefabricated prestressed concrete webs and in-place concrete slabs. Of the different methods investigated for bonding slab and web together, vertical anchoring of the slab with stirrups proved to be the most effective.

An analytical investigation of the influence of shrinkage and temperature change on shear strength of prestressed concrete beams is presented by B. GOSCHY. As compatibility condition, a very arbitrary assumption is made that plane sections remain plane. Since no comparison is made with test results, no statement can be made about the accuracy of this assumption and of the resulting equations.

In Volume 23 of the Publications of the IABSE R. F. WARNER and B. THÜRLIMANN investigate the design of stirrup-reinforcement in reinforced concrete beams. Assuming the shear-compression failure to be governing, they formulate the equilibrium and failure conditions. Statement of a compatibility condition is intentionally avoided by experimental evaluation of non-dimensional parameters representing the beam deformation. The work is restricted since test data only for rectangular, simply supported, reinforced concrete beams is used in the evaluation.

4. Outlook

A generally acceptable theoretical solution using an accurate mechanical model of failure appears at present to be very unlikely. Nevertheless, improved amendments can already be made for the design of shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs. Investigations into the behaviour of shear walls and short consoles are already in progress (e. g. see contribution of R. WALTHER) but more work in this area is required. An evaluation of the effects of torsion in beams with full cross section or box section and finally the effect of combined actions are needed. It is hoped that further treatment of these problems will be made in the Congress Discussions.

b) Design and Erection of Prefabricated Structures

1. Summary Report

“Prefabricated Structures” was already a theme of the Sixth Congress in 1960. Developments in this field have however been so rapid, that Working Commission III (Structures in Concrete, Reinforced Concrete and Prestressed Concrete) set itself the task of assembling a summary report describing the present state of precast construction in the different countries. On the basis of reports from the different national groups of the IABSE, Professor G. OBERTI has prepared this summary, which appears as a separate volume of the preliminary report.

2. Congress Papers

Several additional papers have been included in the Preliminary Report. E. E. GIBSCHMANN, G. K. JEWGRAFOW, G. I. SINGORENKO, E. I. KRILTZOW and M. S. RUDENKO describe the erection of highway and railroad bridges in the USSR. The details given of systems, span-widths, weight of precast elements, joints and erection procedures provide a survey of present day practice in Russia.

The papers of T. GERHOLM and W. HEYNISCH are concerned with the development of joints. In the first report welded joints for precast elements are described which immediately allow full or partial load carrying. Unfortunately, specific details of test results and computations have not been included. W. HEYNISCH reports tests of a new type of plug connexion for use in columns. Details of test specimens and results are given.

The problem of accuracy in the erection of structures with precast elements is investigated by E. LEWICKI. Information is given on observed accuracy in erection, and different methods of adjusting the positions of prefabricated elements are described.

3. Two Questions Concerning Design

The design of prefabricated structures is dependent to a large extent on the methods of fabrication and erection. Detailing problems can also often govern the design, as, for example, the design and construction of joints and bearings. Simple and effective types of joints and bearings should be chosen from the many solutions which have been used, and corresponding methods of design developed. Even more important is the question of safety of prefabricated structures. Actual safety of structures made with in-place concrete is in general greater than the theoretically computed value, owing to the monolithic connections. Unforseen influences such as settlement, reactions induced by creep and shrinkage, loss of members through damage, etc., do not produce catastrophal failures. On the other hand, thoughtless construction with precast parts can result in a chain-system which could completely collapse due to the failure of a single element. It would be particularly useful if some Congress Discussions were to deal with these questions.

Rapport général

a) Résistance à l'effort tranchant

1. Revue

Jusqu'aux environs de 1950, l'«analogie du treillis» constituait la méthode généralement reconnue pour le dimensionnement de l'armature de cisaillement des poutres en béton armé. Cette méthode offrait l'avantage de fournir un modèle mécanique pour l'action de l'armature de cisaillement, modèle qui, par extension, pouvait s'appliquer à d'autres types d'éléments, comme par exemple les parois minces, et aussi à d'autres types de sollicitations, par exemple la torsion. Selon cette théorie, les efforts de traction calculés sont supportés par l'acier et les efforts de compression par des bielles de béton parallèles aux fissures. Dans la plupart des cas, cette méthode a donné des solutions présentant un excès de sécurité, mais elle n'est pas très appropriée dans certains cas particuliers, tels que les parois minces et les encorbellements de faible portée.

On a cependant élevé un certain nombre d'objections à l'emploi de l'analogie du treillis (p. ex. [1]¹⁾ pages 28 et 29), la plus importante étant que les contraintes du béton et de l'acier, telles qu'elles sont calculées, ne représentent que des valeurs purement nominales, non confirmées par les essais.

¹⁾ Références voir page 760.

2. Développement

Les nombreux essais exécutés dans différents pays (p. ex. [1] et [2]) au cours des 15 dernières années ont apporté des enseignements que l'on met actuellement à profit dans la révision des règlements.

La rupture d'une poutre en béton armé sollicitée à la flexion et au cisaillement peut avoir lieu selon des modes bien différents. Dans la contribution de R. WALTHER, on trouve une classification des principaux types. Fondamentalement, il faut que trois conditions soient remplies dans la zone de rupture :

1. Équilibre: les efforts intérieurs doivent équilibrer les forces extérieures.
2. Compatibilité: les déformations doivent être géométriquement compatibles.
3. Critère de rupture: l'état de contrainte doit avoir atteint une intensité telle qu'aucune augmentation de la charge ne soit plus possible, la rupture étant ainsi imminente.

Tout modèle mécanique à la rupture doit remplir au moins les conditions d'équilibre. Dans l'état actuel de nos connaissances, toutefois, il ne semble guère possible de satisfaire totalement aux deux autres conditions. Ni la condition de rupture pour le béton, ni la condition de compatibilité dans le domaine non-élastique ne se prêtent à une formulation mathématique exacte.

Le problème de l'effort tranchant est actuellement en pleine discussion en Europe (p. ex. colloque sur le cisaillement, Stuttgart, 26—27 octobre 1962; symposium du Comité Européen du Béton (C. E. B.), Wiesbaden, 9—10 avril 1963). D'une part on cherche des solutions qui, outre l'équilibre, satisfassent aussi précisément que possible aux conditions de compatibilité et de rupture (théories des déformations); d'autre part, on élabore des solutions qui n'impliquent aucune analyse des déformations des éléments (théories de l'équilibre). On représente alors les effets des déformations en introduisant dans les équations des paramètres évalués expérimentalement. Il faut au moins exiger de ces méthodes qu'elles aboutissent à des équations satisfaisant aux dimensions, c'est-à-dire que les principales variables soient liées par une relation convenable. Toutefois, même pour les théories des déformations, il faut introduire des paramètres déterminés expérimentalement dans les conditions de compatibilité et de rupture du béton pour assurer l'accord de la théorie et des essais. Il n'est même pas certain qu'il soit possible d'élaborer une théorie des déformations suffisamment générale pour s'appliquer à tous les types de rupture par effort tranchant.

On a suivi une autre voie aux USA [1] pour établir les règles relatives au cisaillement (ACI Standard 318-63). Après une étude approfondie du problème, la Commission chargée de la rédaction du règlement est arrivée à la conclusion qu'«une méthode permettant de traiter le problème d'une façon pleinement rationnelle ne semble pas possible pour le moment» ([1] page 28). C'est par des considérations de dimensions qu'on a déterminé les principales variables intervenant dans la rupture par cisaillement; on les a introduites dans les

équations de dimensionnement de façon à obtenir systématiquement des valeurs prudentes par rapport aux résultats expérimentaux. Ces équations sont donc de caractère essentiellement empirique et ne correspondent en fait à aucun type de rupture particulier. Ainsi, la contrainte nominale de cisaillement à la rupture dans une poutre en béton armé, $v_u = V/bd$, s'exprime comme la somme de la résistance de l'armature de cisaillement et de la résistance à la traction de l'âme non renforcée :

$$v_u = V/bd = Kr f_y + v_c. \quad ([1], \text{eq. (6—8)})$$

Cette équation n'a pas de signification physique, puisque, au moment de la rupture, la résistance de l'âme à la traction a manifestement été dépassée. Le terme v_c est bien plutôt une expression commode de la résistance au cisaillement de la zone du béton comprimé, ainsi qu'on le précise explicitement dans [1], p. 317.

Pour le moment, il n'existe donc pas encore de théorie générale, unanimement admise, de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Il n'en est pas moins vrai que les essais et les recherches théoriques qui ont été entreprises ont si bien accru notre connaissance du problème que l'on a déjà procédé à la révision de certains règlements (p. ex. USA, ACI Standard 318-63) ou qu'on la prépare (p. ex. Allemagne, Suisse).

3. Contributions au thème IVa

Dans son mémoire, R. WALTHER considère les variables qui affectent principalement la résistance à l'effort tranchant. A partir de nombreux essais, décrits avec soin [2], il étudie, qualitativement et quantitativement, les influences des facteurs suivants: rapport moment-cisaillement, pourcentage d'armature longitudinale, effet de cheville et effet d'ancrage de l'armature longitudinale, épaisseur de l'âme. Pour toute théorie de cisaillement et toute nouvelle réglementation relative aux cisaillements, ces résultats fournissent un critère de validité. Il est souhaitable que, dans les discussions au Congrès, on fasse un large usage de comparaisons de cette sorte et que l'on présente, de la même manière, de nouveaux résultats d'essais.

ST. SORETZ décrit des essais au cisaillement, où l'on trouve étudiée l'influence de la longueur d'ancrage et de l'adhérence des armatures longitudinales sur la résistance à la rupture. Des essais font également ressortir l'influence favorable de l'armature horizontale de l'âme sur la fissuration. Les données ne permettent toutefois pas d'exploiter quantitativement ces essais.

A. M. NEVILLE présente d'autres essais sur des poutres à armature d'âme horizontale. Des essais isolés, sur des poutres précontraintes ou non précontraintes, continues sur deux travées, sont également décrits. On ne peut cependant tirer aucune conclusion générale de ces essais isolés.

R. H. EVANS et F. K. KONG décrivent des essais sur les dispositifs de liaison des poutres en T avec nervures préfabriquées en béton précontraint et hourdis

en béton coulé sur place. Parmi les différentes méthodes, étudiées isolément, pour solidariser nervures et hourdis, c'est l'ancrage vertical de la dalle au moyen d'étriers qui s'est avéré le plus efficace.

B. GOSCHY présente une étude théorique de l'influence du retrait et des variations de température sur la résistance au cisaillement des poutres en béton précontraint. Comme condition de compatibilité, il est posé très arbitrairement que les sections planes ne gauchissent pas. Etant donné l'absence de toute référence à des essais, on ne peut rien dire de la valeur de cette hypothèse ni de celle des équations qui en découlent.

Dans le volume 23 des «Mémoires» de l'AIPC, R. F. WARNER et B. THÜRLIMANN étudient le dimensionnement des étriers dans les poutres en béton armé. Ils expriment les conditions d'équilibre et de rupture dans le cas de la rupture par cisaillement et compression combinés. On évite de poser une condition de compatibilité en évaluant à partir d'essais les paramètres sans dimension correspondants qui représentent les déformations des poutres. Cette étude se limite à l'analyse d'essais portant sur des poutres rectangulaires en béton armé, simplement appuyées.

4. Perspectives

Une méthode générale procédant d'un modèle mécanique approprié semble pour le moment très improbable. Il est néanmoins possible d'avancer certaines propositions en vue d'améliorer le dimensionnement des armatures de cisaillement dans les dalles et les poutres en béton armé. Des recherches sont déjà entreprises sur le comportement des parois minces et des encorbellements sollicités au cisaillement (p. ex. voir la contribution de R. WALTHER) mais elles ont besoin d'être développées. Il serait indiqué d'étudier les effets de la torsion dans les poutres à âme pleine et les poutres-caissons ainsi que, finalement, le comportement des poutres soumises à des sollicitations combinées. Il serait souhaitable que, dans les discussions du Congrès, des contributions fussent apportées à l'étude de ces problèmes.

b) Etude et montage des constructions préfabriquées

1. Rapport de synthèse

Les «structures composées préfabriquées» constituaient déjà l'un des thèmes du Sixième Congrès de 1960. Ce domaine a connu un développement si rapide que la Commission de travail III (Constructions en béton, béton armé et béton précontraint) s'est assigné la tâche de présenter un rapport de synthèse sur l'état actuel de la préfabrication dans les différents pays. A partir des rapports établis par divers groupements nationaux de l'AIPC, le Professeur G. OBERTI a préparé ce rapport de synthèse; il paraîtra sous la forme d'un volume séparé annexé à la «Publication Préliminaire».

2. Contributions libres

Plusieurs mémoires complémentaires ont été inclus dans la «Publication Préliminaire». E. E. GIBSCHMANN, G. K. JEWGRAFOW, G. I. SINGORENKO, E. I. KRILTZOW et M. S. RUDENKO décrivent le montage de ponts-routes et de ponts-rails en URSS. Les détails qui sont donnés sur les systèmes utilisés, les portées, le poids des éléments préfabriqués, les types d'assemblages et les procédés de montage, donnent un aperçu de la technique russe dans ce domaine.

Les mémoires de T. GERHOLM et W. HEYNISCH traitent des types d'assemblages. Dans le premier, on décrit des assemblages soudés pour éléments préfabriqués capables de transmettre immédiatement tout ou partie des efforts. Il manque malheureusement des indications spécifiques sur les calculs et les résultats expérimentaux. W. HEYNISCH décrit des essais exécutés avec un nouveau type de joint pour piliers (joint à mortaise) et présente les résultats de ces essais avec une description des éprouvettes utilisées.

E. LEWICKI étudie le problème de la précision dans le montage de constructions préfabriquées; il présente les imprécisions observées au cours d'opérations de montage. Différentes méthodes d'ajustage des éléments préfabriqués sont ensuite décrites.

3. Deux questions concernant le dimensionnement

La conception des constructions préfabriquées dépend dans une large mesure des méthodes de fabrication et de montage. Il se présente également des problèmes de détail qui peuvent être décisifs pour le calcul, tels, par exemple, le calcul et la construction des appuis et des assemblages. Ce sont des types d'assemblages et d'appuis simples et efficaces qu'il faut choisir parmi toutes les solutions éprouvées qui s'offrent, et il faut établir des méthodes de calcul appropriées. La sécurité globale des constructions préfabriquées est un point encore plus important. En raison de leur caractère monolithe, les constructions en béton coulé sur place présentent une sécurité généralement supérieure à la valeur calculée. Les phénomènes imprévus tels que les tassements, les réactions dues au fluage et au retrait, la destruction de certains éléments, etc. n'ont pas de conséquences catastrophiques. Un montage inconsideré d'éléments préfabriqués peut par contre aboutir à un système articulé susceptible de périr par suite de la ruine d'un seul élément. Il serait particulièrement utile qu'on traitât de ces questions dans certaines des discussions du Congrès.

Referenzen — References — Références

1. Shear and Diagonal Tension. Report of ACI-ASCE Committee 326, Journal ACI, Vol. 59, Jan. 1962.
2. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, F. LEONHARDT, R. WALTHER; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, Dez. 1961 bis Heft 8, Aug. 1962.

IVa1

Critical Appraisal of the Moment-Shear-Ratio

Considérations critiques sur le rapport moment fléchissant-cisaillement

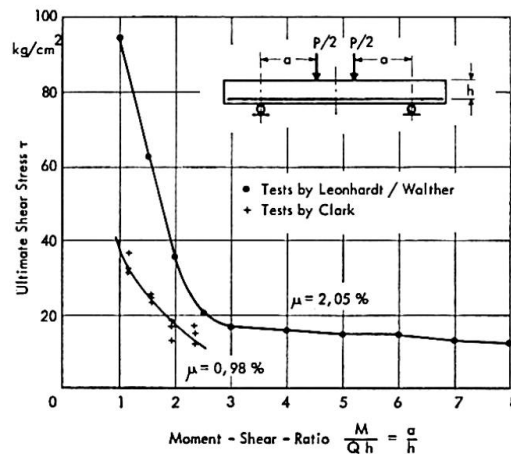
Kritische Betrachtungen über das Momenten-Schubverhältnis

R. WALTHER
Dr., Basel-Stuttgart

1. Introduction

In the last few years an extensive investigation into the problem of shear in reinforced concrete has been carried out by Prof. Dr.-Ing. F. LEONHARDT and the author at the *Otto-Graf-Institut* of the Technische Hochschule Stuttgart. The results of these tests conducted so far have been reported in several publications [1, 2, 3]. The limited space allotted to the present publication does not permit here a detailed description of all these tests or findings. We therefore treat only one of the many problems dealt with, namely, the question whether it is the bending moment or the shear force or both together which decisively govern the shear strength of reinforced concrete.

Fig. 1. The influence of $\frac{M}{Qh} = \frac{a}{h}$ on the ultimate shear stresses of simple span rectangular beams without web-reinforcement (μ = percentage of longitudinal tension reinforcement).



As is well known, mainly from early investigations in the U.S.A. the ultimate shear force of a given member is by no means a constant (Fig. 1), but increases very rapidly with decreasing shear span a (i. e. distance of the load from the support). As a result it was and is often concluded, that the shear force Q or the shear stresses τ alone could not be a suitable criterion for the shear strength. Many investigators, therefore, have formulated the shear strength as a moment capacity, sometimes even completely disregarding the magnitude of the shear force. In fact the ultimate shear moment of a given member varies less than the shear force, but it is also not a constant (Fig. 2).

Opposed to this point of view, warning voices were raised in many places, particularly in Germany, by those who wanted to adhere to the traditional truss analogy founded by Mörsch, according to which moment and shear are to be treated independently and the shear stresses are the only criterion for the dimensioning of the web and the web reinforcement. The high shear strength for loads near the supports are considered as local effects, which occur so pronounced only in the case of rectangular members and only for loads applied from the top and near the supports. These effects are believed to be insignificant for practical purposes.

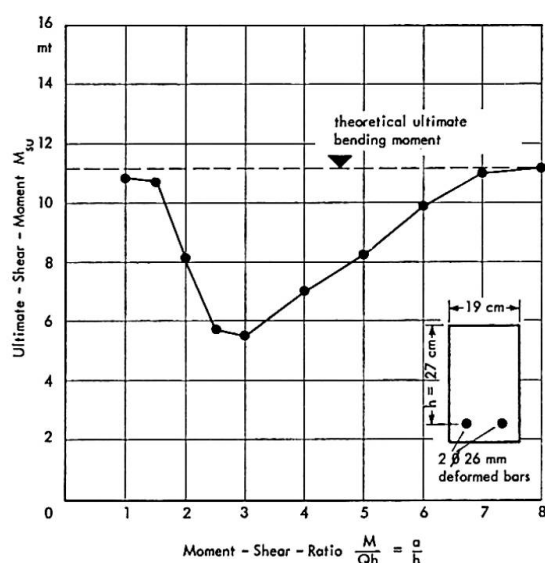


Fig. 2. Evaluation of the same test results as given in Fig. 1 (upper curve), but in terms of ultimate shear-moment.

Concrete strength: $\beta_w \cong 350 \text{ kg/cm}^2$
Yield strength of steel: $\beta_{0,2} = 4740 \text{ kg/cm}^2$

As is often so in the case of such extreme views, both overlook a few significant aspects important for the general understanding and the practice. Undoubtedly some premature and too far reaching conclusions were drawn from recent investigations, but there are, just as definitely, many cases in which the new findings can positively be applied. To derive these and to limit the possible fields of application shall be the task of this paper.

In place of shear span, which after all is clearly defined only for the members with symmetrical two point loading, predominant in shear testing, the more general term "moment-shear-ratio" $\frac{M}{Qh}$ is used mostly nowadays.

2. Simply-supported Rectangular Beams

2.1. Experimental evidence

The results of some test series on rectangular beams without web reinforcement are summarized in Fig. 1. They all show that in case of loads near the support, i. e., for small shear spans or for small moment-shear-ratios the relative shear stresses $\tau_{0,u} = \frac{Q_u}{bz}$ at ultimate are very high and attain sometimes

ten times the value of the allowable stresses. Undoubtedly this phenomenon has led to the conclusion, that the shear stresses are not a suitable criterion for the shear strength. Therefore many mostly empirical formulae were proposed which give the shear strength as a function of $\frac{M}{Qh}$.

The same test results are plotted over again in Fig. 2 as a function of $\frac{M_{su}}{bh^2\beta_p}$ (ultimate shear-moment / cross. sectional properties). In case of loads close to the support M_{su} corresponds to or exceeds the ultimate bending moment even though the mode of failure was that of shear. In all the test series the ultimate shear-moments show a minimum for $\frac{M}{Qh}$ values between 2 and 3. After that, M_{su} increases continually up to the point where failure is due to bending. The transition from shear to flexural failure depends largely on the percentage of longitudinal reinforcement.

Similar conclusions were observed for beams with uniformly distributed load, where the ultimate shear resistance decreases with increasing slenderness l/h .

2.2. Interpretation and objections

The results of such tests were hardly ever doubted, but they were interpreted quite differently. Some take it as a clear proof that the shear failure results from the combined action of moment and shear, a notion which is decidedly disputed by others.

Let us first consider some arguments of the latter.

2.2.1. Vertical load stresses. The most important is probably the fact that loads and support reactions acting directly on the beam produce vertical compression stresses σ_y , which in turn reduce the inclined principal tensile stresses according to the well known relationship

$$\sigma_{I/II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

Thus they delay the formation of shear cracks and consequently the shear failure. Since these σ_y may be pretty big close to the supports or load points and fade away with increasing distance from these points, it is conceivable to attribute the high shear strength for small values of M/Qh to this favorable effect of local stress concentration.

As a further proof for this school of thought, an investigation by FERGUSSON [4] is often cited. In these tests it was observed, that the ultimate load drops considerably, when the loads are not applied from the top as usual, but over crossmembers. In the extreme case, where not only the loads but also the support reactions are introduced indirectly over crossmembers, the shear strength was found to be only about one third of that for normal load and

support conditions; this may be traced back to the lack of the favourable vertical load stresses σ_y ¹⁾).

These considerations seem to substantiate the view, that beams without web reinforcement fail in shear, when the principal tensile stresses reach the tensile strength of concrete. Since these tensile stresses outside the region of loads or supports are equal to τ_0 in the neutral axis of cracked sections, one can conclude, that the shearing stresses are after all the governing factor for shear failures, and that there is no need or justification of considering the bending moment.

2.2.2. The influence of the percentage of longitudinal reinforcement. There are however other aspects of the problem, which cannot be explained by the favourable effect of vertical loads stresses σ_y mentioned above. Fig. 3, for

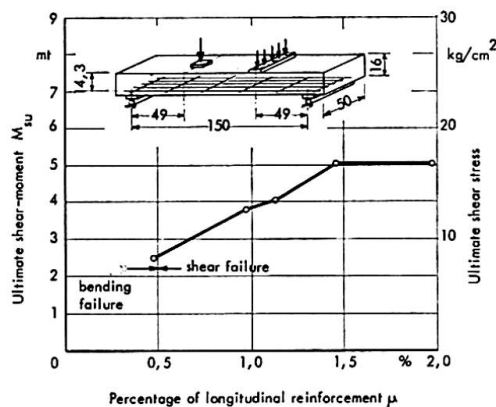


Fig. 3. Influence of the percentage of longitudinal tension reinforcement on the ultimate shear-moment of simply supported slabs.

example, shows the results of a test series of simply supported slabs without web reinforcement. The only parameter of this series was the percentage of longitudinal reinforcement μ . Accordingly the shear strength can increase by more than 100%, when μ increases from 0.5% to 1.5%. One can thus presume, that the bending moments do have an influence on the shear strength and that it might be appropriate to relate the carrying capacity to a moment rather than to the somewhat uncertain shearing stresses.

2.2.3. The dowel-action. However, also this argument has lately been discredited, owing to recent investigation into the dowel-action of the longitudinal reinforcement.

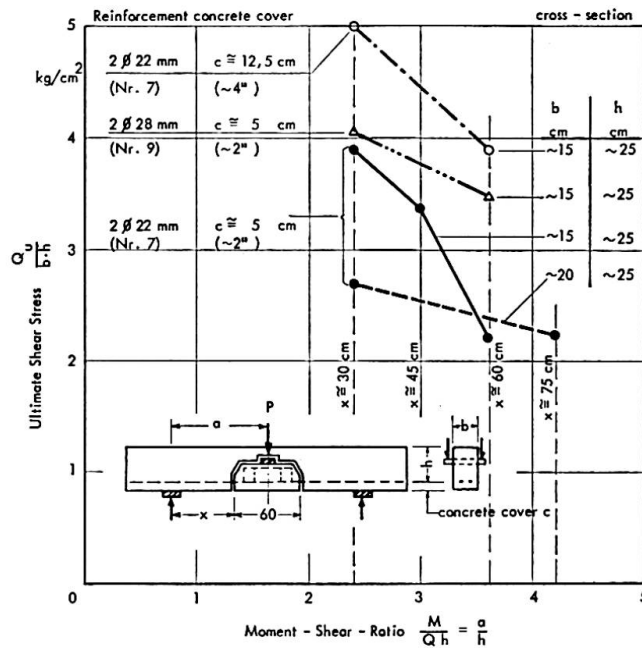
It has always been sensed, that the longitudinal bars crossed by an inclined crack carry a certain amount of shear force, which however was considered negligible compared with the total shear. Yet according to tests by W. J. KREFELD and C. W. THURSTON [5] this does not seem to be the case.

¹⁾ Fergusson's test specimens had, however, no reinforcement in the cross-members and very short anchorage lengths of the longitudinal main reinforcement, thus precipitating failure for other reasons than shear.

In these tests (see Fig. 4) a central concrete block, separated from the rest of the concrete beams, permitted to apply the loads to be applied directly on the longitudinal reinforcing bars; the whole load had thus to be carried by dowel action. In order to give an idea about the magnitude of this dowel-action, we have evaluated the results of these tests in terms of nominal shearing stresses at ultimate. Fig. 4 shows that they amount to about one third of the ones obtained in normally loaded beams. The dowel-action increases with the

Fig. 4. Tests by KREFELD and THURSTON [5] to determine the dowel-action of the longitudinal tension reinforcement.

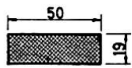
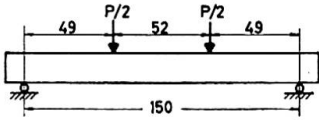

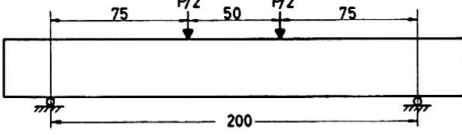
(In order to allow a comparison with standard shear tests, the results are given in terms of ultimate shear stresses of the cross-section $b \cdot h$.)



thickness of the concrete cover, the percentage of the longitudinal reinforcement and last but not least with decreasing shear span or M/Qh . The dowel-action follows, therefore, quite closely the tendencies of the phenomena mentioned so far, and one could be tempted, to consider it as their major cause.

2.2.4. *The influence of bond.* However, other points of view have still to be considered. In the course of our investigations two beam series were tested with the purpose to check the influence of the bond of the longitudinal reinforcement (see [1], Ch. 3 and 5). The variation of bond was obtained by placing only a few but thick bars in one set of beams or slabs and more but thinner bars in the others in such a way that both sets had the same total area of steel. Consequently the distributed reinforcement had a higher ratio of surface to area than the concentrated one and thus a better bond. The results are summarized in table 1. It shows that the shear strength in case of distributed reinforcement is up to 28% greater than in case of concentrated reinforcement. In our opinion this increase can only be the result of better bond because the effect of dowel-action, if any, should exhibit an inverse trend since the spacing and the proper stiffness of the bars are smaller for distributed than for concentrated reinforcement.

Table 1. Influence of Bond

Beam	Dimensions of test beams	Long. steel	p (%)	P_U (Mp)
P 4		9 \varnothing 12 mm	1,40	20,0
P 6		4 \varnothing 18 mm	1,43	17,4
P 7		2 \varnothing 26 mm	1,48	15,0
EA 2		3 \varnothing 16 mm + 2 \varnothing 14 mm	1,87	15,2
EA 1		2 \varnothing 24 mm + 1 \varnothing 16 mm	1,88	11,9

Now if the bond of the longitudinal reinforcement does play an important role, which can hardly be doubted, then so do the deformations of the tensile zone and consequently the bending moment.

2.2.5. Cut-off-bars. This can also be seen from our tests with simple and continuous slabs [6] with partially cut-off main reinforcement. The most essential data is presented in Fig. 5. The reinforcement consisted of two layers of welded wire meshes; one layer extending over the support, while the other was cut-off in the tension zone. The main variable of that series was the anchorage length v , i. e., the distance between the point where the second layer is theoretically not anymore needed as bending reinforcement and the last lateral wire at the end of the mesh.

As follows from Fig. 5, the strength of these slabs decreases appreciably with decreasing anchorage length v even though there was everywhere sufficient reinforcement to cover the flexural stresses. It is further to be noted, that the ultimate shearing stresses can be much lower than in comparable beam tests with the same concrete strength of $\beta_w \cong 300 \text{ kp/cm}^2$ and without bar cut-off. This is especially true for continuous slabs, where even for ample bond length the flexural capacity was not attained. Therefore, the deformations in the tension zone do have an important influence on the shear strength. It proves once more, that the shearing stresses alone are indeed a very uncertain criterion for the prediction of shear failure.

Aside from the problem treated here, careful attention should be payed to the low shearing stresses causing shear failure, which were even smaller than

the ones presently allowed in the German Code for service load [1]. Since it is fairly common practice in slab construction to have the wire mesh partly overlapping similarly to these tests, a reduction of the allowable shearing stresses is recommended for such slabs.

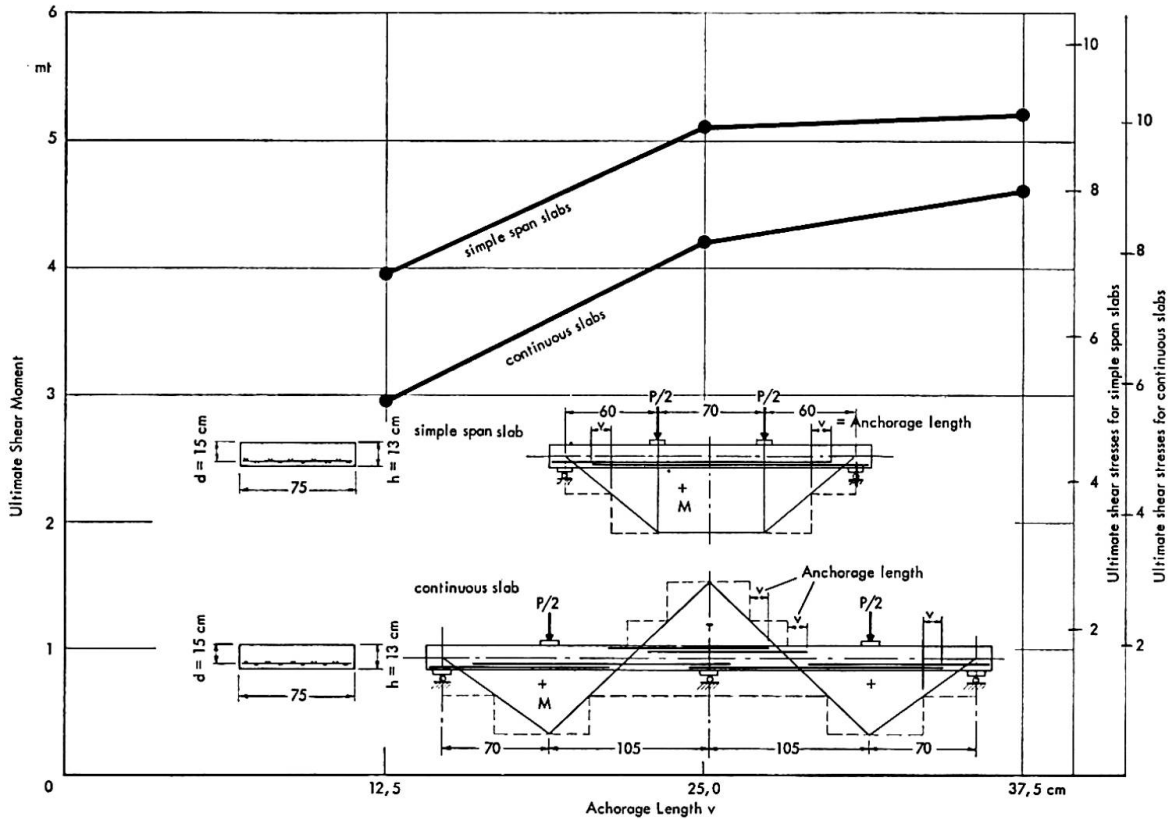


Fig. 5. Shear strength of simple span and continuous slabs as a function of the anchorage length of the tension reinforcement (welded wire mesh). All slabs without shear reinforcement; percentage of tension reinforcement $\mu = 0.69\%$; concrete strength $\beta_w \cong 270 \text{ kg/cm}^2$. Ref. [6].

2.3. Consideration of the mode of failure

We distinguish here the following modes of failure:

1. flexural failure,
2. shear-compression failure,
3. failure of the web,
 - a) by yield or rupture of the stirrups,
 - b) by destruction of concrete due to inclined compression

In case of rectangular cross sections the so-called shear-compression failure predominates, with shear cracks generally originating from the bottom and progressing continuously towards the compression zone.

For slender beams without web reinforcement this type of failure often occurs suddenly, in all other cases the shear-cracks propagate gradually

whereby reducing the depth of the compression zone and collapse finally takes place by destruction of this weakened compression zone. In our opinion, a close observation of the development of this common failure mode indicates, that it is the magnitude of the moment rather than that of the shear which ultimately causes failure, i. e. the destruction of the shear-compression zone.

2.4. The Strength of the Shear-Compression-Zone

For beams without web reinforcement the whole shear force has to be carried by the compression zone and the dowel-action of the longitudinal reinforcement after the formation of the shear crack. Since the latter accounts for only about one-third of the total shear force, as described in 2.2.3, considerable shear stresses have to be sustained by the compression zone in addition to the flexural normal stress σ_x . Consequently there is a biaxial state of stress which, according to the theory of the strength of material reduces the capacity of the compression zone to resist the normal stresses σ_x . We have denoted this resistance by the term shear compression strength $\beta_{p\tau}$ which is always smaller than the monoaxial compression strength β_p (cylinder strength). This fact was derived theoretically, e. g., by H. BAY [7], S. GURALNICK [8], GOSCHY [9] and the author [10]. Since the mean shearing stresses in the compression zone are about $\tau_x = Q/bx$ (x = depth of the compressive zone) and the normal bending stresses may be estimated as $\sigma_x = M/hbx$, the expression M/Qh stands approximately for the ratio of normal to shearing stresses in this zone. This explains why all these authors have found that $\beta_{p\tau}$ depends theoretically and experimentally on M/Qh . In spite of considerable differences in the approaches all found about the same relationship as shown in Fig. 6. The consideration of the moment-shear-ratio can thus theoretically be justified.

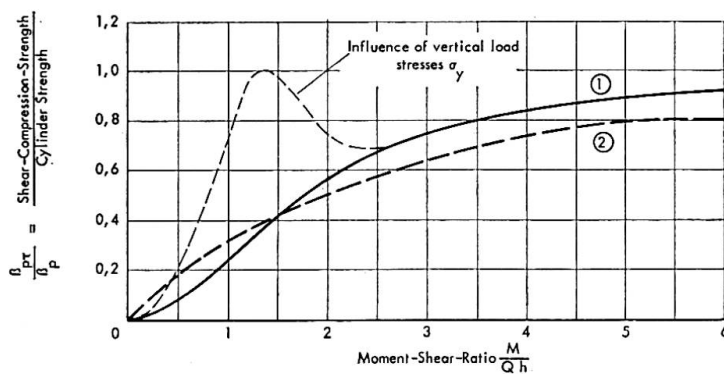


Fig. 6. Strength of the shear-compression zone $\beta_{p\tau}$ as a function of the moment-shear-ratio.

- (1) Derived by the author in [10]
 (2) Derived by BAY in [7]

This holds also true for rectangular beams with web reinforcement as long as this mode of failure occurs. However, because a part of the shear force is taken by the web reinforcement. M/Qh has to be replaced by

$$\frac{M}{Q(1-\eta)h}$$

where η is the relative portion of shear carried by the stirrups. For $\eta = 1$, i. e., for full shear reinforcement this expression becomes equal to ∞ , which means that we have the same condition as for pure bending and a flexural failure is to be expected.

2.5. The Depth of the Shear-Compression-Zone

The theoretical investigations just mentioned have indeed produced significant information about the combined action of moment and shear, yet an even more important question concerns the effective depth of the shear-compression-zone. It has already been stated that with increasing load the diagonal cracks propagate towards the compression edge of the beam more rapidly than bending cracks, thus reducing the effective depth of the compression zone and consequently precipitating shear failure. This propagation is to a large extent a function of the deformation of the tension chord, which in turn depends on the magnitude of the bending moment, the percentage of longitudinal reinforcement and the bond. Obviously the moment-shear-ratio alone does not give any pertinent information here, if not coupled with the deformation characteristics of the tendon. This is certainly the reason why in the new ACI-Building Code (1) the term M/Qh is replaced by

$$\frac{M}{1200 A_s d} \quad ^2)$$

which is the ratio of the approximate steel stress $M/A_s d$ (A_s = area of longitudinal tension reinforcement, d = effective depth of the beam) to some arbitrarily chosen tensile stress of 1200 psi. In the shear theory proposed by the author in [10] M/Qh , μ and the bond characteristic are included.

3. T- and Similar Cross-sections

Beams with strong chords and relatively thin web show an entirely different shear behavior than the rectangular beams treated so far. The shear failures occur here in general by destruction of the web zone due to one or mostly a combination of the following causes:

- a) the inclined principal compression stresses exceed the concrete cylinder strength;
- b) the stirrups reach the yield or rupture strength;
- c) slip in the anchorage of the stirrups.

²⁾ The allowable shear stress v_c is specified in the ACI-Code by

$$v_c = \sqrt{f'_c} \left(\frac{f_s}{f_s - 1500 \text{ psi}} \right) \quad \text{or} \quad \frac{\sqrt{f'_c}}{1 - \frac{1200 A_s d}{M}}$$

where f'_c is the concrete cylinder strength and f_s the working stress of the tension reinforcement.

Both b) and c) show large deformation and eventual destruction of the concrete in the web zone, while failure of the type a) may occur suddenly without excessive deformations.

Our tests have shown that it is primarily the magnitude of the principal compression stresses σ_{II} which determine the failure of the web. These principal stresses in turn are a function of the shear stresses and the inclination of the web reinforcement.

The following relationship was experimentally observed (see 1 and 3):

$$\sigma_{II} = 1.5 \text{ to } 1.8 \tau_0 \text{ for inclined stirrups,}$$

$$\sigma_{II} = 2.1 \text{ to } 2.5 \tau_0 \text{ for vertical stirrups.}$$

Fig. 7 gives the distribution of the stirrup stresses for a beam series with the web thickness as the sole variable. Evidently the stirrup stresses are con-

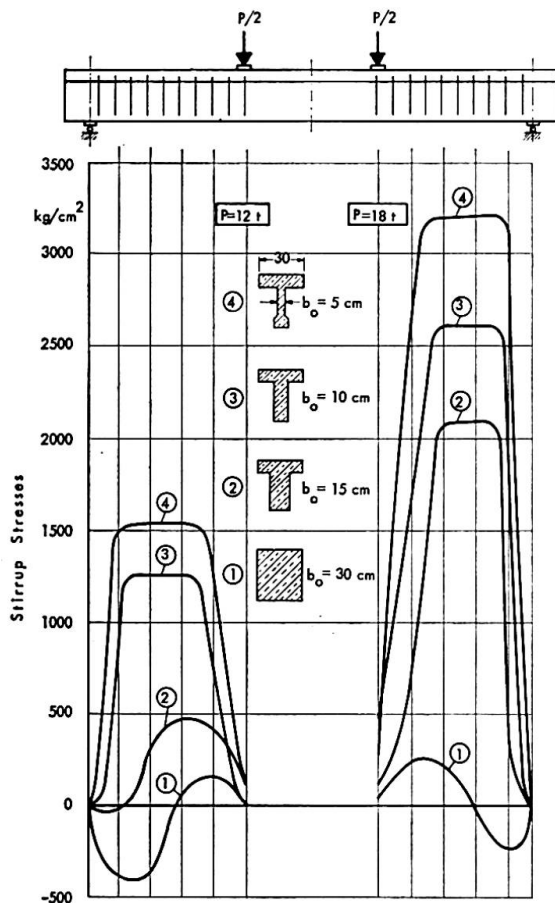


Fig. 7. Distribution of stirrup stresses in beams of various web thickness for $P = 12 \text{ t}$ and $P = 18 \text{ t}$.

Contrary to the usual assumption (truss analogy) the stirrup stresses depend greatly on the web thickness and thus on the magnitude of the shear stresses.

Ref. [1].

siderably more important for beams with thin web than for rectangular beams, even though they should theoretically be equal according to the truss analogy. Since the shear strength and the stirrup stresses depend so much on the web thickness, i. e., the shear stresses, it is obviously quite incompatible with reality to ignore the shear stresses in shear problems, as is so often done. The numerous empirical formulae for the shear strength, which do not include the shearing

stresses or similar expressions cannot generally be valid and stem mostly from evaluating tests on rectangular beams only, where compared with other influencing factors the magnitude of τ is indeed often of secondary importance.

On the other hand it may be seen from Fig. 7 that for beams with thick webs the maximum stirrup stresses occur in the vicinity of maximum moment, whereas the moment has little influence on the stirrup stresses of beams with thin webs³). This is in agreement with the fact that thin webs fail always in the zone of maximum shear stresses.

While the shear stresses are an important criterion for such beams they definitely do not represent a really existing stress after cracking has taken place, but they give a very simple and practical indication of how much the web is strained. It is therefore perfectly justified and even recommendable to replace the theoretically derived term $\tau_0 = Q/bz$ by $\tau = Q/bh$, thus eliminating the problem of whether the lever arm z of internal forces has to be computed for working load or for ultimate load.

4. Continuous Members

Further complications but also valuable information result from investigation of continuous beams. The crack and failure pattern for a two span continuous beam of rectangular cross-section is shown in Fig. 8. This picture alone proves that the bending moment really has a significant influence because no shear cracks at all developed in the region of the point of contraflexure (0) although the ultimate shear stresses $\tau_0 \cong 25 \text{ kp/cm}^2$ in this region were approximately twice that observed in similar but simply supported beams without web reinforcement (concrete strength $\beta_w \cong 350 \text{ kg/cm}^2$). Conversely the distinct shear cracks in the vicinity of the load points and near the middle support have formed already at about half the ultimate load, i. e., at $\tau_0 \cong 12 \text{ kg/cm}^2$ because not only the shear force but also the moment is simultaneously important. The increased shear resistance at the point of contraflexure can neither be traced back to the effect of vertical loads stresses nor to the dowel-action but only to the absence of initial flexural cracks which precipitate the formation of the shear cracks. It can therefore hardly be denied that shear failures of continuous rectangular beams result from the combined action of moment and shear.

It is however another question whether or not one should express this correlation in terms of the moment-shear-ratio. The evaluation of our tests has shown that for continuous members, there exists a similar relationship between shear strength and M/Qh as for simply supported members (Fig. 9),

³) However T-beams with cut-off bars failed at considerably lower loads than similar beams with the entire tendon extending over the supports.

yet both here and there, secondary phenomena like dowel-action and vertical load stresses are involved which do not causally depend on M/Qh .

As expected, the statement made earlier according to which, mainly the shear stresses are to be governing in case of beams with thin webs, holds also for continuous members. It has to be kept in mind, however, that T-beams without lower flange act essentially as rectangular beams over intermediate supports and that the danger of shear-compression-failure is very pronounced in this zone, especially due to the bad bond characteristics of bars placed at the top.

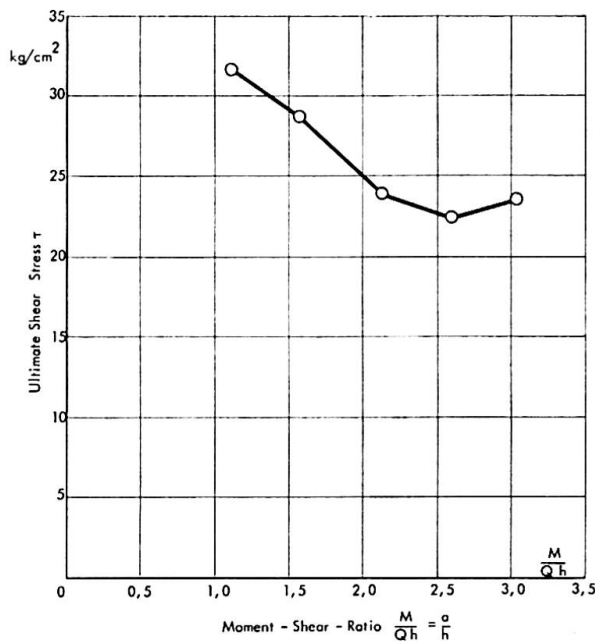


Fig. 9. Ultimate shear stresses of two span continuous beams of rectangular cross-section as a function of the moment-shear-ratio $\frac{M}{Qh}$.

(Beams with moderate amount of web reinforcement.)

5. Conclusions

It was attempted to clarify how the two cross-sectional forces M and Q influence the shear strength of reinforced concrete beams and whether it is appropriate to express their combined effect as a function of the moment-shear-ratio $\frac{M}{Qh}$.

Theoretical and experimental evidence leads to the conclusion that the bending moment does exert a significant influence on the shear strength particularly in case of beams and slabs with rectangular solid cross-sections, and that the shear stresses alone are indeed a very unsuitable and uncertain failure criterion. Even outside the region of vertical normal stresses σ_y in the vicinity of loads and supports the ultimate shear stresses can fluctuate more than 100% depending on whether the simultaneously acting moment is great or small. Contrary to the often accepted implication, the scatter of the concrete tensile strength is not the major cause for these differences. In case of very

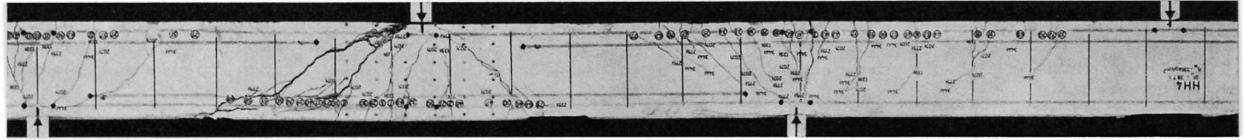
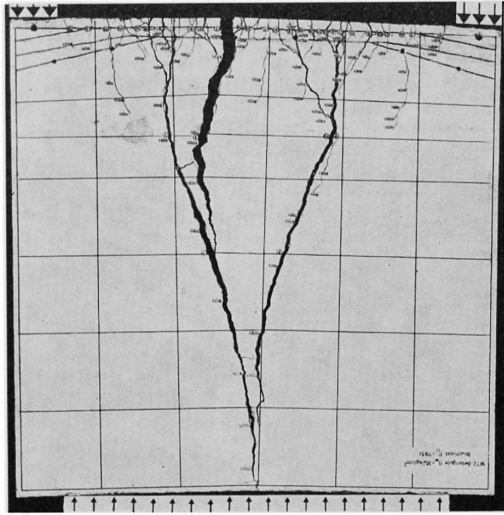
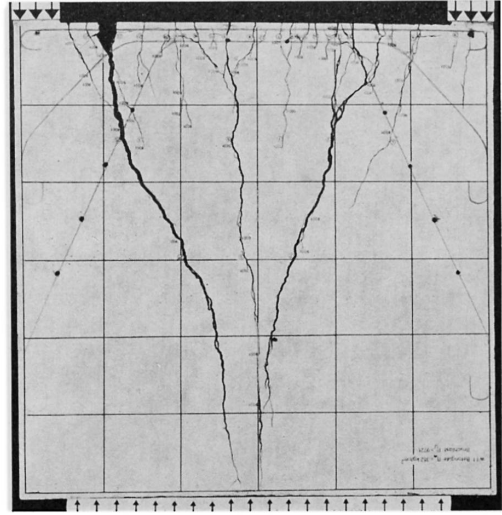


Fig. 8. Crack pattern of continuous rectangular beam with web reinforcement. No shear cracks developed in the vicinity of the point of contraflexure, whereas shear cracks near the loads and near the intermediate support occurred already at half the ultimate load.



Concrete strength: $f_{cu} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Ultimate load: $P_u = 119.5 \text{ t}$
 max. crack width at $P = 80 \text{ t}$: 0.35 mm



Concrete strength: $f_{cu} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Ultimate load: $P_u = 97.2 \text{ t}$
 max. crack width at $P = 80 \text{ t}$: 0.48 mm

Fig. 10. Tests on deep beams (walls) with different disposition of reinforcement.

short beams the ultimate shear force can rise to very high values, owing to the favourable effect of the dowel-action and the load stresses σ_y mentioned before. For continuous rectangular members, the combined action of moment and shear must be taken into account, because it can lead to a critical state of stress over the intermediate supports causing premature shear compression failure.

On the other hand in the case of beams with thin webs, the shear stresses τ represent the most important criterion as well for determining the shear strength as well as for dimensioning the web reinforcement, while the magnitude of the bending moment is here of minor importance. The widespread opinion that the notion of shear stresses should be abandoned in shear problems cannot possibly be maintained for a generally valid approach. The numerous formulae giving the shear strength without regard to the shear stresses or similar quantities are therefore inadequate.

A direct and theoretically provable influence of $\frac{M}{Qh}$ could only be found with respect to the strength of the shear-compression-zone. Other influencing factors, which are difficult to derive theoretically, such as dowel-action, vertical load stresses, percentage and bond of longitudinal reinforcement may in part empirically be expressed as a function of the simple and practical notion of the moment-shear-ratio, but one has to keep in mind, that this is a rather indirect approach depending greatly on the special conditions of the tests from which pertaining conclusions are drawn.

In view of these circumstances one may thus question, whether it is beneficial and feasible in practice to consider such complex implications or whether one is not better off to stick to the old concept of allowable shear stresses. In our opinion this is not the case, on the contrary, the knowledge broadened by recent investigation can lead to a more practical and more economical design.

This is, for example, the case for deep beams (Fig. 10), where our tests have shown that the standard shear reinforcement by means of bent up bars is quite useless since these bars are subjected to compression and not to tension as expected from the hitherto accepted theory, whereas a similar deep beam (W 2) where the same bars extended straight over the supports developed a 20% higher strength and showed smaller crack widths and depths. Similar conditions occur in cantilevers, short beams, foundation slabs etc. In all these cases it is of primary importance to have strong and well anchored tendons, whereas one can often dispense with web reinforcement, and the concept of allowable shear stresses is of little help. Since such members constitute a large portion, if not the majority, of all the cases where shear is a problem, it would be inappropriate not to take advantage of the findings of recent research. The many investigations of the last decade certainly permit these cases in modern design without undue complications while for the other cases they open the way for more slender and daring constructions.

References

1. F. LEONHARDT and R. WALTHER: «Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung.» Heft 151 des D.A. f. St. 1962.
2. F. LEONHARDT and R. WALTHER: «Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung.» Heft 152 des D.A. f. St. 1962.
3. F. LEONHARDT and R. WALTHER: «Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung.» Heft 156 des D.A. f. St. 1963.
4. P. M. FERGUSON: "Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests." ACI Journal, Aug. 1956, pp. 157—172.
5. W. J. KREFELD and C. W. THURSTON: "Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams." Columbia University in the city of New York, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, June, 1962, pp. 1—72.
6. F. LEONHARDT and R. WALTHER: «Schubversuche an Plattendecken mit geschweißten Bewehrungsmatten.» Otto-Graf-Institut d. TH Stuttgart, Juni 1963.
7. H. BAY: «Schubbruch und Biegemoment.» B. u. St. 1960, Heft 10.
H. BAY: «Biegung und Querkraft beim Verbundquerschnitt.» B. u. St. 1962, Heft 4.
8. S. GURALNICK: "Strength of Reinforced Concrete Beams." Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 85, No. St. 1, Jan. 1959.
9. B. GOSCHY: «Bruchsicherheitsnachweis der Spannbetonbalken.» IV. Kongreß der F.I.P. Rom-Neapel 1962.
10. R. WALTHER: «Schubbruch-Theorie.» B. u. St. 1962, H. 11.
11. Proposed Revision of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318—356). ACI Journal, Proc. V. 59, Febr. 1962, No. 2.

Summary

The question is treated whether the shear strength of reinforced concrete beams and slabs is determined by the moment or the shear force or a combination of both and whether it is appropriate to express their interaction by means of the moment-shear-ratio M/Qh .

For members of rectangular cross-section the moment is indeed of significant influence and the shearing stresses alone do not constitute a suitable criterion for the determination of the shear strength. For beams with thin webs, however, the shearing stresses are of primary importance both for predicting the shear strength and for dimensioning the web reinforcement.

A direct and theoretically given influence of M/Qh could only be found with respect to the strength of the shear compression zone, while other phenomena, usually attributed to the influence of M/Qh are a function of other factors such as vertical normal stresses due to support and load conditions and the dowel action of the longitudinal reinforcement.

Résumé

Il est examiné si la résistance au cisaillement de dalles et de poutres en béton armé est déterminée par le moment, l'effort tranchant ou une combinai-

son des deux, et s'il est légitime d'exprimer leur action commune par le rapport moment — cisaillement M/Qh .

Il est montré que pour les pièces de section rectangulaire le moment a une importance prépondérante et que les efforts tranchants ne peuvent constituer à eux seuls un critère sûr pour la détermination de la résistance au cisaillement. Pour les pièces à âme mince, par contre, les contraintes de cisaillement sont déterminantes pour l'évaluation de la résistance au cisaillement et pour le dimensionnement de l'armature de cisaillement.

Une influence directe, justifiable théoriquement, du rapport M/Qh n'a été constatée que sur la résistance de la zone comprimée soumise au cisaillement, tandis que d'autres phénomènes, généralement attribués à l'action du rapport M/Qh , résultent d'autres facteurs tels que contraintes verticales normales dues aux appuis et aux charges et effet de cheville des armatures longitudinales.

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt die Frage, welchen Einfluß das Moment und die Querkraft bzw. die Schubspannungen auf das Schubbruchverhalten von Stahlbetonbalken und -platten haben und ob es zweckmäßig sei, deren gemeinsame Wirkung gegebenenfalls durch das Momenten-Schub-Verhältnis M/Qh zu erfassen. Es wird gezeigt, daß das Biegemoment vor allem bei Rechteckquerschnitten von maßgebender Bedeutung ist und daß die Schubspannungen allein hier ein sehr ungeeignetes Maß für die Abschätzung der Schubbruchgefahr darstellen. Für Balken mit dünnen Stegen hingegen ist die Größe der Schubspannungen das wesentlichste Kriterium, sowohl für die Beurteilung der Schubtragfähigkeit als auch für die Bemessung der Schubbewehrung.

Ein direkter, theoretisch begründeter Einfluß von M/Qh konnte nur bezüglich der Festigkeit der Schubdruckzone gefunden werden. Die bei kleinen M/Qh -Werten beobachtete hohe Schubtragfähigkeit ist dagegen weniger eine Folge der gegenseitigen Wirkung von Moment und Querkraft, sondern es spielen hier andere Einflüsse wie Lasteintragungsspannungen und Verdübelungswirkung der Längsbewehrung eine maßgebende Rolle.

IV a2

Beitrag zur Schubfestigkeit und Verankerung im Stahlbeton

Contribution to Shear- and Anchorage-failure in Reinforced Concrete

Contribution à la résistance au cisaillement et à la rupture par insuffisance d'ancrage du béton armé

STEFAN SORETZ

Dr. techn.

1. Schubbruch von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung

Die in Fig. 1 dargestellten Balken aus Beton mit 200 kg/cm^2 mittlerer Würfelfestigkeit und naturhartem Rippenstahl ASTM-A 305 mit im Mittel 45 kg/mm^2 Streckgrenze und 70 kg/mm^2 Zugfestigkeit wurden mit stufenweise gesteigerter Belastung bis zum Bruch geprüft. Der Verlauf des Bruches wurde durch Filmaufnahmen festgehalten, denen die in Fig. 2 für den Bruch kennzeichnenden Bilder entnommen sind. (Die Balken wurden mit obenliegender Zugzone geprüft.)

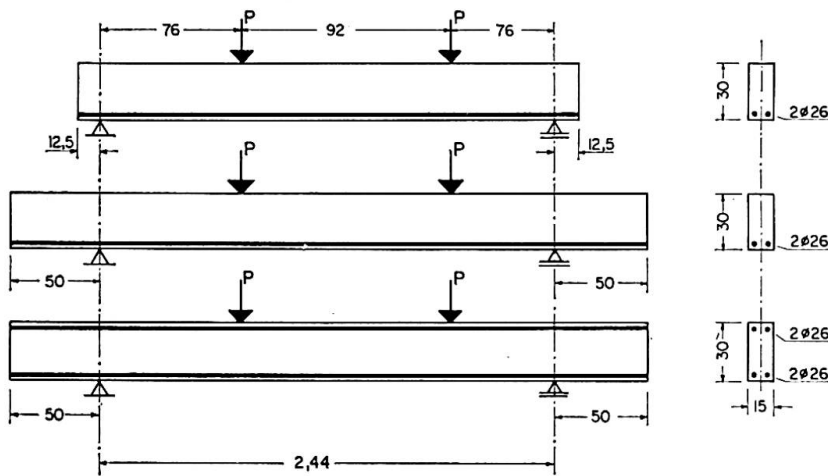


Fig. 1.

Die Balken mit 12,5 cm langem Vorkopf sind unter einer Schubkraft von 5,4 t durch Abscheren oder Aufspalten des Betons etwa in der oberen Tangentialebene zu den beiden Stäben der Hauptbewehrung gebrochen. Der Bruchriß ging vom Fuß des Schrägrisses aus und verlief gegen die Stirnfläche des Balkens. Die Druckzone war unbeschädigt.

Die Balken mit 50 cm langem Vorkopf sind unter einer Schubkraft von 5,5 t durch Abscheren der Betondruckzone neben einer Last gebrochen. Der im Bild zu sehende Spaltriß war eine Folgeerscheinung.

In beiden Fällen hat sich der Bruch ohne Warnung und nach den aufgenommenen Filmen beurteilt, im Verlauf von 1 bis 2 hundertstel Sekunden ausgebildet.

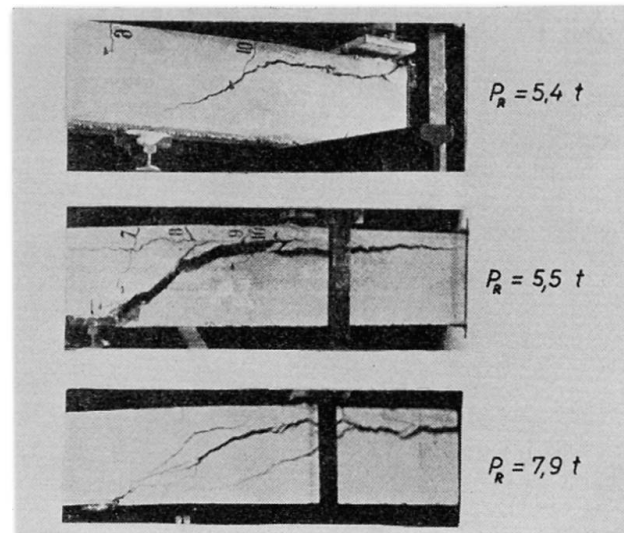


Fig. 2.

Die Balken mit symmetrischer Druckbewehrung sind unter einer Schubkraft von 7,9 t so wie die zuerst genannten Balken durch Abscheren oder Aufspalten des Betons etwa in der oberen Tangentialebene zu den beiden Stäben der Zugbewehrung gebrochen. Die Zerstörung des Betons in der Druckzone war eine Folgeerscheinung. Der Bruch war weniger plötzlich und hat sich in etwa $\frac{5}{100}$ Sekunden ausgebildet.

Der Schubbruch wird, je nach der Stärke der Druckzone und der Länge des Balkenvorkopfes, durch Versagen

- a) der Druckzone,
- b) des Balkenvorkopfes durch Abscheren oder Spalten des Betons etwa in der oberen Tangentialebene zu den Stäben der Zugbewehrung ausgelöst.

Bisher wurde nur das Versagen der Druckzone behandelt.

Der warnungslose, ausgesprochen spröde Bruch sollte in der Bemessung durch eine entsprechend erhöhte Sicherheit berücksichtigt werden, wie das auch sonst üblich ist.

2. Schubbruch von Stahlbetonbalken mit Verbügelung

Die in Fig. 3 dargestellten Rechteckbalken aus Beton mit 300 kg/cm^2 Würfelfestigkeit wurden mit stufenweise gesteigerter Belastung bis zum Bruch geprüft. Die Schubbewehrung der Balken durch Bügel entsprach etwa

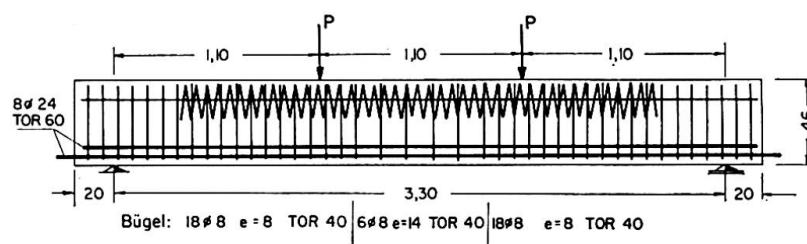


Fig. 3.

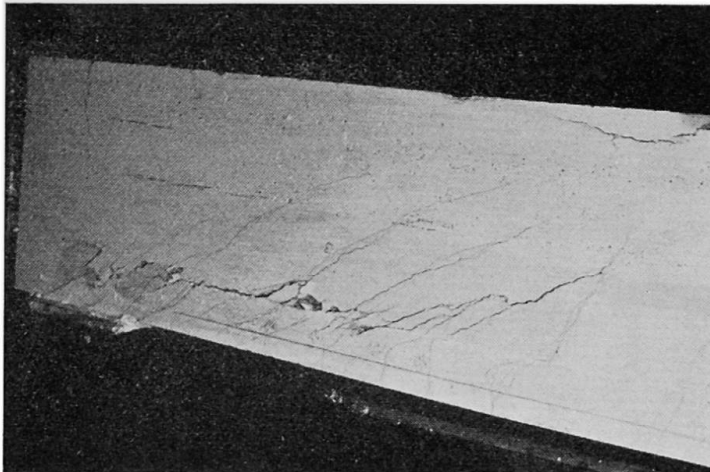


Fig. 4.

40% der nach der MÖRSCHSchen Fachwerkstheorie erforderlichen Menge; es lag daher etwa 40% Schubdeckung vor. Das Versagen ist durch Schubbruch etwa in der oberen Tangentialebene zur oberen Lage der Hauptbewehrung eingetreten, wie Fig. 4 an dem Bild eines gebrochenen Balkens zeigt. Unter der Bruchlast betrug die rechnermäßige Stahlspannung in den Bügeln in Übereinstimmung mit dem angenommenen Schubdeckungsgrad im Mittel $11\,000\text{ kg/cm}^2$.

Mit den in Fig. 5 abgebildeten Rechteckbalken wurde der Einfluß des Verbundes von Rippenstählen auf die Verankerungsbedingungen untersucht. Durch entsprechende Verkürzung der Vorkopflängen und oder Steigerung der Güte des Stahles der Zugbewehrung kann die Zerstörung der Verankerung der Stäbe der Zugbewehrung im Balkenvorkopf erreicht werden, wenn die Verbügelung der sogenannten «vollen MÖRSCHSchen Schubdeckung» entspricht und in gleicher Stärke im Balkenvorkopf angeordnet wird. Mit einer auf die Hälfte verringerten Verbügelung ist der Bruch unter einer um 30% auf die Hälfte verringerten Verbügelung ist der Bruch unter einer um 30%

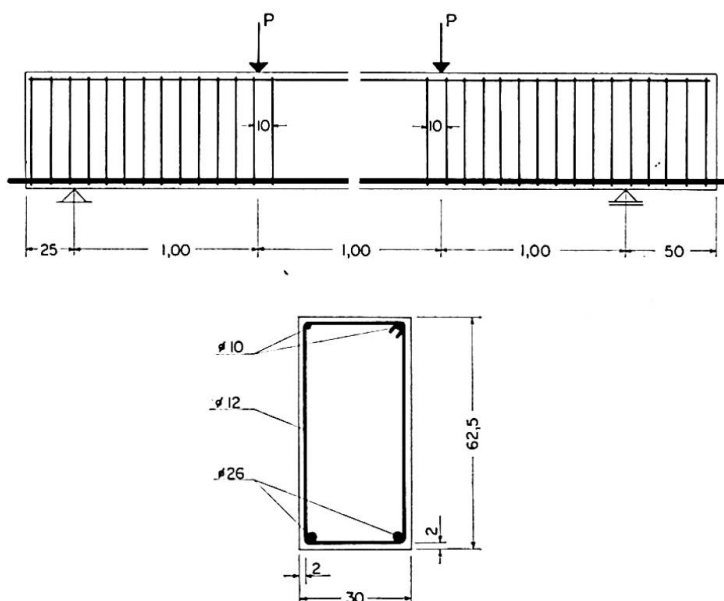


Fig. 5.

kleineren Belastung durch Schubbruch in der oberen Tangentialebene zu den beiden Stäben der Zugbewehrung eingetreten. Das Bruchbild war gleich dem in Fig. 4. In der Nähe des Bruchzustandes haben die herausstehenden Enden der Zugstäbe Gleitungen gezeigt, die aber auf die Verminderung des Verbundes durch den beginnenden Schubbruch in der Tangentialebene an diese Stäbe zurückzuführen sind.

In Balken mit ausreichend starker Druckzone können mit und ohne Schub-sicherung durch Bügel Schubbrüche in der oberen Tangentialebene zur Hauptbewehrung auftreten.

Es erscheint daher notwendig, diese Bruchart bei der Bemessung zu berücksichtigen und die Grenzen für die Möglichkeit einer Verminderung der sogenannten vollen MÖRSCHSchen Schubsicherung unter Berücksichtigung dieser Art des Schubbruches abzustecken.

3. Verankerung der Schubbewehrung im Schubbereich

In Balken nach Fig. 5 wurden einmal die der sogenannten vollen MÖRSCHSchen Schubsicherung entsprechenden Bügel in gleicher Dichte bis zur Stirnfläche der Balken fortgesetzt. In Vergleichsbalken wurde diese Schubsicherung nur zwischen dem Auflager und der Laststelle angeordnet, so daß der Vorkopf dieser Balken keine Verbügelung hatte. Die letzteren Balken sind unter einer um etwa $\frac{1}{3}$ kleineren Belastung gebrochen als die zuerst genannten. Der Bruch wurde durch Zerstörung der Verankerung im Balkenkopf ohne Verbügelung durch Sprengen des Betons ausgelöst. Das Ergebnis stellt sich in gleicher Weise ein bei Zugbewehrung aus Rundstählen mit Endhaken und bei Rippenstählen ohne Endhaken. Der Sprengwirkung in der Verankerung ist daher entweder durch eine Verlängerung der verbügelten Strecke bis zur Balkenstirnfläche oder zumindest durch die Anordnung von kleinen Bügeln entgegenzuwirken, die die Zugstäbe einschließlich der Endhaken im Bereich des Balkenvorkopfes umschließen.

4. Schubbruch von Plattenbalken mit Verbügelung

Die in Fig. 6 dargestellten T-Balken aus Beton mit 350 kg/cm^2 Würfel-festigkeit und mit der angegebenen Bewehrung wurden zuerst mit der ein-gezeichneten Laststellung einem Biegeversuch bis zum Bruch durch Biegung in der Mitte der Stützweite unterworfen. Hierüber wurde ausführlich unter [1] berichtet. Anschließend wurden die Balken in dem von der ersten Bruch-zerstörung unbeeinflussten Schubbereich mit $M/Qh \doteq 2$ nochmals bis zum Bruch durch Versagen des Schubwiderstandes geprüft, wie Fig. 7 zeigt. Das neue Auflager bestand aus einem schweren, nicht drehbar gelagerten Stahl-träger. Über dem bestimmungsgemäßen Endauflager wurden größte rech-nungsmäßige Schubspannungen von 58 kg/cm^2 mit rechnungsmäßigen Zug-

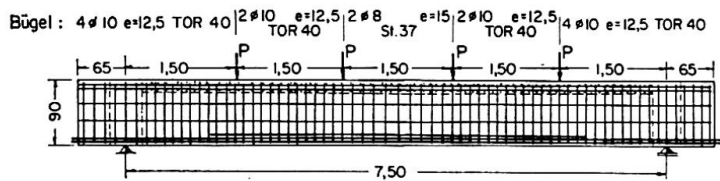


Fig. 6.

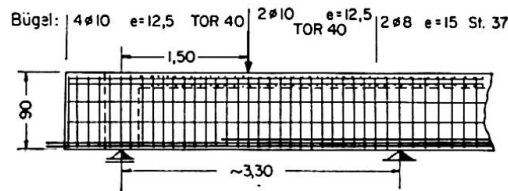
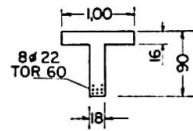


Fig. 7.

spannungen in den Bügeln aus TOR-Stahl 40 von 4300 kg/cm^2 erreicht, ohne Anzeichen einer Erschöpfung des Schubwiderstandes. Über dem neuen Auflager mit einer bedeutend schwächeren Schubsicherung durch Bügel haben sich folgende Verhältnisse ergeben:

Bei einem Balken ist dort der Schubbruch unter Schubspannungen von 50 kg/cm^2 eingetreten, unter denen die rechnungsmäßigen Zugspannungen in den Bügeln aus TOR-Stahl 7150 kg/cm^2 betragen.

Beim zweiten Balken ist dort der Schubbruch unter wesentlich kleineren Schubspannungen von 38 kg/cm^2 in einer lotrechten Ebene am inneren Rand des Auflagerträgers eingetreten. Der Bruchquerschnitt liegt zwischen 2 Bügeln aus Rundstahl $\varnothing 8$, also in dem am schwächsten auf Schub bewehrten Bereich. Die rechnungsmäßige Zugspannung dieser Bügel aus St 37 betrug 6500 kg/cm^2 . Es ist dabei jedoch zu berücksichtigen, daß durch die starke Verformung des Balkens nahe dem Bruchzustand die Auflagerpressungen bereits stark von gleichmäßig verteilten abweichen und sich einer dreieckförmigen Verteilung näherten. Diesem Zustand entspricht eine Kantenpressung am Rand des Auflagerträgers von 190 kg/cm^2 . Der kombinierte Spannungszustand aus lotrechter Schubspannung im sehr schwach bewehrten Beton und Druckspannung hat zum Versagen geführt.

Offenbar führen nicht in allen Fällen die Auflagerpressungen zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit auf Schub, wie vielfach angenommen wird. Das Auftreten einer lotrechten Schubbruchfläche kann damit erklärt werden, daß ein schmaler Bereich zwischen ausreichender Verbügelung und dem Auflagertrand nur mit wenigen waagrechten Stäben sehr schwach gegen Schub gesichert war und daher als schwächste Stelle vorzeitig versagte.

Es scheint daher notwendig, bei der Bemessung der Schubsicherung und der Auflager auf das die Tragfähigkeit des Schubereiches schwächende Zusammentreffen von Beanspruchungen besonders Rücksicht zu nehmen.

5. Rippendecken mit Schubsicherung durch Bügel

Die in Fig. 8 abgebildeten durchlaufenden Rippendecken wurden nach der Theorie der plastischen Gelenke mit $M_F = \frac{ql^2}{10}$ und $M_S = \frac{ql^2}{19}$ bemessen. Die Rippendecken wurden mit Beton von 245 kg/cm^2 Würfelfestigkeit hergestellt und mit TOR-Stahl 60 in der angegebenen Form bewehrt. Die Bügel waren zur Übernahme der gesamten Querkraft bemessen und im Abstand von 25 cm verlegt. Gemäß Fig. 9 trat der Bruch dadurch ein, daß sich ein zum Rand des Mittelmauerrostes durchlaufender Schrägriß plötzlich öffnete, wodurch die Druckzone abgesichert wurde. Der bruchauslösende Schrägriß verläuft genau zwischen zwei Bügeln, die durch strichlierte Linien gekennzeichnet sind und deren Abstand mit 25 cm etwas größer als $z \doteq 20 \text{ cm}$ ist.

Die Sicherheit der Decke war mit 2,2 anscheinend ausreichend; der Fall wird jedoch hier warnend zitiert, weil er zeigt, welchen schädlichen Einfluß

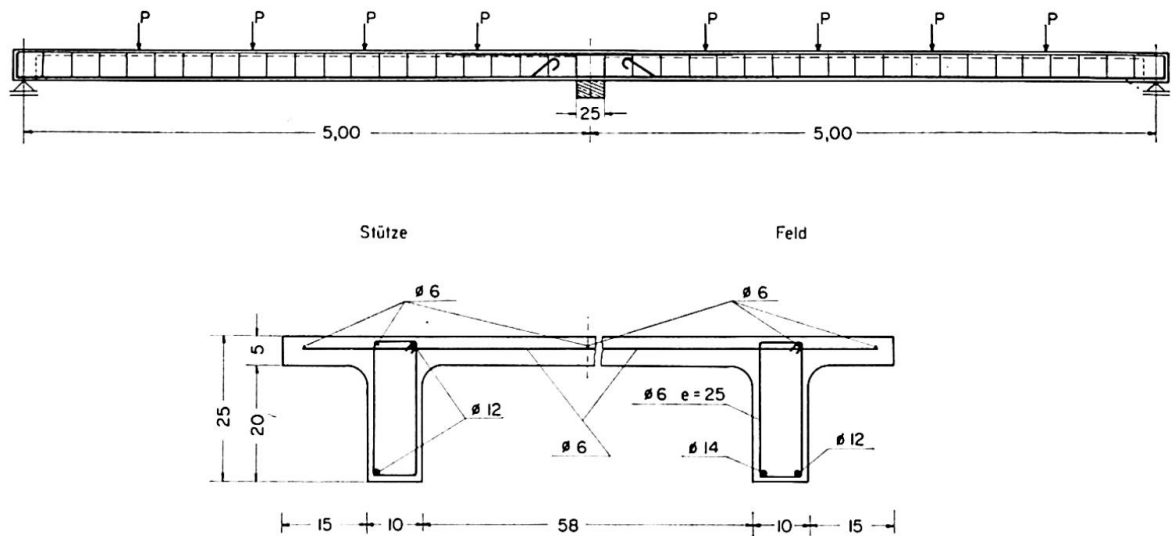


Fig. 8.

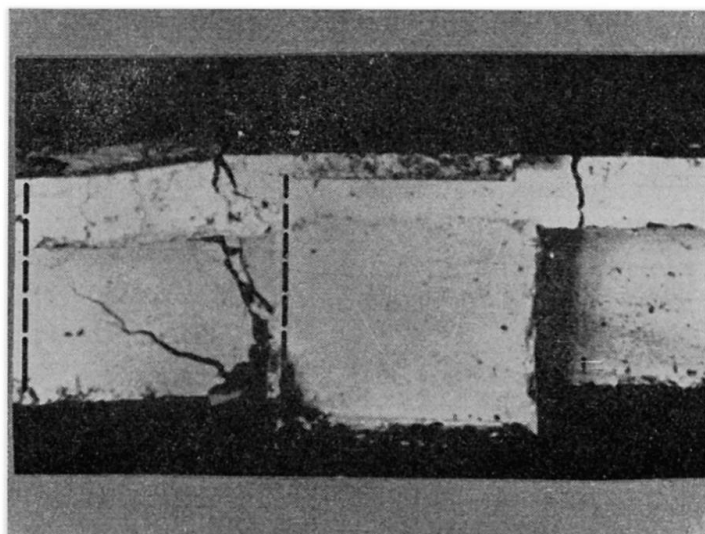


Fig. 9.

bereits verhältnismäßig geringfügige Abweichungen von den Regeln der klassischen Schubsicherung haben können; der schädliche Einfluß könnte aber auch in der Art des Systemes mit vorgegebenen plastischen Gelenken gelegen sein, in denen gleichzeitig größte Momente und größte Querkräfte zur Wirkung gelangen, was bisher bei der Bemessung im allgemeinen nicht berücksichtigt wurde.

6. Rißbildung im Schubbereich

Der Einfluß einer waagrechten Stegbewehrung auf die Rißbildung im Biegebereich von hohen Rechteckbalken wurde in einer vorausgegangenen Abhandlung [2] eingehend behandelt. Mit einer Zugbewehrung aus hochhaftfesten Bewehrungsstäben treten im Bereich dieser Bewehrung sehr viel und entsprechend feine Risse auf, die über die unbewehrte Höhe des Steges zu einzelnen sehr weiten Rissen zusammenlaufen. Durch eine entsprechende waagrechte Stegbewehrung kann eine über die ganze Höhe des Steges gleichmäßig feine Rißbildung erreicht werden. Im folgenden wird aus diesen Versuchen der Einfluß einer waagrechten Stegbewehrung auf die Rißbildung im Schubbereich abgeleitet, der zur Zeit noch ungeklärt erscheint.

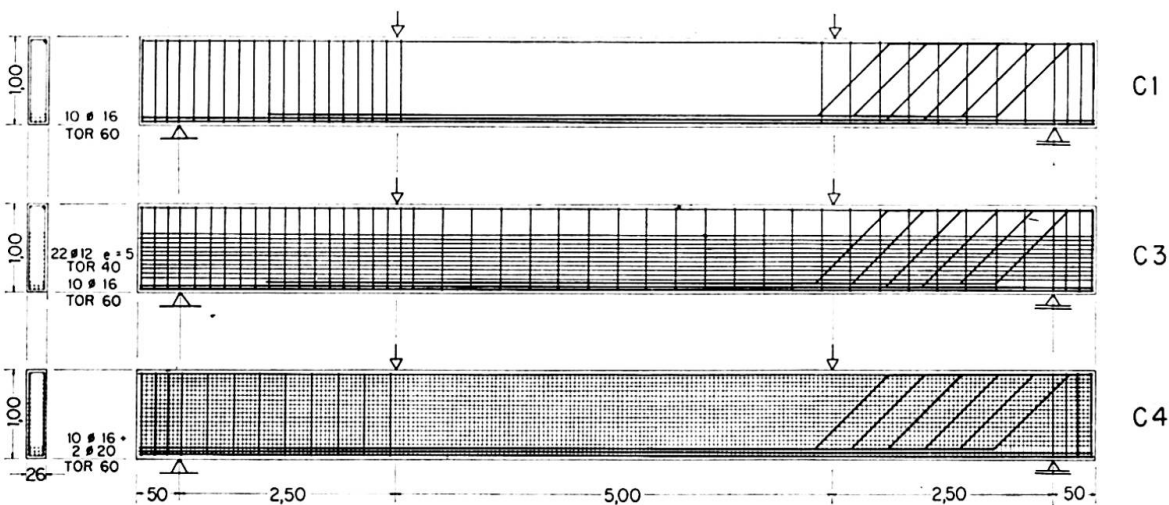


Fig. 10.

Die Schubbereiche der in Fig. 10 dargestellten Rechteckbalken aus Beton mit im Mittel 345 kg/cm^2 Würfelfestigkeit unterscheiden sich wie folgt. Auf der linken Seite wurde die Schubsicherung rechnermäßig allein durch Bügel und auf der rechten Seite durch Bügel und Schrägeisen gedeckt. Der erste Balken (C 1) hatte keine waagrechte Stegbewehrung. Der zweite Balken (C 3) hatte eine starke waagrechte Stegbewehrung, bestehend aus $\varnothing 12$ TOR-Stahl 40 in 5 cm Abstand auf beiden Seitenflächen. Der dritte Balken (C 4) hatte eine Stegbewehrung aus 2 über die ganze Höhe reichenden, U-förmig gebogenen Bewehrungsmatten mit 5 cm Maschenweite und 3 mm Drahtdicke.

Der wirksame Querschnitt der Bügel und Schrägeisen war in allen Balken mit 12,4 bis 13,6 cm²/m annähernd gleich. Die waagrechte Stegbewehrung betrug im Balken (C 3) 45 cm²/m und im Balken (C 4) 5,7 cm²/m. Im Balken (C 3) war der wirksame Querschnitt der waagrechten Stegbewehrung über 3mal so groß als jener der Bügel und Schrägeisen, im Balken (C 4) dagegen nur etwa halb so groß.

Die Balken wurden mit 2 Einzellasten in den Viertelpunkten der Stützweite stufenweise bis zum Bruch belastet. In jeder Belastungsstufe sind sämtliche Risse gemessen worden.

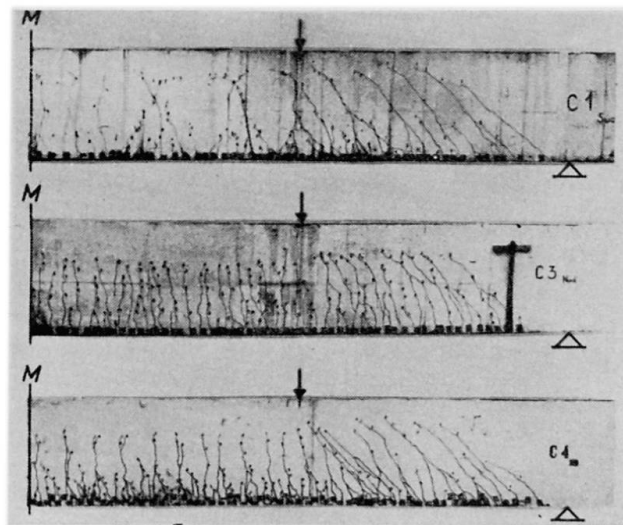


Fig. 11.

Fig. 11 zeigt die am Ende der Versuche an den Balken verzeichnete Reißbildung. Man erkennt deutlich die gleiche Wirkung der Stegbewehrung auf die Verteilung der Risse im Schubbereich wie im Biegebereich. Die starke Stegbewehrung des Balkens (C 3) führt zu einer bedeutenden Vermehrung der Risse im Steg. Bei Balken (C 4) bedingt die Netzbewehrung eine gleichmäßige Zunahme der Risse in allen Höhenlagen der Zugzone. Da aber die Netzbewehrung in waagrechter Richtung schwächer ist als die vorgenannte Stegbewehrung, war die Anzahl der Risse im Steg des Balkens (C 4) kleiner als in jenem von (C 3).

Die Vermehrung der Risse durch die waagrechte Stegbewehrung führte zu einer gleichartigen Abnahme der Reißweiten, die in allen Fällen sowohl in der Schwerachse der Zugbewehrung als auch am Ort der größten Weite gemessen wurden; daraus wurden die Größtwerte $W_{max.SAH}$ bzw. $W_{max.abs}$ sowie der Mittelwert $W_{m.SAH}$ für den Biege- und Schubbereich der geprüften Träger entnommen. Tab. 1 zeigt die Abnahme dieser Werte bei den Trägern mit waagrechter Stegbewehrung (C 3) und (C 4), bezogen auf die Werte des Trägers ohne Stegbewehrung (C 1), und zwar unter einer größten Beanspruchung von 3500 kg/cm², der zulässigen Spannung für TOR-Stahl 60 und dessen gewährleisteter Streckgrenze von 6000 kg/cm².

Tabelle 1

	σ_{eII} kg/mm ²	C 3/C 1		C 4/C 1	
		B	S	B	S
$W_{max. abs}$	35	0,43	0,42	0,58	0,59
	60	0,37	0,47	0,46	0,51
$W_{max. SAH}$	35	0,81	0,77	0,70	0,67
	60	0,79	0,75	0,58	0,50
$W_{m. SAH}$	35	0,85	0,73	0,58	0,54
	60	0,69	0,91	0,58	0,61
im Mittel		0,69	0,68	0,58	0,57

B = Biegebereich

S = Schubereich

Die Verhältniszerte sind für den Biege- und Schubereich praktisch gleich und beweisen damit die gleiche Wirksamkeit der waagrechten Stegbewehrung auf die Verringerung der Rißbildung in beiden Bereichen. Dabei ist aber noch zu berücksichtigen, daß unter Anrechnung der waagrechten Stegbewehrung auf die Tragfähigkeit der Balken auf Biegung die für gleiche Zugspannung in der Hauptbewehrung auftretende Querkraft beim Balken (C 3) um 30% und bei (C 4) um 34% größer war als beim Balken (C 1) ohne waagrechter Stegbewehrung.

Die im Schubereich gemessenen größten Rißweiten ($W_{max. abs}$) sind in Fig. 12 in Abhängigkeit von der größten Zugspannung in der Hauptbewehrung (σ_{eII}) und in Fig. 13 in Abhängigkeit vom Auflagerdruck (Q) getrennt für beide Schubsicherungen dargestellt. Eine größte Rißweite von 0,2 mm wird bei den Balken mit Stegbewehrung (C 3) und (C 4) unter einer um 85

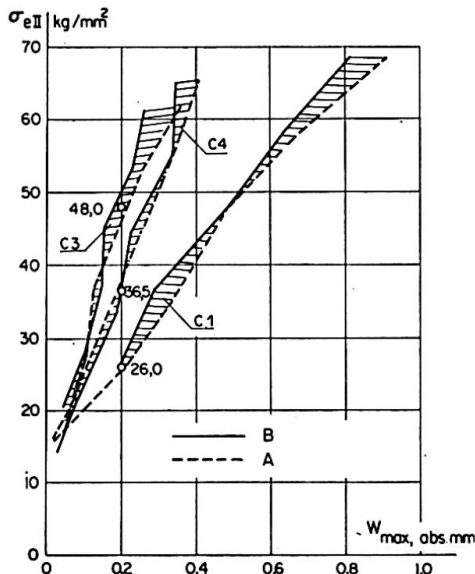


Fig. 12.

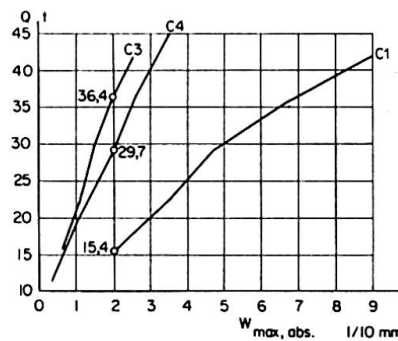


Fig. 13.

bzw. 40% höheren Stahlspannung, aber unter einer um 135 bzw. 90% größeren Querkraft erreicht als beim Balken (C 1) ohne Stegbewehrung. Die Wirkung der waagrechten Stegbewehrung im Sinne einer Verringerung der Rißbildung zeigt sich daher für die Rißbildung im Schubbereich wesentlich stärker als für die Rißbildung im Biegebereich. Die unterschiedliche Schubbewehrung durch Bügel allein bzw. durch Schrägeisen und Bügel hatte wegen der guten Aufteilung der Schrägeisen keinen gesicherten Einfluß auf die Rißbildung.

Die Versuche beweisen daher zumindest für die Rißbildung die Notwendigkeit der Berücksichtigung des waagrechten Anteiles der Schubkraft durch eine entsprechende waagrechte Stegbewehrung gemäß den Vorschlägen von RAUSCH [3] für die Schubsicherung von Stahlbetonbalken durch Bügel allein.

Literatur

1. A. LAZARD: «Essais jusqu'à rupture de poutres armées d'acier TOR 60 et 80.» Mémoires de l'AIPC, 16e volume, 1956.
2. ST. SORETZ: «Contribution à la recherche sur les aciers à béton et sur le béton armé.» Annales de l'ITBTP, Paris, November 1961.
3. E. RAUSCH: «Drillung, Schub und Scheren im Stahlbetonbau.» Deutscher Ingenieurverlag GmbH, Düsseldorf, 3. Auflage, 1953, S. 37 ff.

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag bringt einige mit Versuchsergebnissen belegte Beispiele für theoretisch noch nicht näher behandelte oder umstrittene Fälle von Schubbruch und Versagen der Verankerung von Bewehrungsstäben sowie von Beeinflussung der Rißbildung im Schubbereich durch die waagrechte Stegbewehrung.

Summary

Test results show particular examples of shear and anchorage failure and the effect of horizontal web reinforcement on the crack formation in the shear zone. The problems indicated are still under consideration and have not been solved by the theories and design methods discussed.

Résumé

A la lumière de résultats d'essais, l'auteur traite quelques cas particuliers concernant: la rupture par cisaillement, l'insuffisance d'ancrage des armatures et le rôle des armatures d'âme horizontales dans la fissuration intervenant dans la zone de cisaillement. Les problèmes auxquels se rapportent ces exemples font l'objet de controverses ou n'ont pas encore été soumis à une étude théorique approfondie.

IV a 3

Shear Strength of Continuous Reinforced and Prestressed Concrete Beams

Résistance au cisaillement des poutres continues en béton armé et précontraint

Die Schubfestigkeit kontinuierlicher Stahlbeton- und vorgespannter Balken

A. M. NEVILLE

Professor, M. C., T. D., M. Sc., Ph. D., A. M. I. C. E., A. M. I. Struct. E., M. ASCE, M. E. I. C.
Calgary, Canada

Notation

\varnothing	= diameter.
ton	= English ton (= 2240 lb.).
r	= percentage area of web reinforcement.
v	= nominal shearing stress = $\frac{V}{b j d}$.
a	= shear span.

Introduction

Extending previous studies on the shear strength of concrete beams, a part of which was reported at the 6th Congress [1], continuous beams have been investigated with a special reference to the moment-shear interaction at the ultimate. In continuous beams there are regions in which the bending moment changes from a high positive to a high negative value, with a concomitant high shear. In the vicinity of the point of contraflexure there exists the unique combination of a high shear and no applied direct stress. There is thus no flexural cracking there and shear design formulae derived for a cracked section cannot be used.

Beams with Orthogonal Web Reinforcement

As a continuation of a study of beams with orthogonal web reinforcement [2], continuous beams covering two spans of 4'—4½" each were tested. They had a cross-section of 4" by 10", with (plain) main tension and compression reinforcement area ratio, p , of 2.4%. The shear span-effective depth ratio, a/d , was 2.2. When ¼" \varnothing stirrups were spaced at 4" centres no significant increase in ultimate load was caused by the addition of two ¼" \varnothing horizontal bars at the

level of the neutral axis, all beams failing in diagonal tension. Nevertheless, the widening of the diagonal tension crack was delayed somewhat and a better distribution of cracks was obtained. The initial cracking load was not affected since, as is well-known, web reinforcement plays no role until diagonal cracking has started. On the other hand, shrinkage markedly affects the cracking load and has to be carefully controlled.

When the stirrups were spaced at $2\frac{1}{2}$ " centres (which corresponds to $r=0.98\%$) in the zone between the load point and the centre support (where the shear was greatest), and at 4" centres elsewhere, the addition of one layer of horizontal web reinforcement resulted in practically no improvement when the concrete strength was 4400 lb./in.². However, with a 5500 lb./in.² concrete an increase in ultimate load of approximately 15% was observed on addition of $\frac{1}{4}$ " \varnothing horizontal bars, and a further increase when $\frac{1}{2}$ " \varnothing horizontal web reinforcement was used. This beam failed at a load equal to the ultimate flexural capacity (which is slightly increased by the additional steel) and a full redistribution of moments had taken place. Fig. 1 shows the failure patterns.

From a series of tests it seems that when stirrups are inadequate because of too large a spacing the addition of horizontal web reinforcement will not remedy the situation. With a smaller stirrup spacing [approximately $1/2d$ ($1-k$)] the use of orthogonal reinforcement is advantageous if very high strength concrete is used: the widening of the diagonal tension crack is delayed so that the horizontal steel plays a greater role in resisting inclined tension. The use of larger horizontal bars effects little improvement and in fact these bars did not yield while stirrups did, but arrangement of small bars in two layers, one at the level of the neutral axis, the other half-way towards the tension steel, is more efficient. It is worth noting that the weight of the $\frac{1}{4}$ " \varnothing horizontal web reinforcement is less than 18% of the weight of the stirrups alone, and of course only a small fraction of the total weight of reinforcement. If the same weight of steel were used in the form of stirrups the influence on the shear capacity of the beam would be smaller. The fixing of horizontal bars is extremely simple so that no large labour cost is involved. It should be stressed though that horizontal bars are not a substitute for adequately spaced stirrups.

Referring to beams with stirrups only, it is interesting to observe that even though they failed in shear they withstood a higher nominal shearing stress (600 lb./in.² when $r=0.61\%$, and 670 lb./in.² when $r=0.98\%$) than simply supported beams of similar properties and with the same values of r (500 and 530 lb./in.² respectively). We should note, however, that for the same applied shear the bending moment in a continuous beam is smaller than in a simply supported beam.

Beam B19 of Fig. 1 failed in shear but reached its flexural load capacity. In this connection it is interesting to observe that under the action of moment and shear the concrete is subjected to biaxial compression and hence its

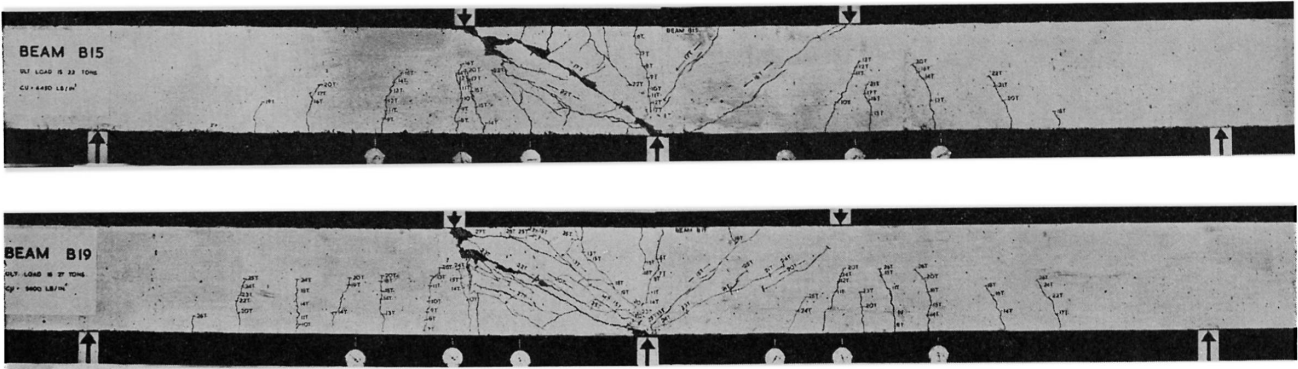


Fig. 1. Beams with stirrups at $2\frac{1}{2}$ " centres:
 B 15 without horizontal web reinforcement; B 19 with two $\frac{1}{2}$ " \varnothing bars at the neutral axis.

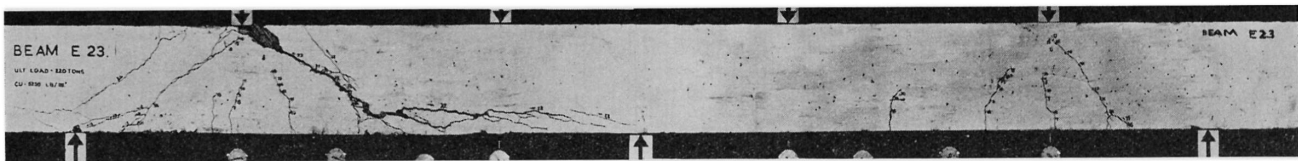


Fig. 3. A continuous beam with equal shears in all shear spans adjacent to supports,
 and with equal moment-shear ratios on the support-side of all loads.

resistance to compression is higher [3]. Thus failure in shear may occur at an increased compressive stress, possibly at a load in excess of the theoretical flexural capacity, and yet truly in shear. Loads acting on the surface of the beam also have the effect of inducing biaxial compression [1]. If closed stirrups are present they provide a form of binding of the compression zone, and thus permit it to develop a considerably greater strain before compression failure; this allows a greater rotation and may raise the shear capacity of the beam.

Moment-Shear Interaction in Reinforced Beams

Tests on continuous beams with constant longitudinal reinforcement (but without stirrups) and a/d varying between 1.5 and 3.5 have indicated an absence of a significant shear-moment interaction. Fig. 2 shows that the higher the bending moment over the centre support the higher the nominal shearing stress at failure, all beams failing in shear. The failing load was slightly lower the higher the a/d ratio (for the shear span nearest to the centre support); this is similar to the behaviour of single span beams and also of continuous pre-stressed beams (see *infra*).

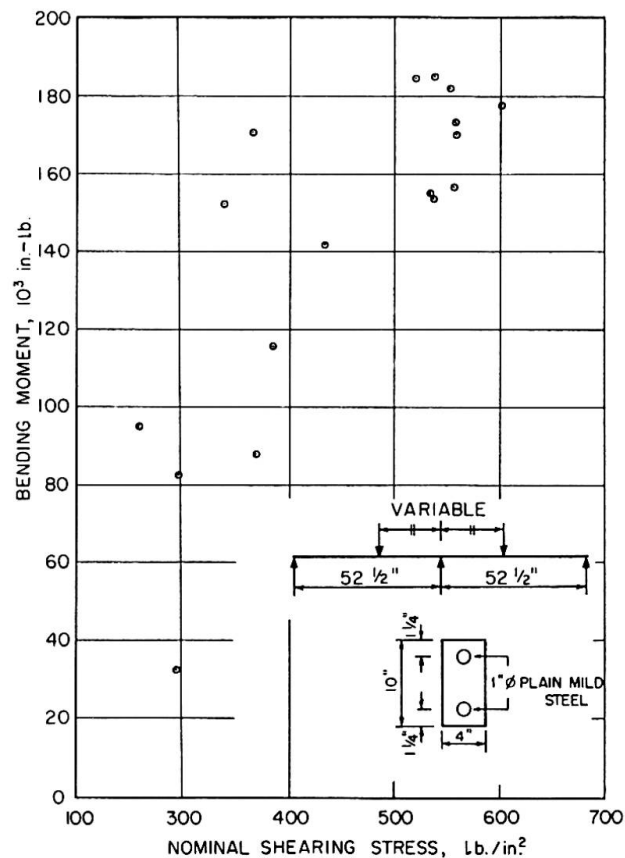


Fig. 2. Relation between the bending moment over the centre support and nominal shearing stress at failure.

To study the interaction further a continuous beam was tested under two point loading per span arranged so that the shear in each of the shear spans adjacent to a reaction was the same. The $\frac{M}{Vd}$ ratios were also sensibly equal: 1.72 on the outside of the outer load point, and 1.65 near the centre support. The elastic point of contraflexure was between the load points, less than 2" from the inner load point. Fig. 3 shows the crack pattern at failure, which took place in the shear span with a shear equal to only 2/3 of the shear in the other shear spans so that $\frac{M}{Vd} = 2.57$. Thus once again the factor equivalent to a/d appears to be of importance. It may also be noted that a lower moment gradient means that the zone of flexural cracking extends more rapidly with an increase in load, and this may lead to inclined cracking. There was no cracking near the point of contraflexure.

Prestressed Beams of Rectangular Cross-Section

Two-span beams with a varying linear transformation were tested. Failure occurred in all cases in diagonal tension near the centre support with a second hinge in the span. The diagonal tension crack formed suddenly and opened wide over a distance extending to within 1 to 1½ in. of extreme fibres. With one exception this diagonal cracking load represented between 84 and 100% of the collapse load on the beam. The sudden character of shear failure in prestressed beams (which were post-tensioned and grouted), sometimes nearly explosive in character, is thus apparent, and it is clear that all important prestressed as well as reinforced beams must have web reinforcement. How early the warning of failure is, i. e. what is the increase in load between diagonal tension cracking and collapse (expressed as a percentage of the collapse load), depends on several factors. As in reinforced concrete beams, the a/d ¹⁾ ratio has an important influence: the higher the value of a/d the less warning there is, and for high a/d collapse is simultaneous with the opening of the diagonal tension crack.

For a constant value of a/d , the difference between the cracking and collapse loads is greater the smaller the total prestressing force in the beam, F_s . Thus for a constant stress in wires at transfer, f_s , the difference is greater the smaller the steel area; conversely, for a constant steel area the difference increases with a decrease in f_s . These statements apply of course only to beams failing in shear but they seem to form a logical pattern as a smaller compression due to prestress means that cracking occurs under a lower load. This lowers the rigidity of the beam, and leads to a greater difference between the cracking load and the ultimate load irrespective of the actual value of the latter.

¹⁾ d is the overall depth of section.

From the rather insufficient tests on beams with F_s constant, and f_s and the percentage steel area, p , variable, it seems that the difference between diagonal cracking and ultimate load increases with a decrease in f_s and therefore with the concomitant increase in p . This is because with a high value of p the loss in effective prestress due to creep of concrete is higher, and diagonal cracking occurs earlier.

Let us consider the effect on shear strength of f_s , p , and F_s ; only two of these are independent. If f_s is sufficiently high a small increase in the load on the beam will bring the wires into the non-elastic zone and cause flexural cracking of concrete so that the deflection of the beam will increase at a high rate, and failure by crushing of concrete will follow. Conversely, if f_s is well below the yield stress of steel the increase in strain due to load is small, the final deflection is also small and failure takes place in shear before the full flexural capacity is reached. All beams with f_s greater than one-half the 0.1% proof stress failed in flexure, and in all of them the yield stress in the wires was reached. Beams with a slightly lower value of f_s failed in shear but at a load equal to the ultimate load in flexure. Nevertheless, the change in the pattern of failure from flexure to shear as a result of a reduction in the stress in the wires at transfer makes the use of beams with too low a stress in wires undesirable.

If f_s is constant and p increases, the flexural capacity of an under-reinforced

Table 1. Influence of Percentage Area of Reinforcement on Failure of Rectangular Prestressed Concrete Beams

p %	F_s lb.	Ultimate load ton	Mode of failure
0.196	8,300	20.6	Flexure
0.371	8,210	33.5	Shear
0.371	11,900	31.2	Flexure
0.557	11,870	31.0	Shear
0.196	5,070	20.5	Flexure
0.371	4,640	29.2	Shear
0.371	11,750	39.5	Flexure
0.742	12,030	29.5	Shear
0.371	11,750	39.5	Flexure
0.557	12,630	36.0	Shear
0.371	8,210	33.5	Shear
0.557	11,870	31.0	Shear
0.557	11,750	36.0	Shear
0.742	12,030	29.5	Shear

section increases. The shear load which can be carried increases at a lower rate so that the mode of failure changes from flexure to shear (Table 1). For beams failing in shear the one with a higher value of p fails earlier (see lower part of Table 1).

In the two cases considered in the preceding paragraphs an increase in the variable studied resulted in an increase in F_s , but F_s is not believed to be a primary factor influencing the type of failure.

A study of the relation between the maximum moment on the beam and the shear at cracking or at ultimate shows that moment-shear interaction is very small or absent. Fuller data were obtained from tests on I-beams.

Prestressed I-beams

Symmetrical, rather squat, I-beams of 9000 lb./in.² concrete (measured on cubes) were tested under loading shown in Fig. 5: the a/d ratio was 3. The linear transformation of the cable, which varied between 0 and 2½" downwards at centre support, reduces the plastic moment of the section over the centre support but does not affect the ultimate strength of the beam as a whole, as shown in Fig. 4, where the slope of the regression line is not significant. There is, however, a secondary effect of transformation in that it decreases the vertical component of prestress, which reduces the net shear. However, even at the maximum transformation the decrease was less than 10% of the shear at failure. It is also worth noting that the vertical component of prestress affects the shear strength of a beam primarily when excessive principal tension in the web leads to cracking there [4]. When, however, diagonal cracks develop

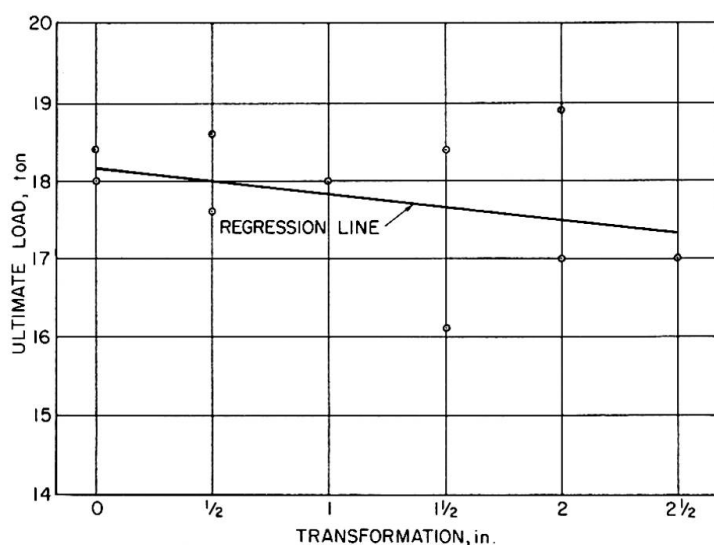


Fig. 4. Relation between ultimate load on the beam and linear downward transformation of tendon at the centre support.

from flexure cracks, the inclination of the tendon is of lesser importance than its position, as the latter governs the moment-capacity of the section.

Determination of the moment-load relation has shown departure from the "elastic" curve when a flexural crack forms over the centre support: the rate of increase in the moment falls off, i.e. a redistribution of moments takes place. However, as flexural or shear cracks open in the span the rate increases somewhat but the average rate remains below the rate prior to the beginning of the redistribution.

Fig. 5 shows the relation between the measured plastic moment over the centre support and the shearing force acting in the centre shear span at the

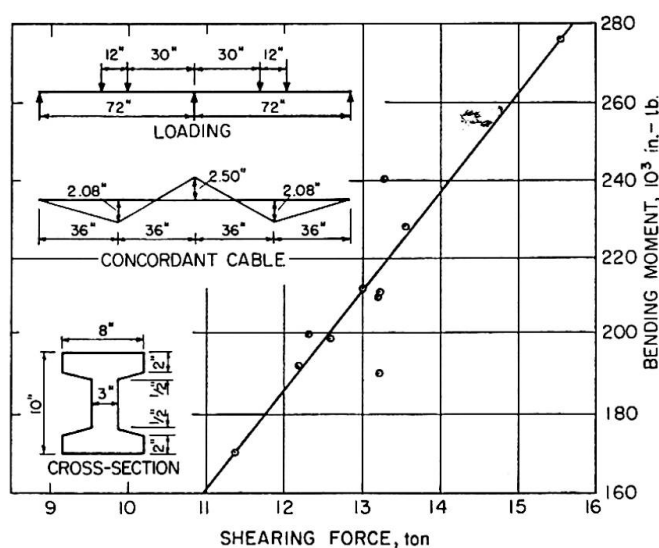


Fig. 5. Relation between bending moment over the centre support and shearing force at ultimate.

same stage. The change in the plastic moment is due to the varying transformation of the tendon, and the measured moments agree very closely with calculated values. An increase in the moment is accompanied by proportionately smaller increase in shear capacity (all beams failing in shear). This does not establish measurable shear-moment interaction. Furthermore, the failure in shear occurs perforce away from the section at which the plastic moment is developed and for the beams of the present series the diagonal tension crack is usually positioned so that at the level of the centroid of the beam the crack is half-way between the centre support and the near load point. The magnitude of the (collapse) bending moment at this intersection of the crack and the centroidal axis does not seem to affect the magnitude of the maximum shearing force that the beam can withstand. Moreover, the sign of the bending moment, positive or negative, at this intersection is of no consequence (see Fig. 6). This behaviour offers a strong argument against an influence of moment on shear capacity in continuous beams of the type considered. The influence of an

applied shear on the moment that can be developed at a section is yet to be studied.

Determination of principal strains at the critical section has shown that their orientation changes to the direction of 45° to the beam axis more rapidly (i. e., under a lower load) in beams failing in shear. However, the magnitude of the principal tension in a beam is not a direct indication of its mode of failure. In I-beams with high or moderately high a/d ratios diagonal cracking occurs at a principal tension approximately equal to the tensile strength, but

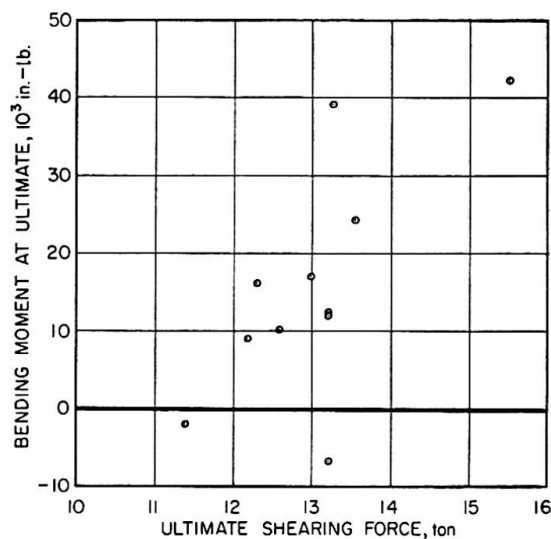


Fig. 6. Relation between the bending moment at the mid-point of the shear span adjacent to the centre support and the shearing force at ultimate.

in rectangular beams often at a considerably lower stress. The design of these beams should not, therefore, be based on a permissible principal tension. This behaviour is due to the influence of flexural stresses and development of flexure cracks from which the final shear failure develops: the origin of the shear failure is thus different. Maximum stress occurs nearer to the tension surface of the beam [4], and principal stress on the centroidal axis cannot serve as a design criterion. Thus the influence of the bending stresses on the capacity of a beam to resist shear is explained, but this is not tantamount to a true and substantial moment-shear interaction.

Acknowledgement

The author would like to acknowledge the work done by his former research students at the University of Manchester: J. W. Armishaw, N. G. Bunni, F. G. Holliday, E. Roberts, and I. E. Zekaria. A part of this report has been made possible by a grant from the National Research Council of Canada.

References

1. J. TAUB and A. M. NEVILLE: "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Loaded Through Framed-In Cross-Beams." 6th Congress IABSE, Preliminary Publication, pp. 77—84.
2. A. M. NEVILLE and J. TAUB: "Resistance to shear of Reinforced Concrete Beams. Part 4: Behaviour of beams with different types of web reinforcement." J. of American Concrete Institute, Nov. 1960, Proc. v. 57, pp. 517—532.
3. H. RÜSCH, F. R. HAUGLI and H. MAYER: «Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung.» Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 145 (1962).
4. J. G. MACGREGOR: "The Relation Between Design Specifications and the Behaviour of Prestressed Concrete Beams Subjected to Combined Bending and Shear." Engineering Journal (Canada), 1963.

Summary

Factors influencing the shear strength of continuous beams, reinforced or prestressed, are discussed, and it is shown that there is no substantial shear-moment interaction at failure. Tests on reinforced beams with orthogonal web reinforcement are described.

Résumé

On discute les facteurs qui influencent la résistance au cisaillement de poutres continues en béton armé ou précontraint, et on montre qu'il n'y a pas d'interaction importante entre l'effort tranchant et le moment fléchissant à la rupture. On décrit des essais sur des poutres en béton armé avec armatures de cisaillement du type orthogonal.

Zusammenfassung

Die Faktoren, die die Schubfestigkeit kontinuierlicher Balken aus Stahlbeton oder vorgespanntem Beton beeinflussen, werden zur Diskussion gestellt. Es wird gezeigt, daß es beim Bruch keine größere Wechselwirkung zwischen Querkraft und Biegemoment gibt. Versuche an Stahlbetonbalken mit orthogonaler Schubbewehrung werden beschrieben.

IV a 4

Shear Connections for Composite Prestressed Beams

Dispositifs de liaison entre les nervures en béton précontraint préfabriqué et le hourdis coulé sur place, dans les poutres en T composées précontraintes

Schubverbindung bei zusammengesetzten, vorgespannten Balken

R. H. EVANS

C. B. E., D. Sc., D. ès Sc., Ph. D., M. I. C. E.,
M. I. Mech. E., M. I. Struct. E., University
of Leeds

F. K. KONG

Ph. D., M. Sc., B. Sc. (Eng.), Scott & Wil-
son, Kirkpatrick & Partners, London

Introduction

In the design of composite prestressed concrete beams, when the capacity of the natural bond between the precast and in-situ members is not sufficient to resist the horizontal shear at the contact surface of the two concretes, steel stirrups extending from the precast concrete into the in-situ concrete are often used. It is not definitely known whether the effectiveness of these stirrups is due to their action in directly resisting horizontal shear, or due to their action in indirectly maintaining and increasing the ultimate value of the shear resistance of the contact surface by tying the precast and in-situ members together.

To study the performance of stirrup shear connections, load tests were carried out on composite T-beams with different types of shear connections between the precast prestressed concrete webs and the lightly reinforced in-situ concrete flanges.

Load Tests

Test Beams

Fig. 1 shows the four types of beams tested.

In Type A, the stirrups were designed to tie down the flange, while offering no direct resistance to horizontal shear at the contact surface between flange and web. Direct resistance of the stirrups to horizontal shear was eliminated by wrapping them with ten turns of electrician's insulation tape. The top surface of the web had an exposed-aggregate finish to bond with the in-situ flange. A central strip, 1.75 inch wide, on the top surface was painted with two coats of bitumastic paint, to ensure a primary shear failure at the contact surface.

In Type B, the stirrups which projected into the flange had open tops, and the length in the flange was thinly coated with bitumastic paint to eliminate resistance to vertical separation of the flange from the web.

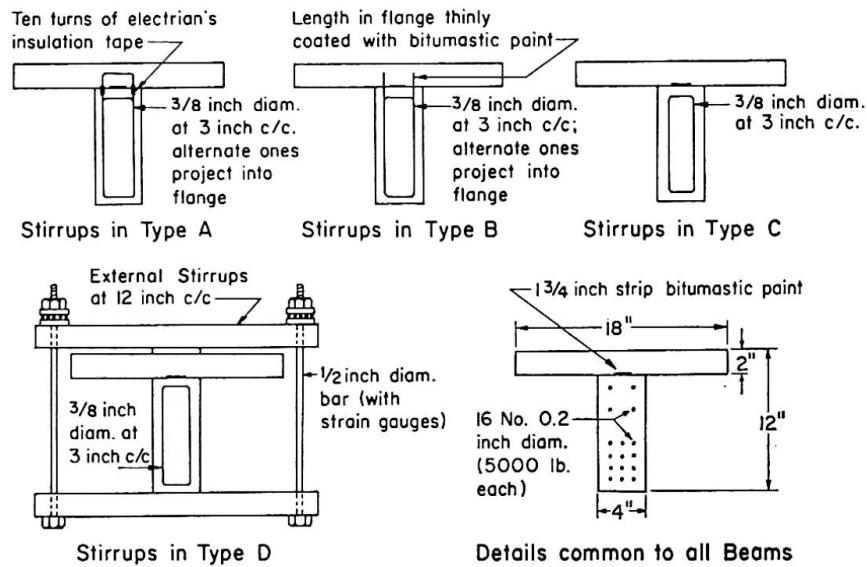


Fig. 1. Details of the four types of test beams (each 10-ft. long overall).

In Type C, natural bond was the only shear connection.

In Type D, external stirrups were used (after the natural bond between the two concretes had been destroyed by loading). The vertical bars of the external stirrups were tensioned by screwing the nuts at their ends until a pressure of 300 lb./sq. in. was achieved at the contact surface between the two concretes. The correct tension was indicated by strain gauges fixed to the vertical bars. Torsional strains in the vertical bars were eliminated by using a thrust ball bearing for each bar.

Instrumentation and Test Procedure

Fig. 2 shows the loading arrangement for Type D beams. The loading arrangement for the other types of beams was the same as that for Type D, except that external stirrups were not used.

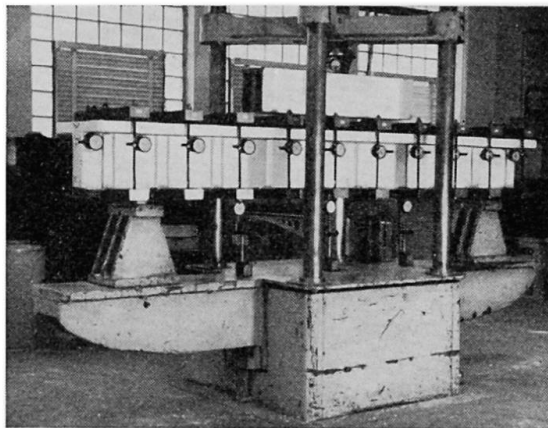


Fig. 2. Loading arrangement for type D beams.

Loads were applied by increments of about $\frac{1}{20}$ of the ultimate loads. Deflections, strains, crack widths, slip and vertical separation between flange and web were measured for each incremental load.

Test Results

Deflection

Typical deflection curves in Fig. 3 show that, at low loads, the behaviour of all four types of beams was similar, but, at higher loads, deflections and hysteresis effects were least in Type A. For example, the deflection of the Type A beam at $W = 18$ tons was less than that of the Type B beam at $W = 17.4$ tons, and less than that of the Type D beam at $W = 16$ tons.

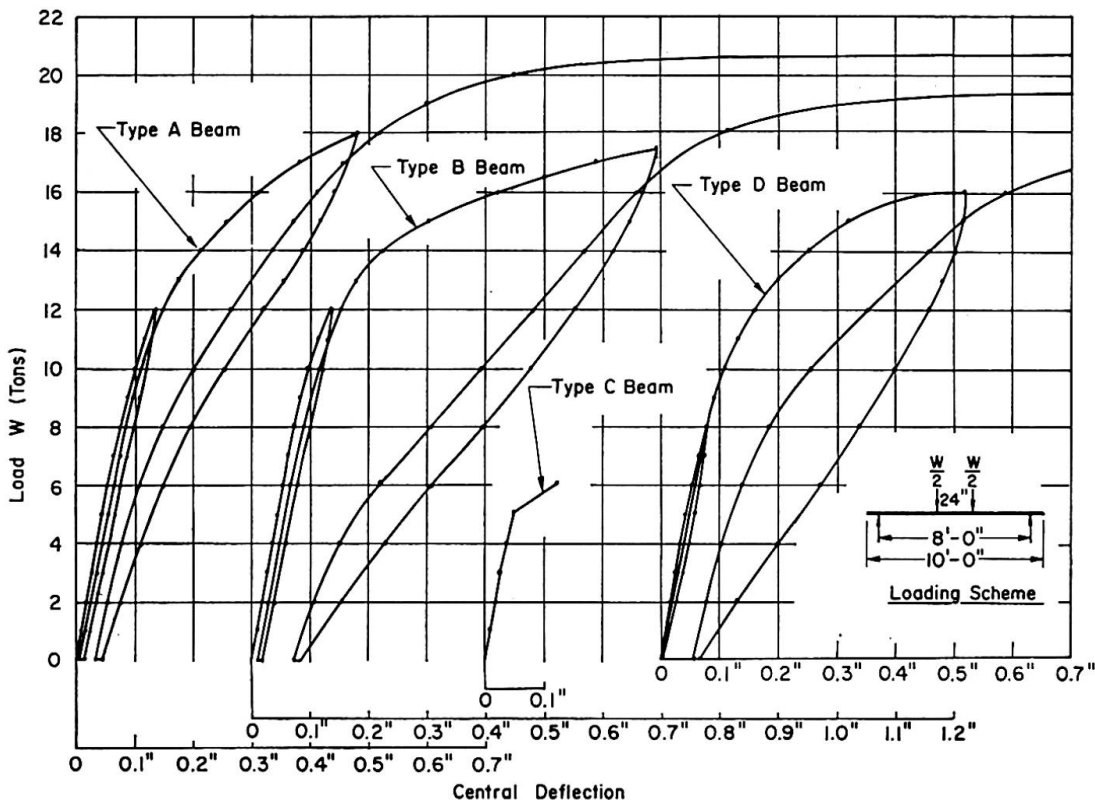


Fig. 3. Load-deflection curves.

Slip Distribution and Development

The general distribution of slip was the same in all four types of beams, i. e. least at mid-span and largest between loading points and supports. For the same loads, slip was least in Type A. The superiority of Type A was very evident at high loads.

Fig. 4 shows typical load-slip curves.

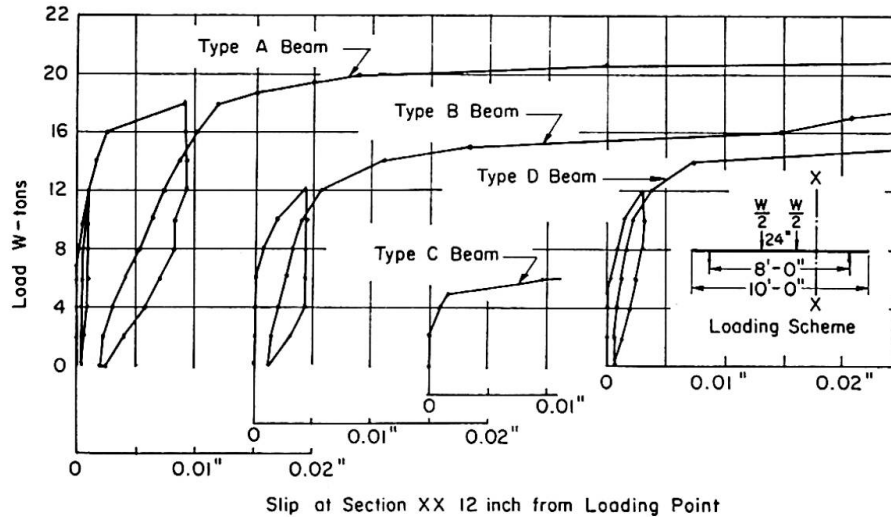


Fig. 4. Load-slip curves.

Vertical Separation between Flange and Web

Vertical separation occurred in every type of beam. Fig. 5 shows that initially such separation was negative, i. e. the flange and web moved towards each other, showing that a small crack had existed between flange and web before loading tests started. Such cracking was probably due to differential shrinkage and creep.

At high loads, vertical separations were all positive and were least significant in Type A.

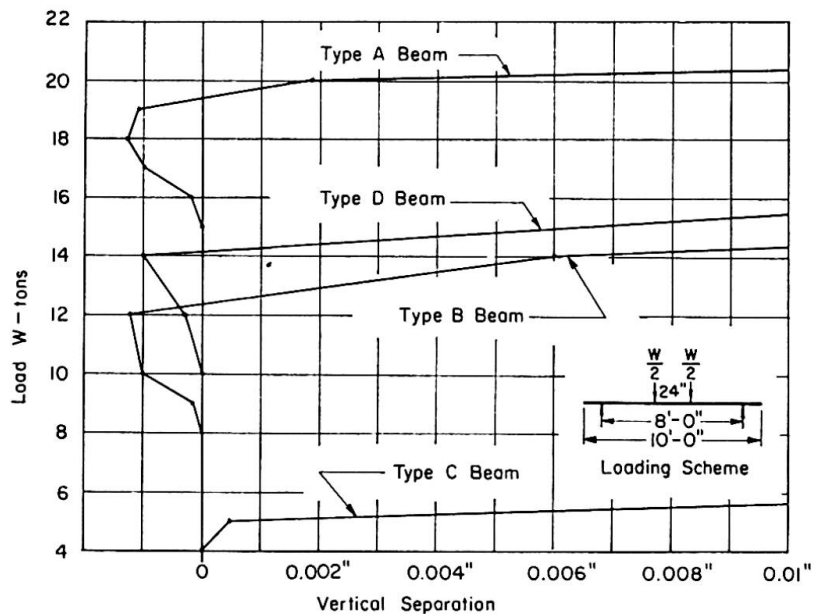


Fig. 5. Vertical separation between flange and web measured at end of beam.

Crack Widths

Fig. 6 shows the average width of the cracks in the region between the loading points. Up to about 14-ton load, there was no appreciable difference in crack widths in the different types of beams. After 16-ton load, the superiority of Type A beams became evident. Referring to Fig. 4, it is seen that at 16-ton load the slip in Types B and D beams was very excessive as compared with slip in Type A beams.

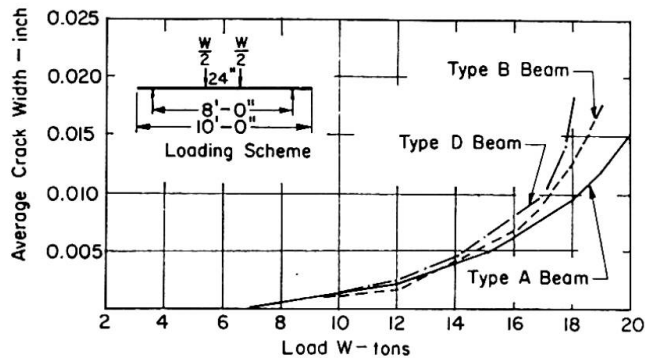


Fig. 6. Average width of cracks between loading points.

Ultimate Strengths

Test results show that, on average, experimental ultimate strengths were 98.1% of theoretical values (assuming full composite action) for Type A beams. The corresponding percentages were 88.6 and 87.2 respectively for those of Type B and Type D. These percentages reflect the degree of composite action achieved, and show that Type A beams were the most satisfactory.

Conclusions

1. Natural bond plus steel stirrups which effectively tie the precast and in-situ members together is an efficient shear connection, even when the stirrups do not offer direct resistance to horizontal shear at the contact surface of the two concretes.
2. Stirrups which offer direct resistance to horizontal shear but do not tie the two members together are inefficient.
3. Where natural bond has been destroyed, appreciable composite action can be achieved again by imposing a normal pressure at the contact surface, i. e. by creating mechanical friction to resist the horizontal shear.
4. Natural bond by itself is not a satisfactory shear connection, even for low stresses, because failure occurs with little warning.

Summary

Load tests were carried out on composite T-beams with the following types of shear connections between the prestressed precast concrete webs and the reinforced in-situ concrete flanges: (A) Stirrups which tied the flange and web together but offered no direct resistance to horizontal shear at the contact surface of the two concretes. (B) Stirrups which offered direct resistance to horizontal shear but did not effectively tie the flange and web together. (C) Natural bond by itself. (D) External stirrups. It was observed that Type A shear connection was the most efficient and reliable type of connection.

Résumé

Des essais en charge ont été effectués sur des poutres en T composées, en utilisant les types suivants des dispositifs de liaison entre les nervures en béton précontraint préfabriqué et le hourdis en béton armé coulé sur place: (A) Des étriers qui liaient le hourdis et les nervures mais n'offraient aucune résistance directe au cisaillement le long de la surface de contact des deux types de béton; (B) Des étriers qui résistaient directement au cisaillement longitudinal mais ne liaient pas efficacement le hourdis et les nervures; (C) Adhérence naturelle seulement; (D) Etriers extérieurs. Il a été constaté que la liaison du type A était le type le plus efficace et sûr de tous les dispositifs essayés.

Zusammenfassung

An Plattenbalken mit vorfabriziertem, vorgespanntem Steg und an Ort hergestellter Platte wurden Belastungsversuche durchgeführt. Steg und Platte wurden dabei folgendermaßen miteinander verbunden: (A) Mit gut verankerten Bügeln, die jedoch an der Kontaktstelle von Steg und Platte keinen direkten Schubwiderstand aufweisen. (B) Mit Bügeln mit direktem Schubwiderstand an der Kontaktstelle, aber mit schlechter Verankerung im Beton der Platte. (C) Nur mit natürlichem Verbund ohne Armierung. (D) Mit außerhalb des Betons angeordneten Bügeln.

Die Versuche zeigten, daß Typ (A) die leistungsfähigste Verbindung von Steg und Platte gewährleistet.

IV a 5

Schubsicherheit schwindender Spannbetonbalken

Shear Strength of Prestressed Concrete Beams — Effect of Shrinkage and Temperature

Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint — Influence du retrait et de la température

BÉLA GOSCHY

Dr. Ing., Ungarn

1. Einleitung

In dieser Arbeit wird die Schubsicherung der Spannbetonbalken auf Grund der Schubbruchtheorie untersucht. Der Einfluß von Schwinden und Temperatur auf das Biegebruch- und Schubbruchmoment wird eingehend behandelt.

Die vorliegenden Zusammenhänge lassen die Bedeutung der Hauptbewehrung, Betonfestigkeit, Vorspannungsgrad und Bruchstauchung des Betons auf die Schubsicherheit erkennen.

2. Voraussetzungen

2.1. Die Querschnitte bleiben bis zum Bruch eben. (Die Annahme der ebenbleibenden Querschnitte ist bei kleinen Stahldurchmessern und niedrigen Bewehrungsgraden nach den Versuchsergebnissen von R. WALTHER als richtig zu beurteilen [1].)

2.2. Das Schwindmaß und die Temperaturänderung sind auf die ganze Balkenlänge konstant.

2.3. Die Schubdruckfestigkeit des Betons wird aus der Mohrschen Bruchtheorie bestimmt. Die Bruchbedingung wird mit

$$\frac{1-k}{k} \left(\frac{\sigma_x}{\beta_w} \right)^2 - \frac{1-2k}{k} \frac{\sigma_x}{\beta_w} + \frac{1}{k^2} \left(\frac{\tau_{xy}}{\beta_w} \right)^2 = 1 \quad (1)$$

ausgedrückt [2], wobei:

σ_x = Normalspannung (Schubdruckspannung),

τ_{xy} = Schubspannung,

$\beta_z = \sqrt{\beta_w}$ = Zugfestigkeit,

β_w = Würfelfestigkeit,

$k = \frac{\beta_z}{\beta_w} = \frac{1}{\sqrt{\beta_w}} = \frac{1}{\beta_z}$ = Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit.

3. Bruchmoment unter Berücksichtigung von Schwinden

Bei der Berechnung des Bruchmomentes des vorgespannten rechteckigen Querschnitts mit normalen Bewehrungsverhältnissen ($\mu < \mu_{0,2}$) kann das Versagen der Betondruckzone vorausgesetzt werden.

Das Schwinden, als eine Begleiterscheinung des Erhärtungsvorganges des Betons, ist durch eine zeitabhängige plastische Formänderung gekennzeichnet, die zur Überlagerung der inneren Kräfte und Spannungsverluste im Vorspannstahl führt. Bei der Berechnung der Schwindkräfte hat man bekanntlich eine statisch unbestimmte Aufgabe zu lösen und aus diesem Grunde zur Verträglichkeit der Formänderungen zu greifen.

Da die Nulllinie der Spannungen und der Formänderungen bei Biegung mit Schwinden nicht zusammen fallen (Fig. 1a), werden die Verformungsgesetze umformuliert.

Die gesamte Schwindverkürzung (Endschwindmaß) der Betonkörper ϵ_s [3] wird im Bruchzustand zwischen Stahl und Beton nach dem Gesetz

$$\epsilon_s = \epsilon_{es} + \epsilon_{bs} \tag{2}$$

verteilt, worin

ϵ_{es} = Verkürzung des Stahls,

ϵ_{bs} = plastische Verformung in der Spannstahlhöhe aus der Verlängerung und Verdrehung der Betondruckzone.

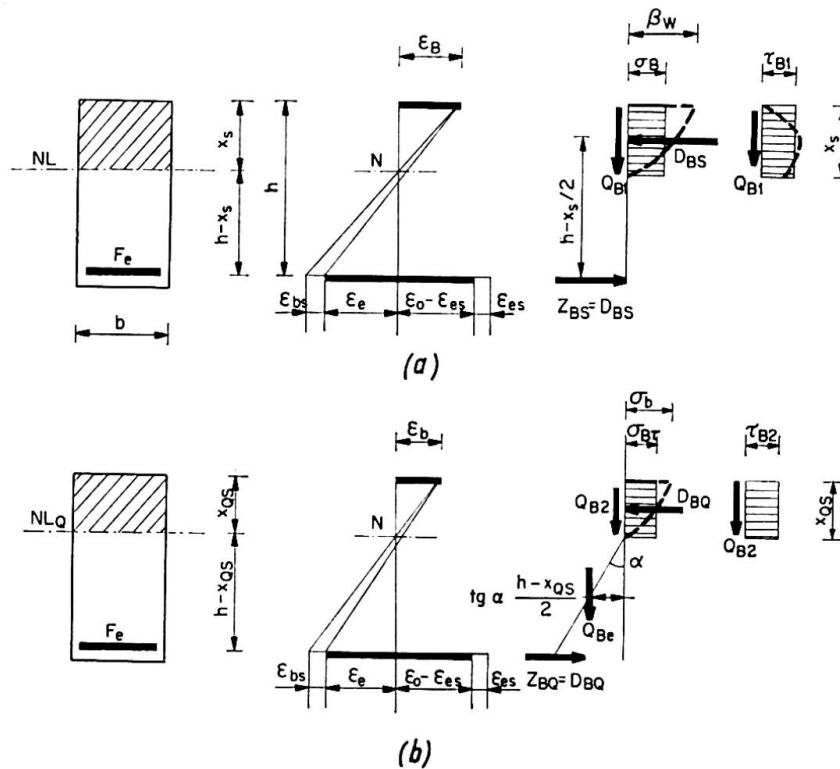


Fig. 1.

Die plastischen Schwindverformungen vergrößern die Durchbiegung des Balkens. Die Verkrümmung infolge Schwindens beträgt:

$$\frac{1}{\rho_s} = \frac{\epsilon_B + \epsilon_e + \epsilon_s - \epsilon_{es}}{h} = \frac{\epsilon_B + \epsilon'_e + \epsilon_s}{h} > \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_B + \epsilon_e}{h} \quad (3)$$

(ϵ_B = Bruchstauchung des Betons, ϵ_e = Stahldehnung).

Die Lage der Spannungsnulllinie kann aus dem Gleichsetzen der Druck- und Zugkraft aus

$$\frac{\sigma_B}{\mu} \frac{x_s}{h} = \sigma_0 + \sigma_e \quad (4)$$

und aus der Verformungsbedingung

$$k_s = \frac{x_s}{h} = \frac{\epsilon_B}{\epsilon_B + \epsilon'_e + \epsilon_s} \quad (5)$$

ermittelt werden mit den Bezeichnungen:

σ_B = durchschnittliche Bruchspannung des Betons,

σ_0 = Ausgangsspannung, Spannbettspannung,

$\sigma_e = f(\epsilon'_e)$ zusätzliche Stahlspannung beim Versagen der Druckzone,

μ = Bewehrungsgrad.

Bei reiner Biegung ($Q=0$) mit Schwinden wird das Bruchmoment aus

$$M_{su} = \sigma_B b h^2 k_s \left(1 - \frac{k_s}{2}\right) \quad (6)$$

gerechnet.

4. Bruchmoment unter Berücksichtigung von Temperaturänderung

Die zusätzliche Stahlverformung aus den gleichmäßigen Temperaturänderungen wird

$$\epsilon_t = \pm \alpha_t t \quad (7)$$

mit α_t als Temperaturdehnungsziffer (gleich groß für Beton und Stahl) und t als Temperaturunterschied gegenüber der Herstellungstemperatur des vorgespannten Balkens: positiv bei Erwärmung, negativ bei Abkühlung.

Besteht ein Temperaturunterschied der beiden Betonrandfasern, so setzt man den Temperaturunterschiedswert in der Höhe des Spannstahls in Gleichung (7) ein.

Der Nulllinienabstand kann aus

$$k_t = \frac{x_t}{h} = \frac{\epsilon_B}{\epsilon_B + \epsilon_e} \quad (8)$$

und
$$\frac{\sigma_B}{\mu} \frac{x_t}{h} = \sigma_0 \pm \sigma_t + \sigma_e \quad (9)$$

bestimmt werden, wo $\sigma_t = f(\epsilon_t)$ bezeichnet.

Die Temperaturänderung führt dementsprechend zu einer Vergrößerung bzw. Verminderung des Bruchmomentes.

5. Schubbruchmoment unter Berücksichtigung von Schwinden

Die Tragfähigkeit des gleichzeitig auf Biegung und Schub beanspruchten Balkens wird mit dem Schubbruchmoment (Fig. 1 b)

$$M_{Qu} = \sigma_{B\tau} b h^2 k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) + M_{Bü} = M'_{su} + M_{Bü} \quad (10)$$

ausgedrückt, worin die Bezeichnungen:

$\sigma_{B\tau}$ = Schubdruckspannung,

$M_{Bü} = Q_{ue} \frac{h - x_{QS}}{2} \operatorname{tg} \alpha$ = Momentenanteil der Bügel bzw. Schubbewehrung,

$k_x = \frac{x_{QS}}{h}$ = Verhältniszahl des Nulllinienabstandes,

α = Neigung der schrägen Bruchlinie zur Lotrechten.

Aus der vorausgesetzten parabolischen Spannungsverteilung in der Betondruckzone folgt, daß die Druckzone auch im Bruchzustande fähig ist, eine Querkraft aufzunehmen. Die Größe dieser Querkraft beträgt

$$Q_{B1} = b \int_0^{x_s} \tau_{xy} dx = \tau_{B1} b x_s. \quad (11)$$

Um weitere Schubkräfte in die Druckzone einzuleiten, müssen die Normalspannungen nach dem Gesetz des Bruchkriteriums (1) vermindert werden.

Der Verlauf der gerechneten Spannungen ist in Fig. 2 dargestellt. Es ist zu beachten, daß mit der Abminderung der Druckspannungen die Schubspannungen bis zu einem Maximalwert τ_{B2} wachsen, und von hier ab verkleinern sie sich. Um die beste Ausnutzung der Druckzone zu sichern, werden wir nur den steigenden Anteil der σ - τ -Kurve in Betracht nehmen und diese Strecke mit der Geraden

$$\sigma_{B\tau} = \varphi \sigma_B = \left(1 - C_3 \frac{\tau_B - \tau_{B1}}{\tau_{B2} - \tau_{B1}}\right) \sigma_B \leq \varphi_0 \sigma_B = (1 - C_3) \sigma_B \quad (12)$$

annähern.

Die Schubspannungen sind mit

$$\tau_{B0} = \sqrt{\beta_w}, \quad \tau_{B1} = C_1 \sqrt{\beta_w} \quad \text{und} \quad \tau_{B2} = C_2 \sqrt{\beta_w}$$

angegeben. Die Beiwerte C_1 , C_2 und C_3 für verschiedene Betongüten sind aus der Tafel I ersichtlich.

Tafel I

Beiwert	B 300	B 450	B 600
C_1	1,48	1,72	1,87
C_2	2,00	2,24	2,34
C_3	0,35	0,40	0,45

Die Nulllinienlage wird aus der Gleichgewichts- und Verformungsbedingung bestimmt nach der üblichen Annahme der ebenbleibenden Querschnitte.

$$\text{Mit } \sigma_{B\tau} = \varphi \sigma_B; \quad \epsilon_b = \left(\frac{\sigma_{B\tau}}{\sigma_B} \right)^2 \epsilon_B = \varphi^2 \epsilon_B \quad \text{und} \quad k_x = \frac{x_{QS}}{h} = \frac{\varphi^2 \epsilon_B}{\varphi^2 \epsilon_B + \epsilon'_e + \epsilon_s}$$

wird die Gleichgewichtsbedingung

$$\frac{\varphi \sigma_B}{\mu} = (\sigma_0 + \sigma'_e) \left(1 + \frac{\epsilon'_e + \epsilon_s}{\varphi^2 \epsilon_B} \right). \quad (13)$$

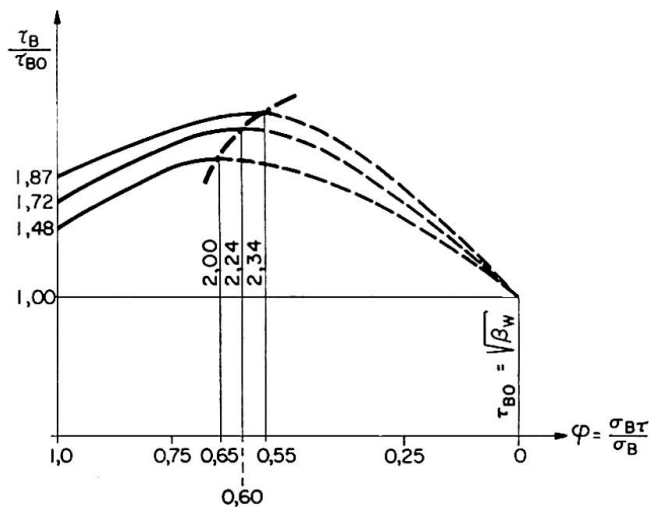


Fig. 2.

Für Temperaturänderung setzt man noch den Summanden $\pm \sigma_t$ in Gl. (13) ein.

Bei der Berechnung der Schubsicherheit untersuchen wir lediglich vier Fälle:

$$\text{Fall I:} \quad \tau_B = \frac{\nu Q_a}{b x_s} = \frac{Q_u}{b x_s} \leq \tau_{B1}$$

(ν = Sicherheitsbeiwert, Q_a = äußere Querkraft.) Die Querkraft wird durch die Biegedruckzone allein aufgenommen, ohne daß eine Schubbewehrung benötigt wird.

$$\text{Fall II: } \tau_B = \frac{Q_u}{b x_s} > \tau_{B1} \quad \text{und} \quad \tau_B = \frac{Q_u}{b h} \leq \tau_{B1},$$

$$M_{Qu} = M_{su} + Q_u \frac{h}{2} (1 - k_s)^2 \operatorname{tg} \alpha \quad (14)$$

mit

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{ue} = Q_u k_s + Q_u (1 - k_s). \quad (15)$$

$$\text{Fall III: } \tau_{B2} \geq \tau_B = \frac{Q_u}{b h} > \tau_{B1},$$

$$M_{Qu} = \varphi \sigma_B b h^2 k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) + Q_u \frac{h}{2} (1 - k_x)^2 \operatorname{tg} \alpha. \quad (16)$$

$$\text{Fall IV: } \tau_B = \frac{Q_u}{b h} > \tau_{B2},$$

$$M_{Qu} = \varphi_0 \sigma_B b h^2 k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) + (Q_0 - \tau_{B2} b h k_x) (1 - k_x) \frac{h}{2} \operatorname{tg} \alpha. \quad (17)$$

Die Bemessung der Schubbewehrung wird mit den folgenden Formeln durchgeführt:

$$\text{für Vertikalbügel} \quad F_{eQ} = \frac{Q_{ue}}{\sigma_F}, \quad (18)$$

$$\text{für } 45^\circ \text{ Schrägbügel} \quad F_{eQ} = \frac{Q_{ue}}{\sigma_F} \frac{\sin \alpha}{\cos \gamma} \quad (19)$$

($\gamma = \alpha - 45^\circ$; σ_F = Fließgrenze der Schubbewehrung.)

Für gekrümmte Spannglieder wird die lotrechte Spannkraftkomponente aus Q_u abgezogen.

Die mittlere Neigung der schrägen Bruchlinie zur Lotrechten kann in der Praxis mit dem bekannten Näherungsverfahren von RAUSCH [4]

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Q_a}{Z_I} = \frac{Q_e}{Z_{Ie}} = \frac{Q_a (1 - k_x)}{Z_{Ie}} > 1 \quad (20)$$

berechnet werden, wo $Z_I = -\frac{V_n}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{V_n^2 + 4 Q_a^2}$

die Hauptzugkraft und $V_n = F_e (\sigma_0 - \sigma_s \pm \sigma_l)$

die Normalkraft aus der Vorspannung + Schwinden + Temperaturänderung bedeutet.

Bei reinem Schub ($M=0$) kann der Beton in der Aufnahme der Querkraft nicht mitwirken, infolgedessen muß die ganze Querkraft auf eine Länge von » $h \operatorname{tg} \alpha$ « durch die Schubbewehrung (volle Schubsicherung) aufgenommen werden.

Der Einfluß des Schwindens auf das Biege- bzw. Schubbruchmoment kann aus der Tafel II beurteilt werden.

Tafel II

Nr.	Betongüte	B 300 ($\varphi_0 = 0,65$)			B 450 ($\varphi_0 = 0,60$)			B 600 ($\varphi_0 = 0,55$)		
		μ (%)								
	Verhältnis	0,5	0,4	0,3	0,5	0,4	0,3	0,5	0,4	0,3
1	M_{su}/M_u	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
2	M'_{su}/M_u	0,67	0,67	0,66	0,62	0,61	0,60	0,56	0,56	0,55
3	M'_{su}/M'_u	0,99	0,98	0,98	0,98	0,96	0,95	0,94	0,94	0,93

Bezeichnungen:

M_{su}/M_u = Bruchmoment + Schwinden/Bruchmoment,

M'_{su}/M_u = Schubbruchmoment + Schwinden/Bruchmoment,

M'_{su}/M'_u = Schubbruchmoment + Schwinden/Schubbruchmoment.

6. Schlußfolgerungen

6.1. Die Schubfestigkeit des Spannbetonquerschnitts ist durch das Schwinden vermindert. Die Temperaturänderung hat bei Erwärmung einen günstigen, bei der Abkühlung einen ungünstigen Einfluß auf die Schubfestigkeit.

6.2. Die Verminderung des Schubbruchmomentes infolge Schwindens beträgt 1 bis 7%. Der Verminderungsgrad sinkt bei hohen Betongüten und niedrigen Bewehrungsprozenten (Tafel II).

6.3. Die Betondruckzone kann im Bruchzustand bei voller Ausnutzung der Schubdruckspannung erhebliche Querkräfte aufnehmen, ohne Schubbewehrung zu verwenden. Plattenbalken (T-Querschnitte) sind aus diesem Grund besonders vorteilhaft.

6.4. Bei zusammengesetzter Beanspruchung ($M + Q$) kann man die «teilweise Schubsicherung» nach dem Traglastverfahren verwirklichen; bei reinem Schub ($M = 0$) dagegen muß der Spannbalken mit «voller Schubsicherung» bemessen werden.

6.5. Die Schublänge ($h - x_{QS}$) $tg \alpha$ verkürzt sich infolge Schwindens; die Bügel müssen dementsprechend verdichtet werden. Die Abminderung der Schublänge ist aber unbedeutend.

Schrifttum

1. R. WALTHER: «Über die Berechnung der Schubfestigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. Schubbruchtheorie.» Beton u. Stahlbetonbau 11. 1962.
2. B. GOSCHY: «Bruchsicherheitsnachweis der Spannbetonbalken.» IV. Kongreß der F.I.P. Rom-Neapel 1962.
3. F. LEONHARDT: «Spannbeton für die Praxis.» 2. Aufl., Berlin 1962. Verlag W. Ernst & Sohn.
4. E. RAUSCH: «Drillung, Schub und Scheren im Stahlbetonbau.» Deutscher Ing.-Verlag, Düsseldorf, 1953.

Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Einfluß von Schwinden und Temperatur auf den Schubbruch der Spannbetonbalken untersucht. Es wurde gezeigt, daß die Schubfestigkeit und die Schublänge durch das Schwinden unbedeutend vermindert werden. Die gleichmäßige Temperaturveränderung hat bei der Erwärmung einen günstigen, bei der Abkühlung einen ungünstigen Einfluß auf die Schubfestigkeit.

Summary

An investigation has been carried out on the effect of shrinkage and of temperature on the ultimate shear strength of prestressed concrete beams. It has been shown that both shear strength and shear span are only slightly affected by shrinkage. Shear strength increases with increase of temperature and decreases with decrease of temperature.

Résumé

Des recherches ont été consacrées à l'étude de l'effet du retrait et de la température sur la rupture par cisaillement des poutres en béton précontraint. On a montré que la résistance au cisaillement et la longueur affectée par le cisaillement ne sont que faiblement réduites par le retrait. La variation uniforme de la température a, pour un réchauffement, un effet favorable, et pour un refroidissement, un effet défavorable sur la résistance au cisaillement.

IV b 1

Survey Report

Rapport de synthèse

Zusammenfassender Bericht

GUIDO OBERTI

Prof., Torino

1. Foreword

The purpose of this Report is to give an extensive worldwide review of the present state of structural prefabrication. Its completeness, however, is somewhat impaired for the following reasons:

1. As already implied in the title, the Report is limited to ordinary or prestressed concrete elements (with or without hollow brick) having a structural function.

2. The information it contains is based on the National Reports submitted by a restricted number of countries, viz.: Belgium, East Germany, France, Great Britain, Holland, Hungary, Italy, Spain, Sweden, Switzerland and U.S.A.

Nevertheless, it is assumed that this Report presents a comprehensive and adequately complete picture of structural prefabrication in the world. This is justified because the conclusions drawn for a given country may usually also be applied to other countries having a similar social and economic structure and also because prefabrication in the majority of the above-cited countries has reached a higher level of development to be striven for by those countries where this technique is, at present, but little used.

At any rate, this Report examines the design and erection of prefabricated structures in various countries and analyzes the relation between in-situ and precast techniques.

This relation is most critical in those countries which have a high standard of social and economic development, for the following reasons. The development of any kind of activity involving both labor and machinery brings about a gradual increase in the use of machinery and a decrease in the use of labor. This decrease, however, is offset by an improvement in the workers' skill, since the simple and laborious manual operations are, generally speaking,

replaced by mechanized equipment whose operation and maintenance are entrusted to the worker¹).

From an economic standpoint, prefabrication prevails in highly developed countries where the salary scales (and hence the cost of labor) are high and the cost of mechanical equipment is low. However, a comparison between the civil construction and other industrial activities shows that the former has not followed the development rate of the latter, for reasons mainly due to its peculiar nature.

Therefore, along with the most significant and interesting cases of advanced construction technique in each country, there is frequently found a very artisan aspect in the construction activity at the same time.

Technical and organizational difficulties, not found in other industrial activities, have in some countries prevented technical development in the building industry, so that it is out of date and inadequate with relation to their economic expansion.

2. Prefabrication in Housing²)

The crisis in the building sector in those countries is actually due to the economic expansion which, on the one hand, because of full employment, causes a shortage and a high cost of labor and, on the other hand, gives rise to a large and urgent demand for houses, workshops, viaducts, etc.

Prefabrication is therefore needed for two reasons. Firstly, it reduces labor (hence, the larger cost saving) and, by advancing the laborers to the level of industrial workers, it discourages them from transferring to other activities. Secondly, because it is suitable for large-scale planning, prefabrication makes it possible to carry out, within a short time and with a limited number of skilled workers, the urgent building projects required by the economic expansion.

Because of its specific nature, housing is perhaps the sector which poses the greatest problems in organizing and rationalizing to a well-defined prefabrication plan. Nevertheless, there is everywhere a definite trend towards prefabrication, but the level and extent of this technique in the different countries varies in accordance with local conditions.

Structural prefabrication in the housing sector usually concerns:

1. *Wall panels* having almost generally a load-bearing function. They are made of lightly reinforced concrete containing cavities, hollow bricks or

¹) As a general rule, by industrializing the civil construction industry, prefabrication promotes development of this sector of activity, and is therefore to be considered as the guide line for any present and future evolution trends of the construction technique.

²) This Section comprises residential housing proper (apartment houses) and buildings for schools, offices, hospitals, etc., where the technological features are similar to residential housing.

light weight materials. The panels, when placed in position, are usually already provided with door and window frames, facings, ducts, etc.

2. *Floor panels* of reinforced or prestressed concrete, often containing hollow bricks or tiles. The panels are frequently delivered complete with both flooring and ceiling finishes applied.
3. *Beams and columns*.
4. *Staircase flights*.
5. *Foundations*.

It is appropriate to describe briefly the present trend in prefabricating these elements both in regard to their design and production.

As to design, one notices a trend towards total prefabrication, aiming at members which are complete with finishes, facings, frames, etc., in order to reduce as much as possible conventional work on the site. In other words, it is clear that in housing the cost saving due to prefabrication is obtained in the finishing operations rather than in the structure of the building.

There is also an increasing tendency to utilize the load-bearing capacity of nearly all the prefabricated members (including wall panels).

It is necessary, however, to consider whether this trend, at least at the present time, is more rational from both an economic and structural point of view compared with the classic solution involving a load-bearing frame and closing walls (whether prefabricated or otherwise) and for tall buildings to ascertain whether the overall factor of safety is of the same order in both constructional systems.

As far as the technological and production aspects are concerned, it must be pointed out that prefabricated members are usually manufactured in special sites. These may be small workshops near the construction yard or real factories, equipped with industrially organized fixed facilities (involving form-work, tensioning benches, steam curing equipment, etc.) capable of serving a number of construction yards situated even within a large radius.

It is worth mentioning that prefabrication in the housing field, at present, tends towards the latter type of setup. This requires that the construction jobs using prefabrication must necessarily be of considerable size, so as to make possible a satisfactory amortization of the factory facilities.

Prefabrication in housing therefore is, and will continue to be, applied to public projects and large private construction jobs³).

The above considerations are based on the housing situation in some of the following countries.

Belgium. The large number of interesting buildings reported show a

³) This means that real estate companies will have to join forces in order to get the considerable means required for large-scale housing projects. Contractors will have to do likewise to enable them to face this new condition of the housing industry.

remarkably wide use of the prefabrication technique. Of particular interest are the reinforced concrete frames for school buildings up to 3 stories in height.

East Germany. Prefabrication in housing is steadily expanding. Statistics show that it increased from 33% in 1960 to 67% in 1962 of the total housing construction.

The prefabricated members may be divided into three classes:

- a) members weighing up to 750 kg. For example, outside wall elements of less than story height which are superimposed on one another in two rows;
- b) members weighing up to 2000 kg. The outside wall elements are of story height;
- c) members weighing up to 5000 kg. The outside wall elements, of story height, form 5 to 6 m long walls and contain door and window frames, ducts, etc.

France. Housing prefabrication started some fifteen years ago and is therefore highly developed and widely used. In 1953, the number of prefabricated apartments built was 5000, whereas in 1959 it increased to 60,000. The early small and simple workshops are now replaced by fixed industrial establishments costing up to 2 million dollars each.

The output of these establishments (up to 4 apartments a day) makes possible an amortization rate on the fixed plants of 10% of the cost of the apartments.

Great Britain. Heavy prefabricated concrete members are fairly well used. They are mostly grids of beams and columns forming the frame of the building, to which wall panels are later added for closing purposes. Of special interest is the use of prefabrication in school buildings and recent developments in multistory housing.

Holland. Along with the usual heavy prefabrication systems and those of partial prefabrication there is a trend to produce housing walls in situ, using movable formwork and pumped concrete.

This method, which under certain aspects is the opposite of the prefabrication concept, is nevertheless worth mentioning since it represents a system requiring a minimum of labor and construction equipment.

Italy. Prefabrication in housing has only recently been introduced, the first undertakings using mostly French patents. However, 4 contractors have now under construction in Milan a housing project costing 130 million dollars.

Sweden. The general trend is to use partial prefabrication, employing the conventional housing construction procedure and single prefabricated members.

However, there are a few prefabrication methods, one of which is the "Skarnes Heavy System" involving inside load-bearing walls, and the other is the "Gothenburg" system which makes use of a load-bearing frame consisting of prefabricated beams and columns slotted to allow mutual insertion.

U.S.A. Although European type apartment houses are seldom built, prefabrication (mainly for school, office, hospital, etc., buildings) presents an

interesting system producing the horizontal members at ground level and raising them by the well-known "lift slab" method.

3. Prefabrication in Industrial Building

Industrial construction⁴⁾ almost everywhere has long accepted the prefabrication technique, with an easiness and readiness greatly superior to those of the housing sector.

The reason is that in this case it is possible to formulate a prefabrication plan on a mass-production basis for the large number and few types of elements which are required and because of the smaller incidence of the finishing operations which makes prefabrication practically feasible. Prefabrication may take place at the building site or in a large manufacturing plant.

In the first case, the main load-bearing beams and other secondary members (trusses, floors, etc.) are prefabricated at the base of the building, using equipment designed to meet the particular site requirements.

In the second case, the members are prefabricated on an industrial scale in factories which are capable of supplying a large variety of parts meeting nearly all the requirements of an industrial construction.

This trend is important and is likely to increase in the building industry with the contractors engaged in assembling industrially prefabricated members. The transportation and lightness requirements of these members encourage a wide use of prestressing.

A general survey of prefabrication in the industrial building field shows greater uniformity in both design and construction site technique than in the housing sector.

In what follows we shall therefore for each country point out only the procedures that deserve mention for their unusual nature and importance from a technical and construction site viewpoint or for the concepts involved.

Belgium. Use is made of advanced prefabrication systems.

Of special interest is the Preflex system which uses a Differdange H-beam provided with concrete encasement. The manufacturing process is as follows.

A steel reinforcement cage is welded to the bottom flange of the steel beam. The beam is subjected to bending by external loading and, while loaded, concrete is cast round the cage and accelerated curing applied. On release of the load, the beam tends to return to its original position and compresses the concrete slab which is bonded to it.

At the end of this process the beam consists of a steel part that is bent and in tension and a concrete part that is bent and in compression. This beam

⁴⁾ This term includes industrial buildings proper (workshops, storehouses, garages, etc.) as well as large structures (exhibition halls, sport edifices, and so on) where the construction technique is similar.

finds a number of uses in both the industrial and bridge-and-viaduct prefabrication fields. Its main feature is a very small depth/span ratio.

East Germany. Prefabrication is widely used and in a rather elaborate nature, especially as regards the connection of single elements, such as beams, columns, trusses and roofs.

France. The heavy prefabrication methods used by the Boussiron Company for workshops with parallel halls having a 20 m span and 12 m spaced columns are of interest. The roof-forming members, produced at a high industrial rate, are assembled on site by means of an extensive use of prestressing.

The prefabrication system that was employed for the roof and floors of the singular Palais des Expositions at Rond Point de la Défense in Paris is also remarkable.

In the construction by the Boussiron Company of the Marignane hangar roof consisting of two 101.5×60 m double-curvature thin shells, each of the 4,200 ton shells was built at the base of the hangar and then lifted by 16 jacks 19 m high.

Great Britain. The tank sections (Windsor tank 7.3 m high with a 48.8 m diameter and a 13,640 cu.m capacity), the multistory parking garages and the power stations (Aberthaw Power Station) are worthy of mention.

Holland. Most important industrial buildings show a high degree of prefabrication. An interesting structure is the thin-shell roof built for the "Royal Netherlands Tourist Association" of the Hague. The conoidal thin shells of the rotunda are 10.5 m long, 6.5 cm thick and weigh 4 tons each, whereas the cylindrical shells of the square building have the dimensions of 10.5×2.7 m \times 6.5 cm and weigh 4.5 tons each. All were cast by superimposing one shell on another, separated by a sheet of paper only. The first mold, carrying the entire pile of shells, was of shaped concrete.

Hungary. Same as in East Germany. Remarkable are the water tanks, consisting of prefabricated and prestressed wall elements (Gnädig-Thoma system), and the elevated tanks.

Italy. There is an increasing tendency to use industrially produced members of types and sizes suitable for standardization.

As to prefabrication at the base of buildings during construction, special mention must be made of the Alfa Romeo factory in Arese (Milan) and of the S.A.D.E. thermal power station in Porto Marghera (Venice).

Highly remarkable are the recent sport buildings in Rome for the Olympic Games (designed by P. L. Nervi) where use was made of the special Ferrocemento technique (prefabricated concrete slabs heavily reinforced with steel mesh). Similarly in the recent Fiumicino airport hangar (designed by R. Morandi) the prestressed concrete design proved more advantageous than the steel design.

Spain. Worthy of pointing out are two of the structures designed by C. F. Casado. The first is the trolleybus hangar in Madrid, where prefabricated

three-hinged arches, whose thrust has been relieved, practically cover a 42 m span, and the second is the Santana factory in Linares with elegant prefabricated shed portals (grids of 15×10 m columns) supporting the edge beams.

Switzerland. Remarkable are the large (9×18 m) prefabricated monolithic thin shells at the Birrfeld construction site and the thin shells made of small prestressed segments to form a monolithic structure (roof at Wangen near Olten).

4. Bridges and Viaducts

This sector shows nearly everywhere a high degree of prefabrication, for reasons which, in some respects, are the same as those indicated for industrial buildings.

Prefabrication here usually takes place at the construction site. Generally speaking, the main prefabricated elements are simply supported longitudinal beams or, less frequently, Gerber type beams.

Normally, the beams are prefabricated and placed in position as follows:

- lateral placing: appropriate centering is set up at abutment level to support the beam mold. Concrete is placed, and when the beams have cured (and possibly been prestressed) they are placed in position sidewise with respect to their final position;
- longitudinal placing: use is made of a temporary steel centering supporting one end of the concrete beam;
- lifting: beams of small span and weight are produced at the base of the structure and then raised and placed in position by jacks or a crane.

The transverse beams and the slab for the floor are usually cast in situ. However, these secondary load-bearing elements are sometimes produced at the base of the structure, thus showing a trend towards nearly total prefabrication.

In some countries (for example, Italy) specialized companies are equipped to supply bridges and viaducts (with spans up to 40 m) which are entirely produced at the site (main beams, sections of transverse beams and floor slabs are all pretensioned).

This sector also includes special prefabricated structural elements, such as railway sleepers and expressway guardrails, for which there is at present a large-scale demand. However, no information has reached the Survey reporter from any country. It is hoped that some future communication will deal with these interesting, though highly specialized, prefabricated elements.

The international situation of prefabrication in this sector abounds with too many almost identical examples to allow illustration of them in detail as they deserve.

The survey will therefore be limited to the most interesting cases.

Belgium. In this sector, too, the use of Preflex beams is of great advantage.

France. Mention should be made of the De Lattre de Tassigny Bridge, Lyons (53 m span beams) and the De L'Hippodrome Bridge, Lille (67 m span beams), both of which were built by placing the beams sidewise, and the La Guaira-Caracas Expressway (132 m span) arch bridges constructed by French companies.

Great Britain. Worthy of pointing out is a series of city viaducts including the Chiswick overpass, and railway bridges where use was made of prefabrication and prestressing because of the reduced traffic interruption involved.

Attention must also be called to the standardization program of the Prestressed Concrete Development Group in cooperation with the Ministry of Transport for bridges with spans up to 16 m with inverted T-sections and up to 30 m with box-sections.

Holland. Of interest are: 1. the bridge on the Meuse River at Roermond (4 spans of 60, 80, 72.5 and 57.5 m respectively) constructed, in accordance with a Gerber type isostatic system, with prefabricated and prestressed beams of a maximum 50 m span; and 2. the peculiar 60 m span Nabla girder bridge on the Haringvliet estuary, whose cross-section is an equilateral triangle.

Hungary. The Szolnok caisson multiple-span bridge (15 spans of about 15 m each) is remarkable for the improved prefabrication system used and the speed of construction.

Spain. The Merida 106 m arch bridge built in four parts on the ground and the Vega Terran and Merida bridges constructed by tipping the half arches deserve mention.

Switzerland. Of special interest are the 15 overpasses across the Geneva-Lausanne expressway, whose mass planning was highly accurate.

Remarkable is the Altstetter viaduct (near Zurich) made of prefabricated elements whose width equals that of the roadway, weighing 55 tons each and connected together by prestressing cables.

U. S. A. The U.S.A. show numerous multiple-span bridges of extraordinary length where improved prefabrication techniques made possible by large mass production were used (for example, the 24 km long Pontchartrain Bridge).

Of great interest is the Hood Canal Floating Bridge (2 km long) resting on floating caissons.

5. Hydraulic Structures

An examination of prefabrication in this sector (especially in Italy) calls for some special considerations regarding the interest and advantages.

Besides the usual considerations, such as rationalization of the building site, reduction of labor and cost, etc., others may in this case be pointed out.

a) The local conditions, which often make it particularly difficult and expensive to construct in situ certain hydraulic structures or parts of them.

For underwater structures one must add the difficulty of procuring compact concrete, which still exists in spite of the progress made in underwater concreting technology (Contractor, Prepakt, etc.).

b) The necessity of reducing the construction time of some hydraulic works, as, for example, the lining of already operating canals (which must be carried out in the short periods when the canals are empty), the construction of river works (to be done only during low-water), etc.

For sea structures the working period has to be reduced to a minimum mainly because of the uncertainties of the behavior of the sea. In this case, therefore, prefabrication increases not only the speed and safety of the work but the success probability of the whole job itself.

c) The location of some hydraulic works, which may sometimes require a large distribution of labor, equipment and materials (often even of mixing water) in many points widely spread over large areas.

d) The features of some hydraulic structures (for instance, small irrigation and reclamation works) which are characterized by particularly high surface area/volume ratios and, at the same time, by economic and technical burdens per unit of formwork required for construction in situ.

e) The possibility of floating transport of heavy members (caissons, docks, tunnel elements); the use of floating cranes, etc.

Our usual brief survey of the international prefabrication situation shows as follows.

France. Interesting structures are:

- the Le Havre maritime station, whose 26 ton beams came by rail from Rouen (90 km away);
- the Le Havre 1200 m long Bellot quay consisting of forty-eight $25 \times 25 \times 3.5$ m prestressed concrete elements weighing 1300 tons each, built on the mainland and floated to their destination and placed on Benoto piles.

Floating was also used by the Société des Grands Travaux de Marseille in constructing the Havana (Cuba) tunnel composed of five 107 m long prestressed concrete pipe elements. Provisionally closed at their ends, balanced and counterweighed, the elements were gradually sunk in place and connected together.

Great Britain. Mention should be made of the recent Quay no. 1 at the 982 m long and 27 m wide Tees Dock supported by three rows of prestressed concrete piles. The piles consist of prefabricated cylindrical elements about 1.8 m long with internal and external diameters of 1.45 and 1.91 m respectively. The cylinders were lined up and united by prestressing until they formed 13 to 20.5 m long piles. The deck consists of prefabricated prestressed concrete beams and slabs.

Holland. The geographical conditions of the country pose particular problems in this sector. We recall what was done in a very short time to plug a large number of dam breaches caused by the disastrous flood of February 1953:

11 × 7.5 × 6 m pontoons with a wall thickness of 15 cm were then used. Similar elements are often employed in closing the last section of new dams in tidal water; the pontoons are provided with large openings for letting the tidal water through when the dam is under construction and are closed upon completion of the structure.

As regards underwater tunnels, it is worth mentioning the wide use of the system which prefabricates the elements, floats them to their destination, sinks them and connects them together. One of the first tunnels thus built is that under the Nieuwe Maas River in Rotterdam, carried out in 1938—1942.

Italy. Worthy of pointing out is the important 4.20 m reinforced concrete Volturmo pressure pipeline.

Of interest also are the long and highly flexible prestressed concrete slabs (designed by Zorzi) for lining the power canal of the Pontecorvo (Rome) hydroelectric power plant. The slabs are 25 to 30 m long, 1.25 m wide and 3 cm thick. They are reinforced with steel mesh and prestressed longitudinally by pre-tensioning (ten 3 mm wires per slab). They were produced in 10 to 12 super-imposed layers, using special vibrating and finishing machinery.

Of maritime works we shall mention the important external and internal quays of the new port in Genoa and the heavy prefabricated structural members of the 5th dry dock, also in Genoa, which was floated into position.

A remarkable structure is also the ANIC loading dock at Gela (Sicily) built by the Vianini Company on a prefabricated and prestressed pile foundation.

6. Structural Problems Related to Prefabrication

The development and increasing use of prefabrication techniques in various sectors of the construction industry pose new problems in the design, production, safety, specification, etc., of the prefabricated elements.

The trend towards complete industrialization will bring about standardization of types and sizes of different elements and this will affect the pattern of design of large prefabricated constructions.

The main problem in the production of the prefabricated members is an economic one, i. e., reduction of overhead charges in the cost of each member. This can be achieved by setting up large, centralized and highly mechanized factories, where the cost of overheads can be distributed over a large output of elements.

This is possible because of the low transportation cost of medium sized elements within radii of 30 to 50 km.

As far as the statical aspect of the design of prefabricated members is concerned, which is of major interest to us, there is a need for a thorough investigation aimed at finding the differences and novelties, with respect to

the conventional methods, which need to be taken into consideration during the calculation, standardization and specification stages⁵).

In this connection it is amazing to note the scarcity of experimental research in the prefabrication field, especially as regards the connections of the elements and the resulting overall factor of safety of the structure as a whole.

This research seems to be of primary importance, especially with regard to major structures, such as residential buildings of 10 stories or higher. In fact, some doubts about the static behavior of these structures in the face of horizontal actions (wind, seismic effects) seem to be justified.

Our Association has long been interested in the structural aspects of prefabrication, as is shown by the papers which have appeared in the "Publications" and by the reports presented at the various congresses (cf. the attached references).

More recently, I.A.B.S.E. has also set up a "Subcommittee on Prefabricated Structures" under the chairmanship of this reporter.

The first act of this Subcommittee was to gather, on an international scale, facts and data on structural prefabrication for Theme IV b "Design and erection of prefabricated structures" of this Congress. These facts and data are contained in the 11 National Reports used in preparing this Survey Report.

After this first necessary step on an international level, a systematic study could be undertaken of the most interesting topics relevant to structural prefabrication. With this object in mind, I have prepared for our Subcommittee a list of such topics, entitled "Classifications (and Recommendations) for Prefabricated Structures". This list is included in the separate volume containing the national reports on prefabrication.

References

- G. OBERTI: "Structural Prefabrication in Reinforced Concrete in Italy." Report of the Italian National Research Center, presented at the United Nations Conference on the Application of Science in Underdeveloped Areas.
- G. WÄSTLUND: "General Report on Prefabricated Structures." Proceedings of VIth IABSE Congress, Stockholm, 1960.
- E. LEWICKI: "Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise." Final Report at the Vth IABSE Congress, Lisbon, 1957.
- McHENRY-MATTOCK: "Development in Continuity in Precast Prestressed Concrete."
- CASADO-GOÑI: "Assemblage des éléments dans les constructions composées préfabriquées."
- "Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuelle Probleme." Proceedings of Congresses, Dresden, 1954 and 1958.

⁵) Sweden has State Specifications for precast concrete elements, especially for pipelines.

Summary

The writer reviews the development of structural prefabrication in eleven countries (Belgium, East Germany, France, Great Britain, Holland, Hungary, Italy, Spain, Sweden, Switzerland, U.S.A.) and outlines its possible future evolution.

Mention is then made of the many new problems raised by the prefabrication technique, with special regard to statical analysis and specifications.

Résumé

L'auteur passe en revue le développement de la préfabrication dans onze pays (Allemagne de l'Est, Belgique, Espagne, Etats-Unis, France, Grande-Bretagne, Hollande, Hongrie, Italie, Suède, Suisse) et esquisse son évolution future possible.

Il mentionne ensuite les nombreux problèmes nouveaux qu'a entraînés la technique de la préfabrication, particulièrement en ce qui concerne les études et les prescriptions.

Zusammenfassung

Der Autor betrachtet die Entwicklung der Vorfabrikation von Bauwerken in elf Ländern (Belgien, Deutsche Demokratische Republik, Frankreich, Großbritannien, Holland, Italien, Schweden, Schweiz, Spanien, Ungarn, U.S.A.) und umreißt ihre wahrscheinliche Weiterentwicklung.

Es werden dann die vielen neuen Probleme aufgezeigt, die durch die Vorfabrikations-Technik hervorgerufen werden, mit besonderem Bezug auf die statischen Untersuchungen und Vorschriften.

IV b 2

Montage-Methoden für Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR

Construction Methods for Bridges Built with Precast Reinforced Concrete Segments in the U.S.S.R.

Méthodes appliquées en URSS dans le montage des ponts en béton armé constitués par des éléments préfabriqués

E. E. GIBSCHMANN

Prof.

E. I. KRILTZOW

Doz.

G. K. JEWGRAFOW

Prof.

G. I. SINGORENKO

Ing.

M. S. RUDENKO

Ing.

Für den Brückenbau in der UdSSR ist die häufige Anwendung von vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen aus Fertigteilen charakteristisch. In spezialisierten Werkstätten werden alle Elemente für standardisierte Brückentragwerke und Teile für große Einzelbauwerke hergestellt. In andern Fällen wird die Herstellung der Elemente für große Brücken auf dem Bauplatz — gleichzeitig mit der Errichtung der Brückenpfeiler — ausgeführt, womit die Bauzeit verkürzt werden kann.

Stahlbetontragwerke von Eisenbahnbrücken bis zu einer Länge von 33 m bestehen gewöhnlich aus 2 vorgespannten Trägern, die in ganzer Länge auf die Stützen versetzt und während der Montage durch Querträger verbunden werden.

Die Vorspannung wird im Spannbett ausgeführt. In den letzten Jahren werden solche Träger in den Werken auch auf beweglichen Spannbettanlagen im Fließbandverfahren hergestellt.

Das Versetzen der Träger erfolgt mit Krananlagen bis zu 130 t Tragkraft.

Zur Vermeidung von Querverschiebungen auf den Stützen wurde ein Drehkran konstruiert, der in Fig. 1 dargestellt ist. Der Kragarm des Krans, an dem der Träger befestigt ist, kann um eine vertikale Achse gedreht werden.

Eisenbahnbrücken mit Spannweiten von 38—44 m werden als Standardkonstruktionen aus Fertigelementen für Bogen und starres, vorgespanntes Zugband gebaut.

Die Montage derartiger Konstruktionen wird folgendermaßen ausgeführt.

a) Das Zugband wird in großen Elementen von 23—33 m Länge hergestellt und mittels eines Krans auf provisorische Zwischenstützen verlegt. Die Fugen zwischen den Elementen werden ausbetoniert. Die Zusammensetzung der Bogenelemente und Hängestangen erfolgt hierauf mit einem Kran von der Fahrbahn aus.

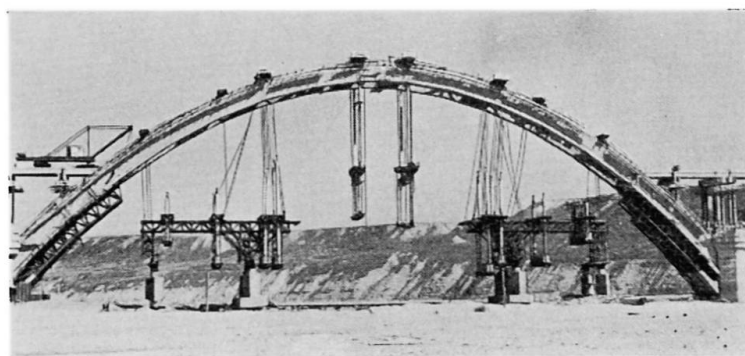
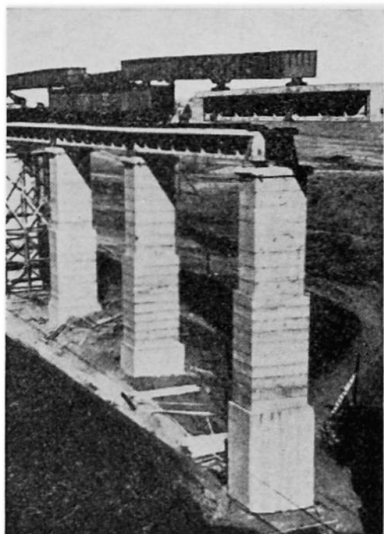


Fig. 2.

Fig. 1.

b) Das Brückentragwerk wird auf einem Montageplatz vor der Brückensstelle hergestellt und danach mit einer Längsverschiebung auf die Pfeiler gestellt. In diesem Falle kann das Zugband auch aus kurzen Teilen zusammengesetzt werden.

Die Eisenbahnbrücke über den Fluß Oka (UdSSR) weist eine Bogenspannweite von 150 m auf. Der Bogen hat Kastenquerschnitt und wurde aus einzelnen Elementen auf einem Stahllehrgerüst zusammengesetzt. Hängestangen und Fahrbahn sind vorgespannt. Bei der Montage des Bogens wurden zuerst die untern Tafeln der Kastenelemente versetzt und in den Fugen geschlossen. Da diese Tafeln mit dem Gerüst verbunden waren, übernahmen sie einen wesentlichen Teil der nachträglich aufgebrachtten Last der Bogenelemente. Die Entlastung des Lehrgerüsts betrug 35%.

Die Bogenelemente hatten ein Gewicht von 22 t; sie wurden mit einem Kran versetzt. Die Montage der Fahrbahn erfolgte ebenfalls mit einem Kran, der sich auf vorgängig verlegten Elementen der Fahrbahn bewegte (Fig. 2).

Bei vorgespannten Straßenbrücken aus Fertigteilen werden für Spannweiten bis zu 33 m im Spannbett hergestellte Träger verwendet. Für Spannweiten bis zu 42 m gelangen auch quergegliederte Träger aus Fertigteilen, die auf dem Bauplatz vorgespannt werden, zum Einbau.

Für Brücken großer Spannweite werden verschiedene Systeme angewendet. Sehr verbreitet sind:

a) Einfache Träger mit Spannweiten bis zu 70 m, die im Spannbett hergestellt und vor oder nach dem Betonieren vorgespannt werden. Die Träger werden in voller Länge oder in einzelnen Teilen versetzt.

b) Durchlaufende Balken und Kragträger.

c) Konsol-Bogen- und Konsol-Rahmensysteme.

d) Fachwerkträger mit Spannweiten bis zu 166 m.

Je nach den Gegebenheiten des Brückenbaues wird die Montage der Balkenbrücken mit verschiedenartigen Krantypen unternommen. Bei größeren

Brücken handelt es sich meist um Portalkrane und Einbaugerüste, die sich auf dem fertigen Teil der Brücke bewegen und das Einfahren der Fertigträger ermöglichen (Fig. 3), während bei kleineren Brücken die Trägermontage mit Raupen- oder Pneukranen ausgeführt wird.

Bei Straßenbrücken mit großen Stützweiten erwies sich der Freivorbau als besonders ökonomisch. Der Freivorbau läßt sich am besten bei Kragrahmen realisieren; die Methode kann aber auch bei Durchlaufträgern verwendet werden. Sofern es notwendig ist, können die Balken mit den Stützen vorübergehend verbunden werden.



Fig. 3.

Brückentragwerke, die im Freivorbau montiert werden, teilt man in einzelne Blöcke mit Kastenquerschnitt, der auch die Fahrbahnplatte umfaßt, ein. Gewicht und somit auch Länge der Elemente richten sich nach den verwendeten Kranen.

In der Praxis des Brückenbaus werden in der UdSSR Elemente bis zu 180 t eingebaut. Jedes neue Element ist mit dem bereits fertig montierten Abschnitt durch Vorspannung mit Drahtbündeln oder Drahtseilen verbunden.

Der freie Vorbau ermöglicht mit dieser Methode eine beträchtliche Zeitverkürzung und unter den Brückenbaubedingungen in der UdSSR auch eine Kostenersparnis, da die einzelnen Elemente in Werkstätten hergestellt werden können. Der freie Vorbau nach dieser Methode trägt wesentlich zur Erleichterung der Ausführung im Winter bei.

Beim Bau der «Autosawod-Brücke» in Moskau wurde die mittlere Brückenöffnung von 148 m im Freivorbau ausgeführt. Zur Erleichterung der industriellen Anfertigung der Tragwerkelemente werden die Kastenquerschnitte der Balken in obere und untere Tafeln und Wände unterteilt. Die Einzelteile werden auf dem Bauplatz zu Kastenelementen vereinigt und auf Pontons zum Montagekran transportiert. Die Montage erfolgte gleichzeitig durch zwei Derrickkrane von 200 t Tragkraft, die sich längs der Brückenfahrbahn bewegen konnten (Fig. 4). In den Elementfugen wurde die Längsbewehrung jedes

Blockes verschweißt und die Fugen ausbetoniert. Die Spannglieder der «Autosawod-Brücke» sind an den Stirnseiten der Balken über den Uferstützen verankert, wo auch zwei Kammern mit Vorrichtungen für die hydraulischen Pressen angebracht sind.

Die Autobahnbrücke über den Fluß Ojath, ein Kragrahmensystem, ist ein weiteres Anwendungsbeispiel des Freivorbaues. Die Besonderheit dieser Brückenkonstruktion besteht in der Anwendung von sog. «trockenen» Fugen zwischen den Elementen. Die Verbindung der Elemente erfolgt lediglich mit der Vorspannung ohne Anwendung von Zementmörtel. Die Spannbewehrung ist im oberen Teil der Balken angeordnet und hat Reibungskräfte in den Fugen

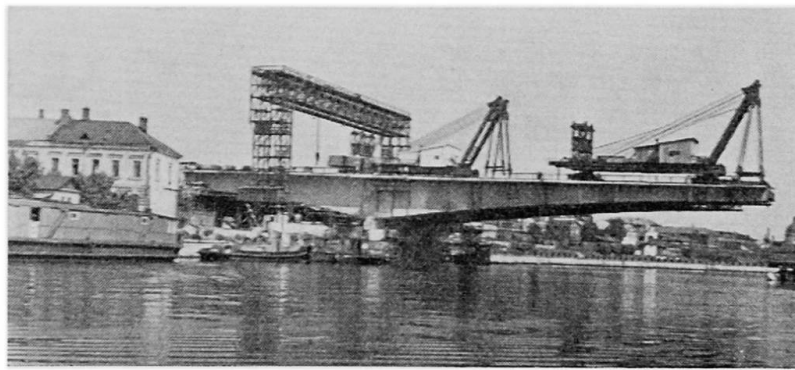


Fig. 4.

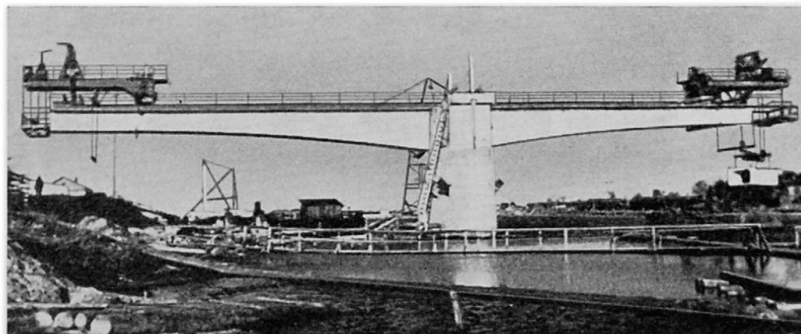


Fig. 5.

zur Folge. Um einen kompakten Anschluß der Elemente zu gewährleisten, wurde folgende Methode verwendet: Man betoniert die Elemente auf dem Bauplatz und stellte vorerst nur jeden zweiten Block her. Die Stirnflächen der fertigen Blöcke dienten dann als Schalung beim Betonieren der Zwischenelemente.

Die Brücke besitzt eine Mittelöffnung von 64 m und ist aus leichten 14-t-Elementen mit Kastenquerschnitt zusammengesetzt. Die Elemente konnten mit speziellen Vorrichtungen, die teilweise in den Blöcken einbetoniert waren, fixiert werden. Die richtige Lage der Elemente ließ sich durch Einstellen von Bolzen kontrollieren. Der Vorbau erfolgte von den Mittelstützen aus nach beiden Seiten. Für die Montage wurden speziell konstruierte Krag-Brücken-

krane benutzt. Der Transport der Elemente zum Kran erfolgte auf dem Wasser (Fig. 5).

Sofern es die Bedingungen zulassen, läßt sich der Freivorbau auch mit Kranen, die sich auf Schienen, Rampen oder Gerüsten bewegen, bewerkstelligen.

Außer dem Freivorbau werden beim Brückenbau in der UdSSR auch ganze Tragwerke oder wenigstens große Teile davon am Ufer errichtet. Meistens erfolgt dann das Einbauen dieser Tragwerke mit Schwimmbatterien.

Ein Beispiel für eine derartige Montage ist eine Brücke über den Südbug.

Die vorgespannten 65,4 m langen Balken dieser Brücke wurden auf einem Platz am Ufer hergestellt. Dann wurden sie zwei Piers entlang verschoben und mit einer Hebeanlage auf Schwimmstützen gestellt. Bei diesem Brückenbau, der im Süden des Landes ausgeführt wurde, hat man als Gegengewicht der Rollenzughebeanlage einzelne wassergefüllte Pontons verwendet.

Fig. 6 zeigt das Heben einer Sektion von zwei Trägern mit 70 m Stützweite beim Bau einer Stadtbrücke über die Wolga.

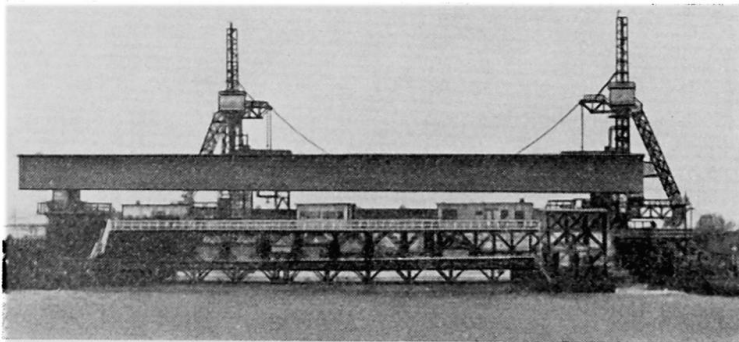


Fig. 6.

Beim Bau der Metrobrücke in Moskau neben dem Stadion Lujniki wurden Brücken (Bogen mit Zugband) mit einem Gewicht von 5600 t auf schwimmenden Unterstützungen transportiert.

Beim Bau der Lielupebrücke mit Spannweiten von 58 m wurden vorgefertigte Balken von 28 m über den Stützen und 30 m lange Einhängeträger verwendet. Diese Balken wurden in einem Stück hergestellt und auf dem Wasserweg mit einem 100-t-Schwimmkran eingefahren und zu einem Balkensystem, das in jedem Feld zwei Gelenke aufweist, zusammengesetzt (Fig. 7).

Ein einzigartiger Transport erfolgte für den Bau einer 150 m weit gespannten Bogenbrücke über den Jenissej. Der Bogen wurde in zwei Hälften transportiert und auf den zum Einschwimmen benützten Unterstützungen montiert (Fig. 8).

Beim Bau einer Brücke über die Wolga wurde der Transport der 166 m langen Fachwerkträger ebenfalls auf schwimmenden Unterstützungen ausgeführt.

Der Bau vorgespannter Eisenbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR erforderte zahlreiche theoretische Untersuchungen und die Durchführung vieler Versuche zur Lösung wichtiger technologischer Fragen. So wurden z. B. viele Forschungen zur rationellen Herstellung von Stahlbetonträgern im Spannbett unter Verwendung des Fließbandverfahrens durchgeführt. Außerdem wurden viele Arten von Fugen und Knoten für Fertigteilkonstruktionen entwickelt und an Modellen in Naturgröße erprobt.

Eine der wichtigsten Aufgaben im Brückenbau in der UdSSR ist, in Anbetracht des vorherrschend kalten Klimas, die Entwicklung von Fugenkonstruktionen für Fertigelemente im Freivorbau ohne Verwendung von Mörtel oder Ortsbeton.

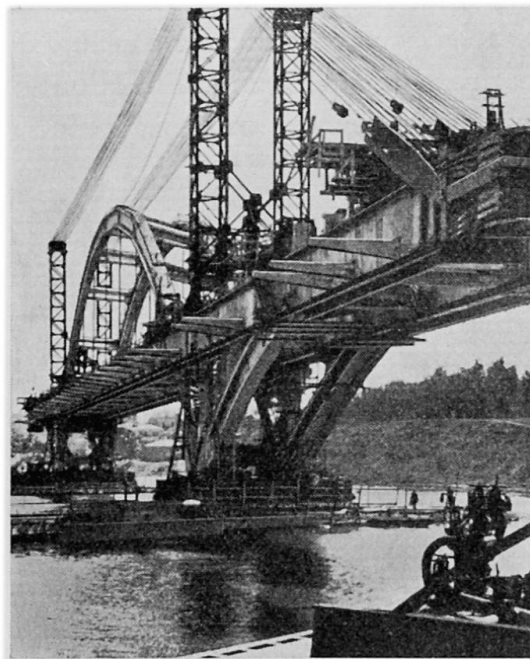


Fig. 7.



Fig. 8.

Heute studiert man die Möglichkeiten zum Kleben der Elemente mit Kunststoffen.

In der UdSSR fanden die Konstruktionen mit vorfabrizierten Elementen im Stahlbetonbrückenbau eine weite Verbreitung. Es hat sich gezeigt, daß der Übergang zu Konstruktionen aus Fertigelementen sehr zweckmäßig und wirtschaftlich ist. Dies beruht auf der Entwicklung der Autobahnen und Eisenbahnen, der Entstehung neuer Städte, der staatlichen Planung dieser Arbeiten und der zentralisierten Leitung.

Zusammenfassung

In den letzten Jahren entwickelte sich der Brückenbau in der UdSSR in Richtung industriell hergestellter vorgespannter Fertigteilkonstruktionen.

Balken von 33—42 m Länge werden mit Kranen montiert. Bogenbrücken mit Zugband für Eisenbahnen werden ebenfalls aus Elementen zusammengesetzt und auf ein bis zwei Hilfsstützen montiert. Im Autobahn-Brückenbau wird der Freivorbau mit Elementen häufig angewendet.

Der Bau vorgespannter Eisenbetonbrücken aus Fertigteilen erforderte die Durchführung zahlreicher theoretischer und experimenteller Untersuchungen.

Die Tendenz des gegenwärtigen Brückenbaues in der UdSSR wird an Hand mehrerer größerer Brücken illustriert.

Summary

In recent years bridge building in the U.S.S.R. has been developing with precast prestressed methods, and this is indicated by the number of large bridges completed or under construction.

Beams from 33 to 42 metres in length are erected by crane; arch bridges carrying railway tracks are assembled from precast elements and erected on one or two temporary supports; considerable use is made of precast elements in cantilever construction for motorway bridges.

The construction of prestressed bridges using precast reinforced concrete elements has enabled a large number of theoretical and experimental solutions to be investigated.

Résumé

Les ponts composés d'éléments précontraints préfabriqués en atelier ont, ces dernières années, pris une importance croissante dans la construction en URSS.

Les poutres de 33—42 m de longueur sont mises en place à l'aide de grues, et les ponts-rails en arc à tirant, également constitués par des éléments pré-

fabriqués, sont montés avec un ou deux appuis auxiliaires. Pour les ponts d'autoroute, on utilise souvent le montage en encorbellement.

Il a fallu exécuter des recherches approfondies et effectuer de nombreux essais avant d'entreprendre, à partir d'éléments préfabriqués, la construction de ponts en béton armé précontraint.

Plusieurs ouvrages, parmi les plus importants, illustrent l'évolution qui se dessine actuellement dans la construction des ponts en URSS.

IV b 3

Concrete Element Joints for Immediate Load Transference

Joints d'éléments en béton pour transmission immédiate des efforts

Betonelementverbindungen für direkte Lastübertragung

T. GERHOLM

Malmö

In building frameworks and arches, steel construction has as a rule one advantage over concrete; the fact that the joints are able to transfer loads as soon as the jointing is made. This means that there is no delay in the building work. A concrete joint made in situ cannot transfer any load at once and the same is true when building with prefabricated concrete elements, using ordinary jointing methods.

In our experiments we are trying to find ways of making concrete element joints which do not have this disadvantage. The tests have shown that this can only be done by adopting the methods used in building with steel. We therefore have steel parts protruding from the ends of the concrete elements. Similar methods have been used by A. AMIRIKIAN in the U.S.A.

The jointing is made in two stages: first, the connection of the steel and then the concreting of the joint, which can be done later. The strength of the joint, being equal to the structural parts around it, can be made

- a) to the full extent at once by the jointed steel, in which case the surrounding concrete is only for protecting, or
- b) to some extent by the jointed steel parts, and only completed after the joint is concreted with or without shear reinforcement.

Both these methods have been tried.

A. When jointing concrete elements with the use of protruding beams, these are designed for taking the entire load and jointed to full strength. Fig. 1 shows a joint made by using I-beams which are first bolted together in order to keep the different parts in place and later on welded.

The same joints have been made without welding, using friction bolts (Fig. 2), and also with other kinds of steel girders. Cracks from a test are shown in Fig. 3: these are typical. The vertical cracks at the ends show the ends of the jointing steel girders.

This method of jointing has some disadvantages. The costs are rather high because much jointing steel is used. To have friction bolts also requires great precision, because the holes have to fit when the elements are placed in position; if the holes are made after the beams are in place, this causes extra work,

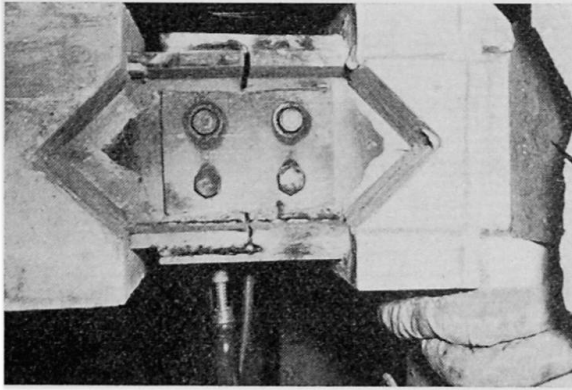


Fig. 1. A joint made by using two extended I-beams locked and welded together.

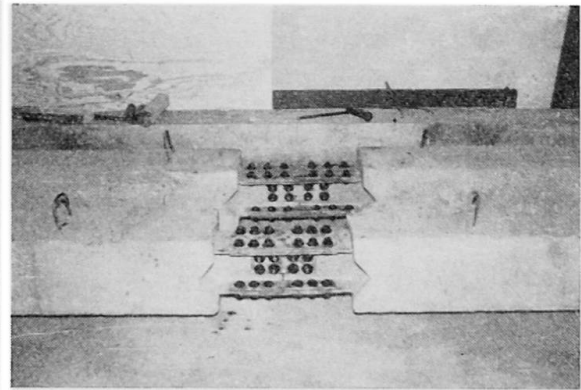


Fig. 2. Same joint as before using friction bolts for the connection of the beams.

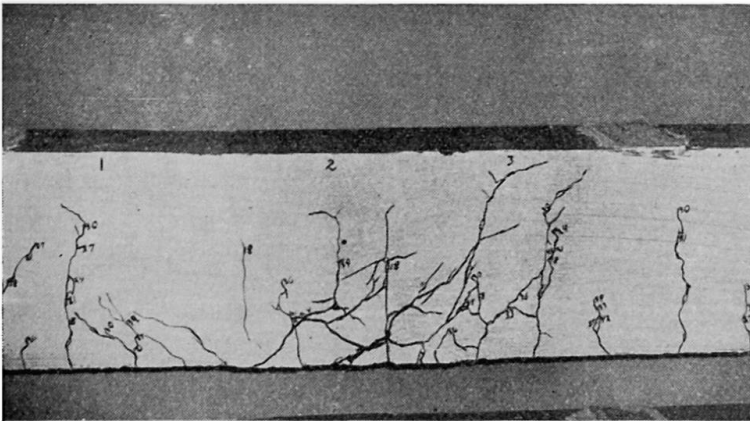


Fig. 3. From a test of beams shown in Fig. 1. Typical cracks at the ends of the I-beams.

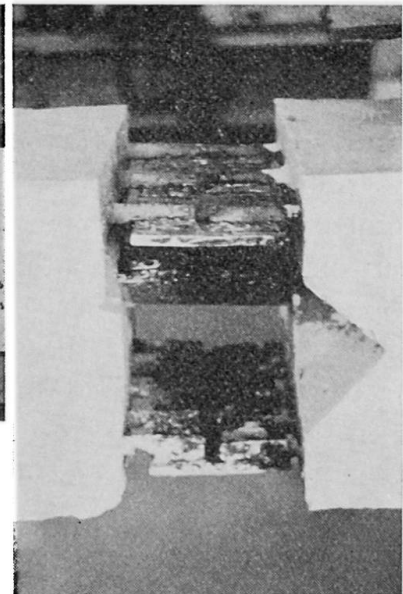


Fig. 4. Jointing of reinforcing bars, using steel plates lying under the bars.

time and cost. If a mistake is made and the elements are too long, it is hard to correct it on the building site. Another point is that the total load practically never has to be taken at once because the dead load is generally much lower than the design load. Consequently, we continued with B.

B. If the steel joint is only to take part of the design load, this part must be at least equal to the dead load in order to give a safety factor. In this case we have used the reinforcing bars for jointing. The bars protrude far enough for the welding to be done. The joint steel normally consists of plates or reinforcing bars. In the beginning we used steel plates, one in the top reinforcement and one at the bottom, lying in some cases under the reinforcing bars (see Fig. 4), in other over them (see Fig. 5). Another and better way is to use bent steel plates, jointing each bar with the opposite one (Fig. 6). When jointing the reinforcing steel, it is necessary to have some way of fixing the concrete

elements in the right position when welding. This is easily done by using protruding bent steel plates and L-irons, so fixed in the concrete that the right position is obtained when placing the element to be jointed (e.g. a beam) on the elements already in position (e.g. two columns). See Fig. 5.

We have tested these joints before and after concreting. The factor of safety figure on the design load was about 1.5 before and about 3 after; in the latter case the same as for the beam without any joint. Fig. 7 shows such a beam after the test. Fig. 8 is from a combined test of jointed beams, using two different ways of welding and without any joint. The failures came at about

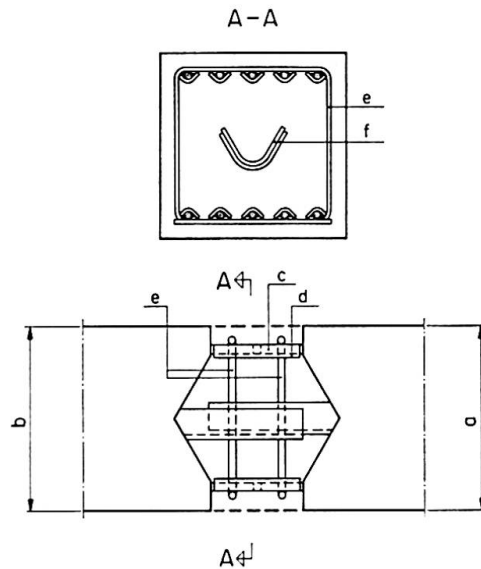


Fig. 5. Joints made by using bent steel plates. The plate and the bars have the same centre joint and the jointing steel is not to be deformed, as shown in Fig. 6. Note the use of the supporting steel elements for keeping the concrete elements in place before welding. The shear reinforcement is an extra safety factor.

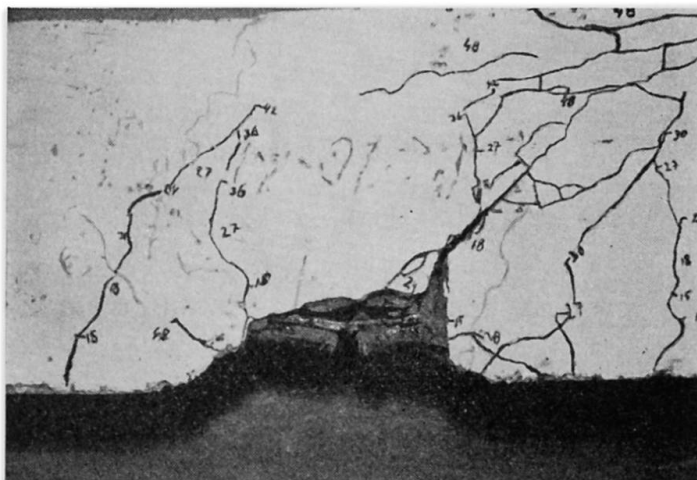


Fig. 6. Same joint as 4, with the plate lying over the bars. The photo taken after the failure of the beam. The concrete is thrown out due to the bending of the jointing steel.

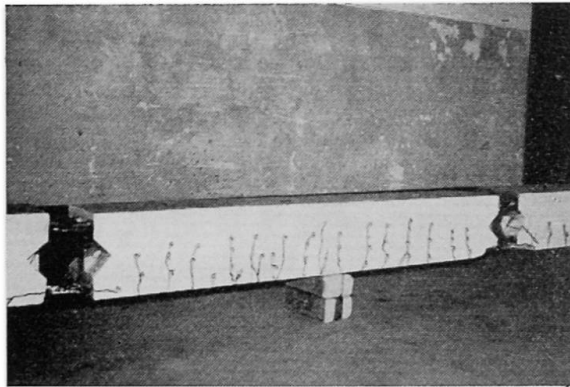


Fig. 7. A beam made as shown in Fig. 4 after the test. The safety factor figured on the design load was 1.5, on the building load about 3.

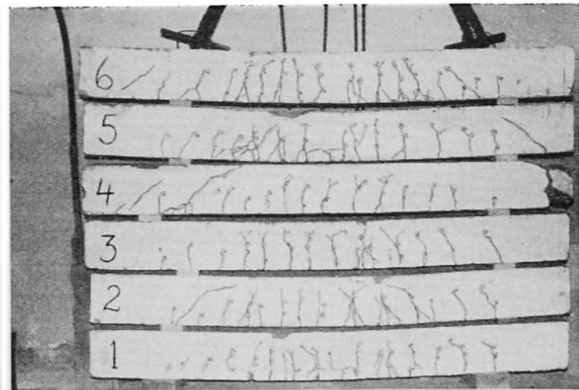


Fig. 8. The beams are designed for the same load. 1 and 2 are made as in Fig. 4. 3 and 4 are not jointed. 5 and 6 are as shown in Fig. 4 welded together. The results were about the same for all beams.

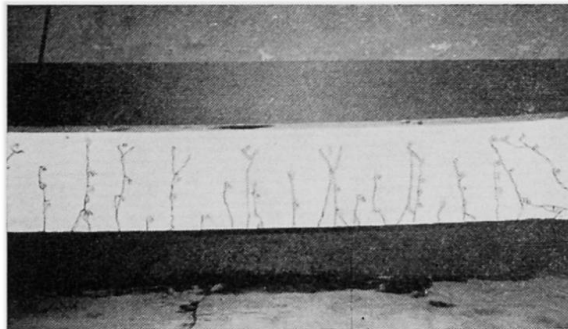


Fig. 9. Same beam as in Fig. 8, but with the bent plate joint. Compare with beam 3.

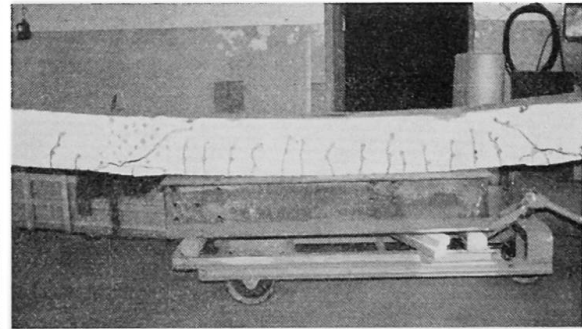


Fig. 10. A beam jointed as in Fig. 4 and loaded after failure in order to study the cracks.

the same loads, with no tendency to show which beam was better. In these tests we used combined jointing with one steel plate on top and one at the bottom, both lying under the reinforcing steel. Fig. 9 shows a beam of the same type with the bent plate jointing. The cracks are different, but similar to 3 on Fig. 8.

Fig. 10 is a beam loaded after failure to see how the joints behave. The jointing places are easy to locate. Note the horizontal cracks. What happens can be examined in Fig. 5 and explains the reason for the use of the bent plate jointing, where the centre of stress in the bar and the jointing steel is the same. The bent plate can be changed to two reinforcing bars opposite each other. We considered it easier, however, to weld when using the bent plate.

The beams were normally designed, so that the failure could also come as a crushing of the concrete. Fig. 11 shows such a beam.

If we compare the two ways of jointing, we find that we save about 80% of the jointing steel when using reinforcing bar joints instead of jointed steel beams. The loading capacity of the joints is the same. There is another diffe-

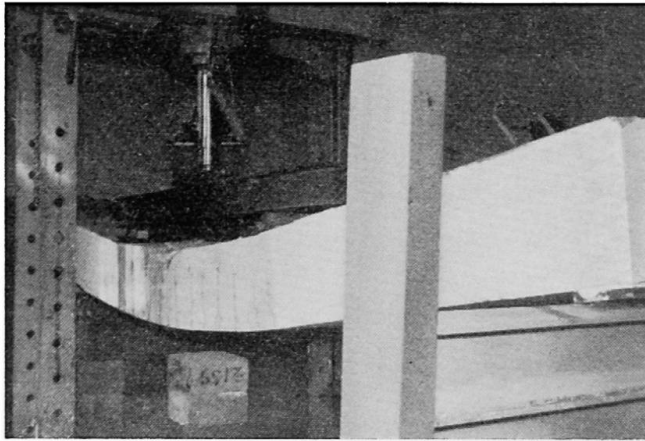


Fig. 11. A beam with a bent plate joint and failure due to crushing of the concrete.

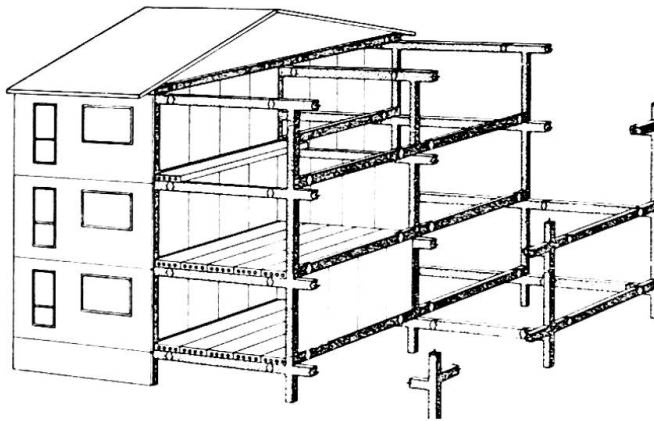


Fig. 12. A frame house built of concrete elements, showing the joints. The frame is built up of comparatively small elements.

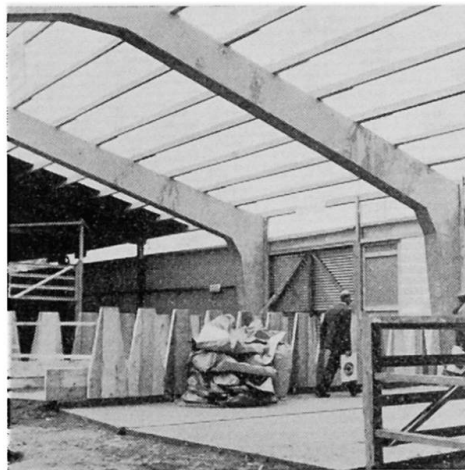


Fig. 13. Two-hinged arches made of three parts. The joints are made as shown in Fig. 5.

rence; the tolerances in length of the elements are not so strict when connecting bars. If there is a gap between the opposite reinforcing bars, this does not matter; if the elements are slightly too long, it is easy to shorten a bar.

Summary

The reason for the tests was to find ways of jointing concrete building elements which would enable the joints to transfer loads immediately. We have used protruding steel parts welded or bolted together. The tests have been carried out in full scale with regular building loads.

Résumé

Les essais ont eu pour but de trouver un mode d'assemblage des éléments en béton qui permette aux attaches de transmettre immédiatement les charges. On a utilisé des pièces métalliques faisant saillie, soudées ou boulonnées ensemble. Les essais ont été effectués en vraie grandeur, avec les charges réglementaires.

Zusammenfassung

Der Zweck der Versuche war, ein Verfahren zur Verbindung von Betonfertigteilen auszuarbeiten, damit die Fugen unmittelbar Lasten übertragen können. In unserer Versuchsreihe bedienten wir uns vorstehender Stahlteile, die entweder zusammengeschweißt oder -geschraubt wurden. Es handelte sich hierbei um Großversuche mit regulärer Betriebsbelastung.

IVb4

Neue Stoßverbindung von Stahlbetonfertigteilstützen

New Splice Joint for Precast Reinforced Concrete Columns

Nouveau joint de poteaux préfabriqués en béton armé

W. HEYNISCH

Professor Dipl.-Ing., Brandenburg (Havel)

Im VEB Industriebau Brandenburg werden seit vielen Jahren Stahlbetonmontagebauten ausgeführt. Von der Forschungsstelle des Betriebes ist eine neue Stoßverbindung für Stahlbetonfertigteilstützen mit folgender Wirkungsweise entwickelt worden (Fig. 1):

Das obere Stützteil mit Stahlbetonzapfen wird in die Hülse des unteren Teiles eingeführt, auf Flächenkeile abgesetzt und ausgerichtet. Nach Abdichten der Außenfuge werden die Hohlräume der Verbindung mit Einpreßmörtel ausgepreßt und somit ein hochwertiger monolithischer Verbund erzielt. Durch

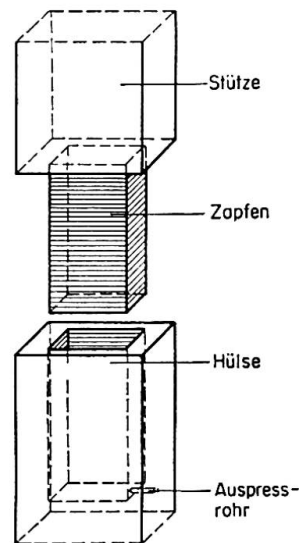


Fig. 1. Stahlbetonzapfenstoßverbindung.

zweckmäßigste Bewehrungsanordnung in Hülse und Zapfen sowie die Profilierung von Zapfen und Hülsenwandung wird über den Scherverbund der Mörtelfuge ein Biegemoment übertragen, das zu einer hohen Tragfähigkeit des gestoßenen Querschnittes führt. Dieser Stahlbetonzapfenstoß kann im Vergleich zu den geschweißten Bewehrungsstößen und den Stahlbauverbindungen als eine «echte» Stahlbetonverbindung angesehen werden. Bruchversuche an Stützen mit einem Schweißstoß zeigten, daß die Tragfähigkeit dieser Verbindung ausschließlich von der Güte des nachträglich eingebrachten Betons abhängig ist. Die Bruchlasten lagen bei 0,6—0,8 der rechnerischen Bruchlast, wobei in allen Fällen der Beton im Stoßbereich versagte.

Gegenüber den bisher geschweißten Stützenverbindungen bringt der neue Stoß verschiedene Vorteile, wie:

1. Kurzzeitige Inanspruchnahme der Hebezeuge bei der Montage.
2. Sofortige Übertragung der Montagelasten und Gewährleistung der Stabilität der Stütze ohne umfangreiche zusätzliche Sicherungsmaßnahmen.
3. Einfaches Justieren der Stütze mit Keilen ohne Hilfe des Hebezeuges.
4. Herstellen der vollen Tragfähigkeit der Verbindung durch Auspressen der Fugenhohlräume mit Injektionsmörtel.
5. Keine oder nur unbedeutende Verminderung der Tragfähigkeit vor allem des Betons im Stoßbereich.
6. Verkürzung der Montagezeiten.
7. Für die Arbeiten werden keine Spezialkräfte benötigt.

Experimentelle Erprobung des Zapfenstoßes

Bei Biegebeanspruchung wirkt die Stütze im Stoßquerschnitt durch die Einschnürung als Träger mit verkleinertem Hebelarm der inneren Kräfte. Die Übertragung der Zugkraft von der Stützen- zur Zapfenbewehrung wird durch den Scherverbund des Auspreßmörtels zwischen Zapfen und Hülse erreicht. Die theoretische Lösung dieser Aufgabe war beim gegenwärtigen Stand der Grundlagen über das Schubproblem nicht eindeutig möglich. Es wurde daher an Versuchskörpern 1 : 1 das Tragverhalten des Stoßes ermittelt, wobei schrittweise Konstruktionsverbesserungen vorgenommen wurden. Hiernach konnten allgemeine Regeln für Konstruktion, Beanspruchung, Bemessung und Anwendungsbereiche aufgestellt werden.

Schwachstellenversuche ergaben die Grundkonzeption für die Stoßverbindung, anschließend wurde eine Serie von Zulassungsversuchen durchgeführt. Die Versuchsstützen mit einem Querschnitt von 40×50 cm wurden als Balken auf 2 Stützen geprüft. Untersucht wurde der Einfluß der Bewehrung von Zapfen und Hülse, die Zapfenlänge sowie verschiedene Beanspruchungsarten, wie Biegung, Biegung mit kleiner und großer Druckkraft, wechselndes Moment, zweiachsiges Biegen und Zugbeanspruchung. Einige Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Die Versuche der Stoßverbindung ergaben bei der richtigen Wahl von Zapfen- und Hülsenabmessungen sowie der Bewehrung ein gutes Verhalten hinsichtlich der Tragfähigkeit und Formänderungen zur ungestoßenen Stütze (Vergleichsbalken). Wie wichtig der Scherverbund zwischen Zapfen und Hülse für das Tragverhalten des Stoßes ist, zeigen die Reißbilder der Versuche 7 (I), 4 (II) und 6 (III) nach Tafel 1 (siehe Fig. 2).

Bei Stützenstoßen mit zu kurzer Zapfenlänge oder geringem Verbund zwischen Zapfen und Hülse wird frühzeitig die Scherfestigkeit des Auspreßmörtels zerstört. Diese Bedingungen waren beim Versuch 4 (Diagramm II)

Tafel 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ver- such Nr.	Würfel- festig- keit W_{28} (kp/cm ²)	Quer- schnitt (mm)	Prüf- länge (mm)	Zapfen- länge (mm)	Zapfen- beweh- rung St IIIa (32 mm \varnothing)	Stützen- beweh- rung St IIIa	Längs- kraft (Mp)	Trag- moment (Zapfen) (Mpm)	Exp. Bruch- moment (Mpm)	Bruch- sicher- heit v_B	Bruch durch Ver- sagen von
<i>Versuche Biegung mit Längskraft</i>											
1	458	400.500	3000	500	6	6 Dmr. 32	50	13,8	36	2,60	Beton
2	458	400.500	3000	500	6	6 „ 32	50	13,8	34	2,46	
3	458	400.500	3000	500	6	6 „ 32	200	9,4	30	3,20	
<i>Versuche reine Biegung</i>											
4	450	400.500	3000	400	6	4 „ 24	—	(19,4)	26	1,57	Bügelbewehrung der Hülse Bügel-, Zugbeweh- rung und Beton
5	450	400.500	3000	500	6	4 „ 24	—	(19,4)	33	1,99	
6	450	400.500	3000	670	6	4 „ 24	—	(19,4)	38	2,29	
<i>Versuch reine Biegung am ungestoßenen Balken</i>											
7	450	400.500	3000	—	—	4 „ 24	—	16,6	40	2,41	Zugbewehrung

gegeben; örtliche Überbeanspruchungen der Hülse führten zum Bruch der Verbindung.

Die Beanspruchung der Zapfenverbindung ist je nach Belastung verschieden. Liegt die Druckresultierende noch im Kernquerschnitt der Stütze, dann wird die Tragfähigkeit im Stoßbereich nicht vermindert. Der 15—25 mm starken Stoßfuge zwischen Stützenunter- und -oberteil kommt hierbei eine außerordentliche Bedeutung zu. Versuchsergebnisse über das Druckverhalten einer 15 mm starken Mörtelfuge — verglichen mit der Würfelfestigkeit — sind in Tafel 2 wiedergegeben. Sie zeigen die frühzeitige Belastbarkeit und hohe Tragfähigkeit dieser Fugen, zu denen die Bestimmungen nach DIN 4225 § 17.3 im Widerspruch stehen.

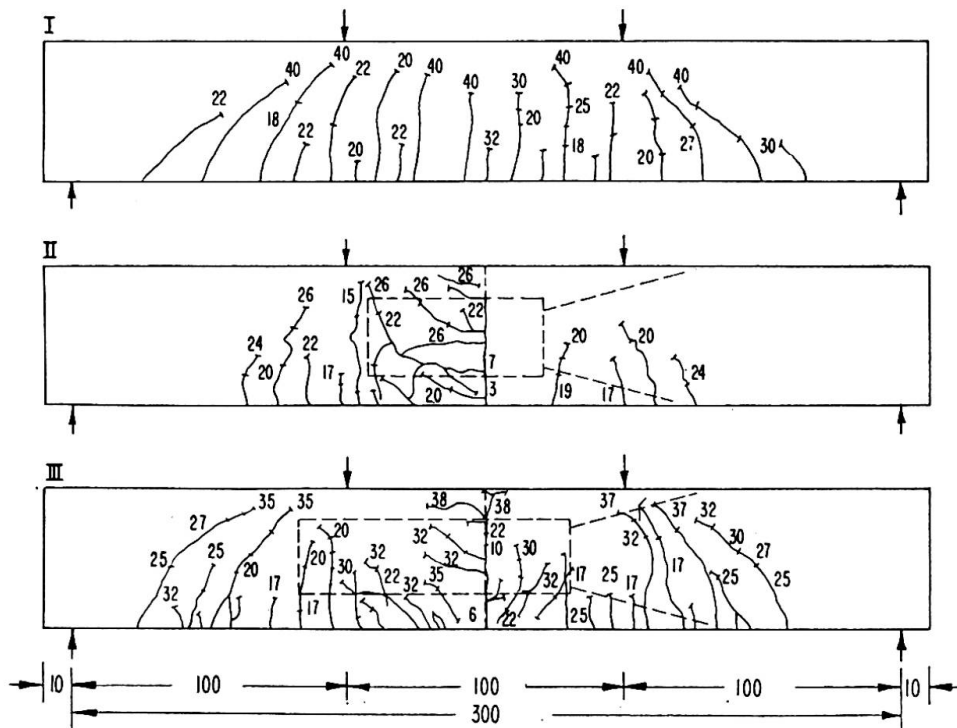
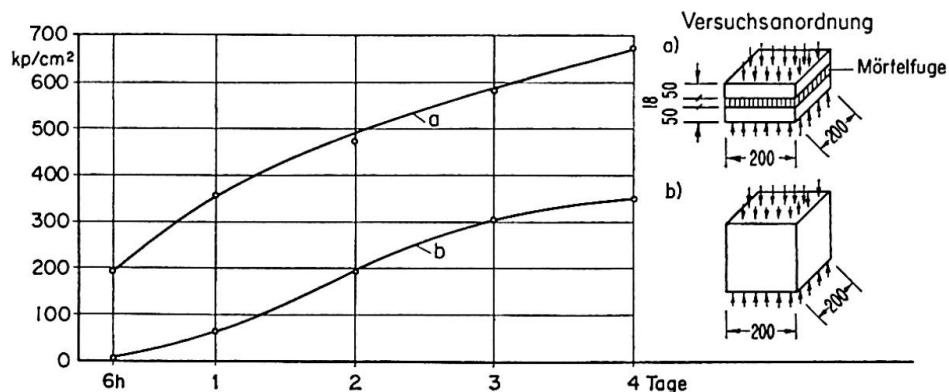


Fig. 2. Reißbilder von Bruchversuchen.

Tafel 2. Druckfestigkeiten einer 18 mm starken Mörtelfuge.



Bei größerer Exzentrizität der Druckkraft ist im Stoßquerschnitt mit einer gerissenen Fuge zu rechnen. Die Zugkraft des inneren Kräftepaars wird von der Stützen- auf die Zapfenbewehrung umgelagert. Unter Beibehaltung der Tragfähigkeit auch im Stoßquerschnitt ist die Bewehrung im Zapfen entsprechend zu vergrößern.

Bei den Versuchen traten je nach Bewehrungsgrad verschiedene Bruchzustände auf. Einmal Versagen des Betons im Druckbereich der Hülse, zum anderen Erreichen der Stahließgrenze in der Stützen- oder Hülsenbewehrung.

Eine Beanspruchung auf Biegung mit Zug kann bei Rahmenkonstruktionen oder Vierendeelstützen vorkommen. Zugkräfte kann der Zapfenstoß nur über die Scherfestigkeit der Auspreßfuge zwischen Zapfen und Hülse aufnehmen. Die Größe der aufnehmbaren Zugkraft ist von der Mantelfläche des Zapfens und der Güte des Auspreßmörtels bzw. des Stützenbetons abhängig. Aus durchgeführten reinen Zugversuchen ergaben sich Mörtelscherfestigkeiten von 20 bis 40 kp/cm² bei einem Mörtelalter von 7 Tagen.

Nach Auswertung aller Versuchsergebnisse konnten folgende Kennwerte für Bemessung und Konstruktion aufgestellt werden (Bezeichnungen nach Fig. 3).

Hülsenabmessungen:

Tragende Richtung: $a_3 = 0,10 a_1$ bis $0,15 a_1 = 10$ cm

Nicht tragende Richtung: $b_3 = 0,10 b_1$ bis $0,15 b_1 = 8$ cm

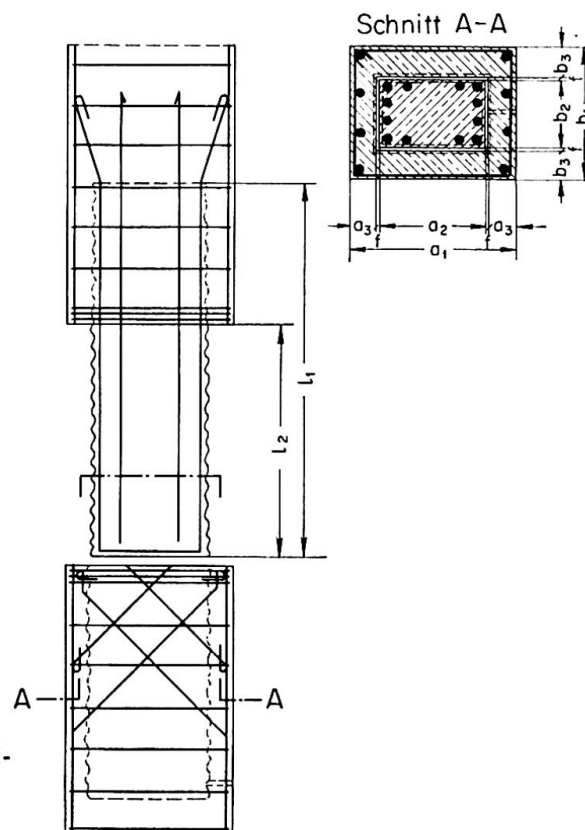


Fig. 3. Abmessungen und Bewehrungsanordnung für den Stahlbetonzapfenstoß.

Zapfen:

$$\begin{array}{ll} \text{Zapfenlänge:} & l_2 = 3,2 a_2 \\ \text{Freie Zapfenlänge:} & l_1 = 2,0 a_2 \end{array}$$

Zapfen und Hülse erhalten eine 10—30 mm hohe Profilierung senkrecht zur Stützenlängsachse, um den Scherverbund zwischen Hülse und Zapfen zu sichern.

Der kleinste Stützenquerschnitt, bei dem eine Anwendung des Zapfenstoßes noch möglich ist, wird bestimmt durch die vorstehenden Mindestabmessungen der Hülse. Die aufnehmbaren Schnittkräfte werden begrenzt durch die maximale Bewehrungsanordnung im Zapfen.

Die Berechnung des Stoßquerschnittes erfolgt nach dem Traglastverfahren. Die Verringerung der statischen Höhe im Stoßbereich führt zu einem erhöhten Stahlbedarf im Zapfen. Da der Zapfen in der Regel über eine doppelte Bewehrung verfügt, kann im Bruchzustand bei kleinen Querschnitten die gesamte Zapfenbewehrung zur Übertragung der Zugkraft herangezogen werden. Gegenüber einer Bemessung nach Gebrauchslast ist dadurch eine Verringerung der Bewehrungsfläche möglich.

Bei der Anordnung der Bewehrung sind folgende Gesichtspunkte zu beachten. Die Überleitung der Zugkraft von der Stützen- zur Zapfenbewehrung beansprucht die Hülse auf Schub und erfordert eine entsprechende Bewehrung (s. Rißbilder). Die Versuche zeigten, daß eine Kombination von Bügeln und Schrägeisen (Fig. 3) am wirkungsvollsten ist. Die Bewehrungsanordnung der Hülse muß entsprechend der Schubspannungsverteilung vorgenommen werden. Die Stützenlängsbewehrung ist ohne Betondeckung bis zum Rand der Stoßfuge heranzuführen. Die Bügel der Stützenbewehrung sind im Stoßbereich zu konzentrieren.

Die erhöhten Anforderungen an die Fertigung der Stützen sind mit üblichen Mitteln zu erfüllen. Bei kleineren Stützenquerschnitten kann der Zapfen vorgefertigt in das Stützenoberteil eingebaut werden.

Der wesentliche Vorteil dieses Stoßes gegenüber anderen Stoßverbindungen ergibt sich im Montagevorgang. Das Stützenoberteil mit Zapfen wird bei der Montage in die Hülse des Unterteiles eingeführt und auf Flachblechen, Hartgummi oder Hartholzkeilen abgesetzt und ist bereits in diesem Stadium ausreichend gehalten. Bei großen Stützenhöhen oder weiteren Montagebelastungen ist ein Nachweis der Standsicherheit für den unausgepreßten Zustand zu führen. In diesen Fällen wird das Einbringen einer Mörtelfuge vor der Montage des oberen Stützteiles in den Hülsenboden empfohlen.

Die volle Tragfähigkeit der Stoßverbindungen wird erst nach dem Auspressen erreicht. Für die Herstellung des Einpreßmörtels sowie für das Auspressen der Hohlräume gelten die entsprechenden Vorschriften für Spannbeton. Für das Auspressen sind die für Spannbeton handelsüblichen Geräte

zu verwenden. Die äußere Fuge kann zweckmäßig mit einem schnell erhärtenden Mörtel abgedichtet werden.

Die Montagearbeiten können auch bei tiefen Temperaturen durchgeführt werden. Durch einen Zusatz von 10 Vol.-% Methanol zum Anmachwasser wird der Frischmörtel bis -15°C vor Frostschäden gesichert. Eine weitere Möglichkeit für die Weiterführung der Arbeiten bei großen Minustemperaturen zeichnet sich ab durch die Anwendung eines Kunststoffmörtels nach dem 2-Komponenten-Kunststoffsystem. Versuche hierüber laufen noch.

In der DDR sind die Fragen der Konstruktion, Bemessung und Montage in der Zulassung Nr. 149 der Staatlichen Bauaufsicht des Ministeriums für Bauwesen festgelegt.

Anwendungsgebiete des Zapfenstoßes

Die Anwendung des Zapfenstoßes ist auf allen Gebieten der Montagebauweise, wie Stockwerks-, Flach-, Hallen-, Industriebauten und im Brückenbau möglich.

Nach der experimentellen Erprobung konnte bisher dieser Stoß bei mehreren Industriebauten mit Erfolg angewendet werden. So wurden z. B. die 27 m hohen Stützen eines Heizkraftwerkes mit Querschnitt 50×140 cm im Fußpunkt und auf halber Höhe durch eine Zapfenverbindung gestoßen. Die aufzunehmenden Schnittkräfte betragen:

$$M = 128 \text{ Mpm}; \quad N = 364 \text{ Mp}; \quad Q = 31 \text{ Mp}.$$

Fig. 4 zeigt die Montage eines 22 t schweren Stützenoberteiles. Eine Montagehalterung war nicht erforderlich, da durch ein Mörtelbett im Hülsenboden

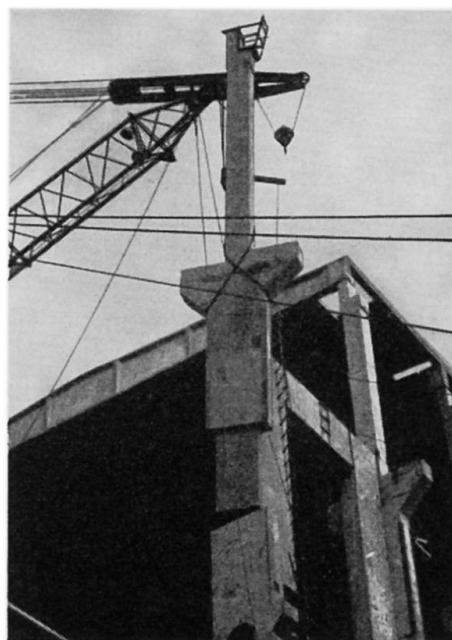


Fig. 4. Montage eines Stützenoberteiles mit Zapfenstoß.

und durch die Blechkeile in der Stoßfuge das Oberteil so gesichert war, daß anschließend gleich die Dachbinder montiert werden konnten. Das Auspressen der Fugenhohlräume konnte dadurch abschnittsweise für mehrere Stützen ausgeführt werden.

Die Vorteile des Zapfenstoßes bei dieser Anwendung sind aus dem Vergleich des Arbeitszeitaufwandes für die Montage und das nachträgliche Schließen der Verbindung gegenüber einem Schweißstoß ersichtlich (24 Std. für Zapfenstoß, 39 Std. für die Schweißverbindung). Die Arbeiten an der Zapfenstoßverbindung erfordern keine Spezialkräfte (Schweißer). Die mögliche Zeiteinsparung bei der Montage mit der Zapfenstoßverbindung wirkt sich günstig auf die Bauzeit und die Gesamtkosten aus.

Auch im Brückenbau findet der Zapfenstoß ein wichtiges Anwendungsgebiet. Zur Zeit werden ein- oder mehrstielige rahmenartige Unterbauten nach diesem Prinzip ausgeführt (Fig. 5). Die damit erreichte Vollmontage von zusammengespannten Fertigteilträgern führt zu einer beachtlichen Bauzeitverkürzung.

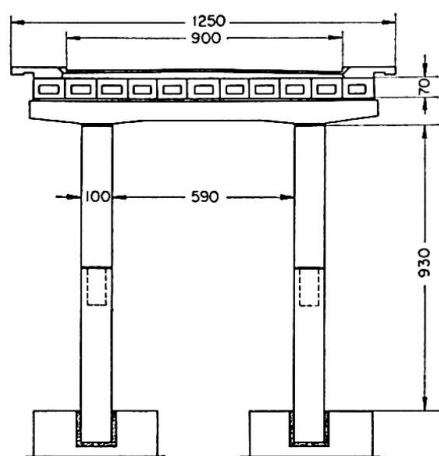


Fig. 5. Anwendung des Zapfenstoßes für Stützrahmen von Fertigteilbrücken.

Literatur

1. HEYNISCH: «Neuartige Stahlbeton-Stützenstoßverbindungen des VEB Industriebau Brandenburg.» Bauplanung-Bautechnik 1962, Heft 9.
2. RIEDRICH: «Experimentelle Prüfung von halbschalengeschweißten Stahlbeton-Stützenstoßen auf Tragfähigkeit.» Bauplanung-Bautechnik 1963, Heft 2.
3. МОКК: «Bauen mit Stahlbetonfertigteilen.» VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1960.

Zusammenfassung

Der beschriebene Stahlbetonzapfenstoß ist eine Neuentwicklung im Montagebau mit Stahlbetonfertigteilen. Hinsichtlich der Kraftübertragung ergibt er volle Gleichwertigkeit von gestoßenem und ungestoßenem Stützenquerschnitt.

Die Hauptvorteile des Stahlbetonzapfenstoßes gegenüber den bekannten geschweißten Stoßverbindungen bzw. Überdeckungsstößen liegen in der kurzen Montagezeit, dem Justieren ohne zusätzliche Halterungen, der einfachen Herstellung der Verbindung durch Auspressen mit Mörtel, der vollen Tragfähigkeit des Betons im Stoßbereich und der sich aus diesen Punkten ergebenden Steigerung der Arbeitsproduktivität.

Da bei dieser Stoßverbindung nur eine kleine Horizontalfuge sichtbar bleibt, wird eine gute ästhetische Wirkung der gestoßenen Stütze erreicht.

Summary

The reinforced concrete tenon splice described is a new development for precast concrete columns. The load-carrying capacity of the joint is equal to that of a single-piece column.

The advantages of tenon splices over welded splices or overlapping splices are quick assembly, good alignment without additional holding devices, easy execution by grouting only, full load-carrying capacity of the concrete and increase in labour productivity.

The appearance of the joint is good as only a fine horizontal joint is visible on completion.

Résumé

Le joint à tenon en béton armé qui est décrit représente un nouveau développement dans la construction préfabriquée. En ce qui concerne la transmission des efforts, il assure une équivalence complète des sections de poteau avec ou sans joint.

Les avantages principaux du joint à tenon en béton armé comparé aux joints soudés ou aux joints à recouvrement connus sont: la rapidité du montage, l'ajustage sans dispositif de serrage, la réalisation simple du joint par pressurage avec du mortier, la pleine capacité portante du béton dans la zone du joint et l'augmentation de la productivité du travail résultant de ces facteurs.

Comme il ne reste qu'un petit joint horizontal visible, cette méthode d'assemblage permet d'obtenir un bon effet esthétique du poteau ainsi réalisé.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV b 5

Montagegenauigkeit beim Bauen mit Stahlbetonelementen

Accuracy in Erecting Precast Reinforced Concrete Units

Précision du montage d'éléments en béton armé

E. LEWICKI

Prof., Dresden

1. Einleitung

Im Montagebau spielt nicht nur die Maßgenauigkeit der vorgefertigten Elemente eine Rolle, sondern in hohem Maße auch die Genauigkeit der Montage. Hiermit hat man sich wissenschaftlich noch kaum beschäftigt.

Folgende Genauigkeits-Komponenten sind zu beachten:

1. Achslage
2. Höhenlage
3. Flucht
4. Vertikallage
5. Horizontallage

Durch ungenaue Montage entstehen Bauwerkfehler, die sich besonders bei Industriebauten mit später zu montierender maschineller Ausrüstung sehr unangenehm auswirken können, zum Beispiel falsche Abstände von Kranbahnbalken. Es kann auch Gefahr für die Sicherheit und Standfestigkeit des Tragwerks entstehen, wenn zum Beispiel Auflager zu klein werden oder konstruktive Verbindungen der Elemente untereinander nicht ordnungsgemäß zusammenpassen.

2. Montageungenauigkeiten

Hier seien einige Beispiele ungenauer Montage aufgeführt:

Die Höhenlage der Stützenaufstandfläche in 144 Hülsenfundamenten eines Industriebaues war bei 10% richtig, bei 50% zu hoch, bei 40% zu niedrig. Von den Ungenauigkeiten betrug 7% mehr als 30 mm.

Fig. 1: Bauwerkfront eines Industrie-Stockwerkbaues mit eingetragener Verschiebung der Stützenköpfe gegenüber der Lotrechten in Richtung der Front. Hier stehen nur 3% der Stützen richtig, 50% sind nach der einen, 47% nach der anderen Seite geneigt. 13% der Ungenauigkeiten betragen mehr als 30 mm.

Fig. 2: Dieselbe Bauwerkfront mit eingetragener Verschiebung der Stützenköpfe senkrecht zur Front. Hier stehen 5% der Stützen richtig, 62% sind

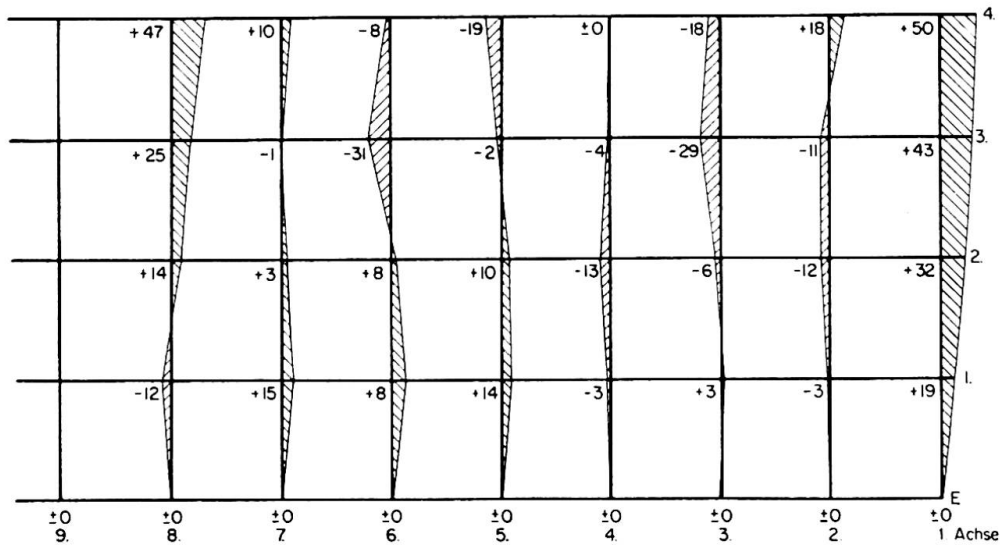


Fig. 1. Verschiebung der Stützenköpfe eines Industrie-Skelettbaues in Richtung der Bauwerkfront [1].

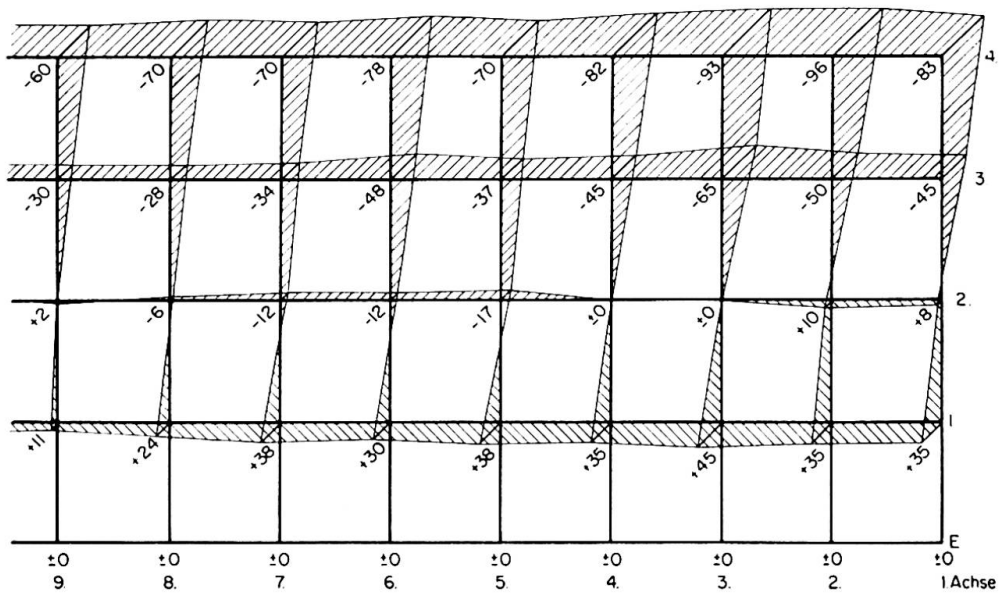
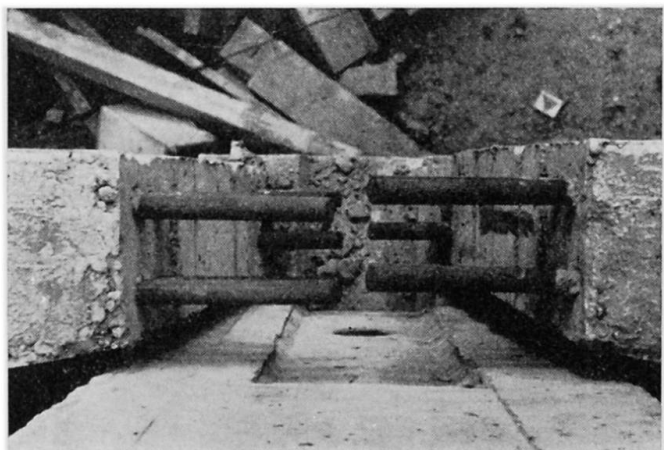


Fig. 2. Verschiebung der Stützenköpfe senkrecht zur Bauwerkfront [1].

Fig. 3. Draufsicht auf einen Kranbahnbalkenstoß [2].



nach hinten, 33% nach vorn geneigt. Die Köpfe der obersten Stützen hängen 60 bis 96 mm über. 70% der Ungenauigkeiten betragen mehr als 30 mm.

Fig. 3: Draufsicht auf einen Kranbahnbalken-Stoß auf einer Stützenkonsole. Die Ungenauigkeit der Lage der herausstehenden Bewehrungsstab-Enden beträgt etwa einen Stabdurchmesser, so daß das Verschweißen derselben nur schwierig durchzuführen ist.

3. Grundlagen für genaue und reibungslose Montage

3.1. Kontrolle der Maßhaltigkeit der vorgefertigten Elemente

Eine entscheidende Grundlage für genaue Montage ist die Maßhaltigkeit der Elemente. Je besser dieselbe, um so rascher, reibungsloser und wirtschaftlicher der Montageablauf. Deswegen sind alle Elemente vor Einbau nachzumessen und schlechte Stücke auszuschließen.

Geringere Maßabweichungen in Dicke und Länge sowie Fehler in der Länge und Lage von Anschlußstäben für Schweißstöße sind vor der Montage rechtzeitig auszugleichen.

Zweckmäßig ist es, die Elemente mit Längen-Abmaßen von minus 2 bis 3 cm vorzufertigen.

Löcher für Dollen müssen mit genügendem Spielraum vorgesehen werden.

3.2. Einmessung und Markierung von Achsen und Höhenpunkten

Eine weitere Grundlage für genaue Montage ist die genaue Einmessung und Markierung der Achsen von Stützen und Wänden sowie der Höhenpunkte auf Fundamenten und Decken. Dies darf nicht mittels primitiver Meßwerkzeuge geschehen, sondern hierzu sind Theodolit, Nivellierinstrument und Stahlbandmaß zu verwenden.

Die genaue Achslage von Stützen in Hülsenfundamenten wird gewährleistet durch zwei auf den Hülsenwänden befestigte Kanthölzer oder Stahlträger oder durch zwei genau eingemessene Anschläge aus Beton, ihre Höhenlage durch kleine, genau einnivellierte Aufstandssockel aus Klinkersteinen, Beton- oder Stahlplatten oder durch Ausgleichstrich-Schichten.

4. Die Montage

4.1. Justierung

4.1.1. *Stützen.* Das Einfluchten und Senkrechtstellen von Stützen erfolgt am besten mit zwei in beiden Achsen aufgestellten Theodoliten nach einem mittig liegenden Schnurschlag (Kreidestrich) an der Stütze. Das Einrichten nach Stützenkanten ist falsch, da diese häufig nicht einwandfrei gerade sind, es sei denn, daß als Flucht zum Beispiel von Frontstützen die Außenseiten oder von Kranbahnstützen die Innenseiten einzuhalten sind.

Vom genauen Einfluchten und Senkrechtstellen der Stützen ist der gesamte weitere Montageablauf abhängig.

Bei Hülsenfundamenten wird das Justieren — selbst bei hohen und schweren Stützen — auch heute noch gern mit Keilen aus Holz oder Stahl durchgeführt, die an 4 Seiten zwischen Hülsenwand und Stütze eingetrieben werden. Ein neueres Hilfsmittel für diesen Zweck ist die Justierschraube, die für Stützen bis 45 t Masse Anwendung finden darf (Fig. 4). Ein an einem Winkel-eisen angeschweißter dicker Schraubenbolzen mit sehr flachem Gewinde trägt ein zweckmäßig ausgebildetes Mutterstück. Durch gleichmäßiges Nachlassen und Gegenspannen der entsprechenden auf 4 Seiten eingesetzten Justierschrauben erfolgt die Justierung der Stützen.

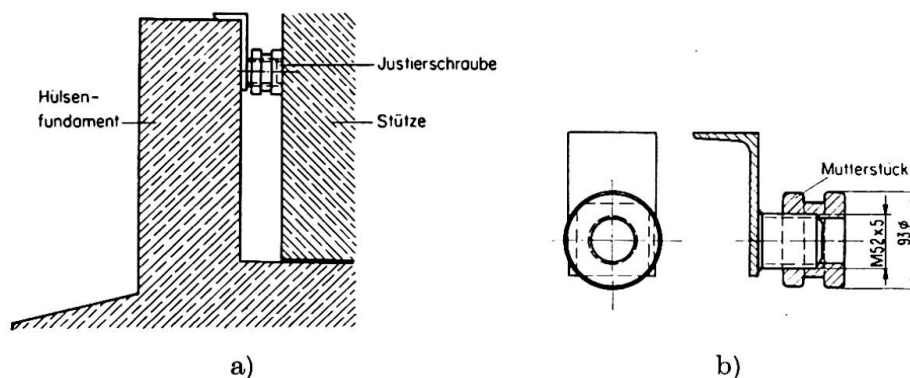


Fig. 4. a) Justieren schwerer Stützen mittels Justierschrauben [3].
b) Detail der Justierschrauben [3].

Ein in der UdSSR entwickeltes Gerät ist die in Fig. 5 gezeigte Lehre aus leichter Stahlkonstruktion. Sie wird durch Klemmschrauben am Hülsenfundament befestigt und umfaßt mit ihrem oberen Teil die Stützenfüße. Die hier befindlichen Justierschrauben dienen zum Ausrichten. Diese Lehre hat eine Masse von 135 kg. Sie hat sich in der Praxis gut bewährt.

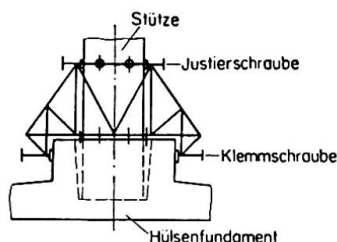


Fig. 5. Stahllehre zum Justieren von Stützen (UdSSR) [4].

Bei Stützen auf Stockwerkdecken sind andere Justiereinrichtungen im Gebrauch.

Die älteste und einfachste Art ist die Abstrebung nach 4 Seiten durch Holzstreben, die unter einem im oberen Säulenteil festgebolzten oder festgekeilten Kantholzrahmen angreifen, auf der Decke durch Stahlbügel oder in Aussparungen gehalten und durch Keile ausgerichtet werden.

Auch Zuganker aus Stahlstäben $\varnothing 16$ mm sind in Anwendung, die unter Einschaltung von Spannschlössern zur Justierung der Stützen herangezogen werden.

Neuerdings hat der VEB BMK Chemie, Halle/Saale, eine Verstrebung aus Stahlrohren entwickelt, die zug- und drucksicher ist und bei der die Justierung der Stütze ebenfalls mittels Spannschlössern erfolgt (Fig. 6). Sie sind besonders geeignet für Randstützen, bei denen an der Außenseite keine Druckstreben angebracht werden können.

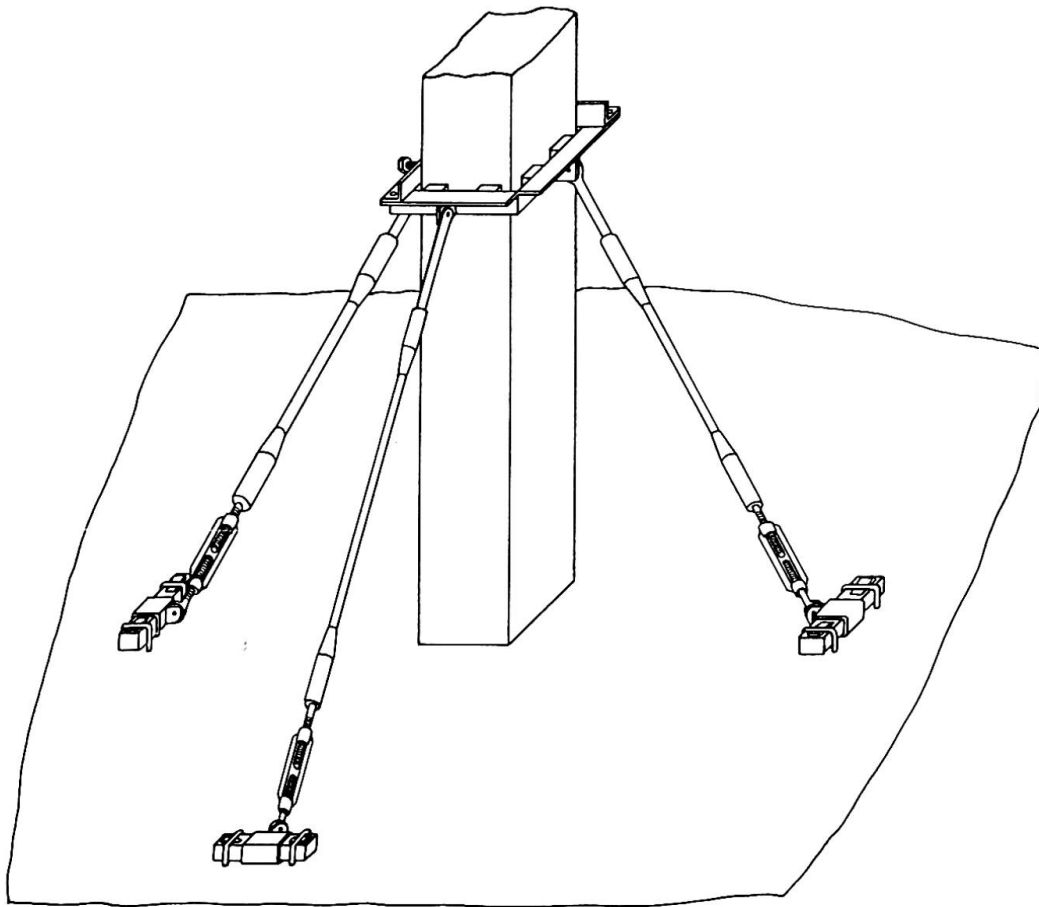


Fig. 6. Abstreben mittels zug- und drucksicherer Stahlrohr-Streben, Justieren durch Spannschlösser [5].

Auf Baustellen großer Skelettbauten in der UdSSR sind zweckmäßige Geräte zur schnellen und genauen Montage von Stützen in Gebrauch, sogenannte «Konduktoren», fahrbare Stahlfachwerk-Konstruktionen, die auf der bereits montierten Decke verschoben werden und als Lehren und Justiereinrichtung für die Montage vorgefertigter, durch zwei Stockwerke reichender Stützen dienen (Fig. 7). Der Konduktor trägt zu diesem Zweck 4 bis 6×2 schellenartige Festhaltevorrichtungen mit Justierschrauben, durch welche die Stützen gefaßt und ausgerichtet werden.

4.1.2. *Dachbinder* sind auf die vorher in ihrer Höhe genau ausgerichteten Stützenköpfe aufzulagern, wo sie genau nach der Achse justiert werden müssen. Zu diesem Zwecke verwendet der VEB Montagebau Berlin zwei gabelartig seitlich an den Stützenkopf angeschraubte senkrechte U-Eisen (Fig. 8), zwischen denen die Auflager der Binder mittels Keilen ausgerichtet werden.

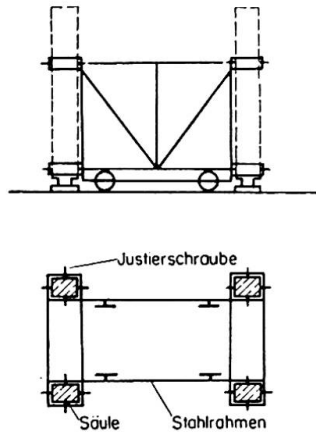


Fig. 7. Fahrbarer Konduktor zum Justieren und Halten von 4 Stützen (UdSSR).!

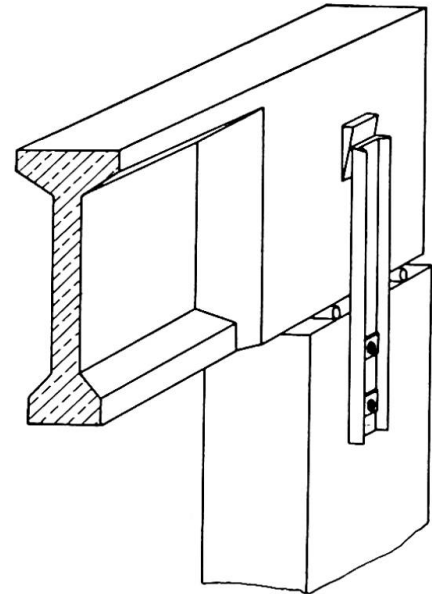


Fig. 8. Justieren eines Dachbinders auf einem Stützenkopf [6].

4.1.3. *Großflächige, horizontale Elemente.* Bei großflächigen horizontal zu verlegenden Elementen, wie zum Beispiel langen Tonnendachschalen, ist besonders auf winkelrechte, zueinander parallele Verlegung der Teile zu achten, da



Fig. 9. Justiereinrichtung für Wandplatten auf einer Wohnungs-Baustelle in Hamburg [7].

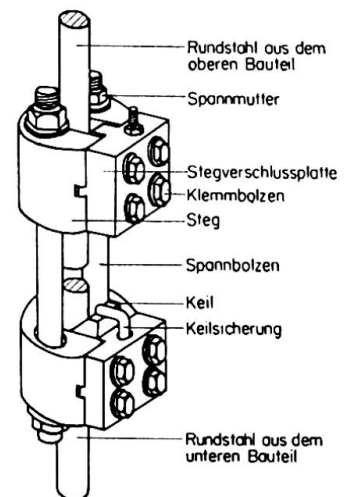


Fig. 10. Montagehalterung nach O. PLATZER (Berlin) (Pat. ang.) [8].

sonst keilförmige Fugen entstehen, durch welche die Gesamtlänge des Daches wächst und die einzelnen Elemente oft nicht mehr die erforderliche Auflagerfläche auf Stützenköpfen oder -konsolen finden.

4.1.4. Wandplatten. Auf Fig. 9 sieht man eine Justiereinrichtung für Wandplatten, die auf großen Wohnungsbauten in Hamburg eingesetzt wurde. Die Streben sind unten an vorbereiteten Punkten der fertiggestellten Decke, am oberen Ende an den Wandplatten befestigt und können durch ihre Schraubeneinrichtung zur Justierung herangezogen werden.

4.2. Die Halterung der montierten und justierten Elemente

Nach der genauen Justierung der montierten Elemente muß dafür gesorgt werden, daß sie auch nach dem Herausnehmen aus dem Kranzug in der justierten Lage verbleiben, selbst wenn die konstruktive Kraftschlüssigkeit noch nicht hergestellt worden ist.

Die unter 4.1 beschriebenen Justiereinrichtungen erfüllen die Aufgabe der provisorischen Halterung mit.

Auf Fig. 10 wird eine Vorrichtung für die Halterung schwerer Stützteile gezeigt, welche mit bereits montierten unteren Stützteilen durch Verschweißen herausstehender Stahlstäbe verbunden werden sollen. Es ist die kraftschlüssige Montagehalterung von Otto Platzer, Berlin (Pat. ang.). An zwei genau abgelängten gegenüberliegenden Bewehrungsstab-Enden werden jeweils mit 4 Klemmbolzen Stege angeklemt und verkeilt und dann durch je zwei Spannbolzen mittels Muttern zusammengespannt, wodurch die Verbindung kraftschlüssig wird. Diese Halterung ermöglicht zusammen mit den in 4.1.1 erwähnten Justierschrauben auch die Justierung des oberen Stützteils.

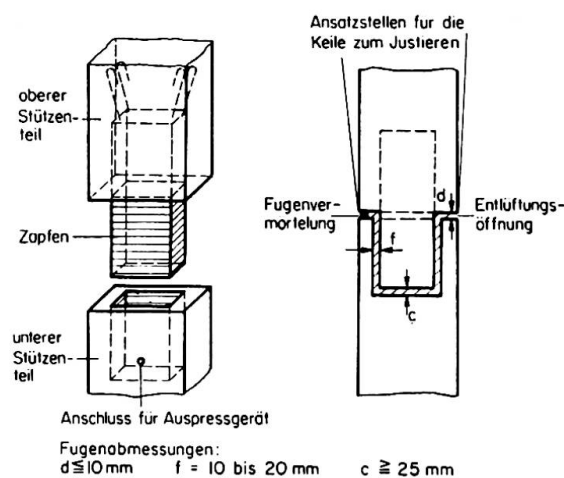


Fig. 11. Der biegesteife Zapfenstoß, entwickelt vom VEB Industriebau Brandenburg [9].

4.3. Neue konstruktive Entwicklung zur Ermöglichung einer einfachen Justierung und zum Erhalt einer schnellen Kraftschlüssigkeit von Stützen-Verbindungen

Beim biegesteifen Zapfenstoß des VEB Industriebau Brandenburg (Fig. 11) ist im unteren Stützteile eine Hülse ausgebildet, im oberen ein vorgefertigter Zapfen einbetoniert. Die Fuge f zwischen beiden ist 10 bis 20 mm breit und gerippt.

Nach Einsetzen des oberen Stützteiles erfolgt die Justierung mittels 4 Flachkeilen in der horizontalen Stoßfuge. Die äußere Stoßfuge wird durch Verstreichen mit Mörtel abgedichtet, und nun kann das Verpressen der Verbindung mit Zementmörtel erfolgen. Zu diesem Zwecke ist dicht über dem Hülsenboden ein Einpreßrohr und in der Stoßfuge eine Entlüftungsöffnung vorgesehen.

5. Schluß

Vorstehende Ausführungen sollen die außerordentliche, bisher viel zu wenig beachtete Wichtigkeit der Montagegenauigkeit unterstreichen und die hierfür zu schaffenden Grundlagen und zweckmäßigen Vorrichtungen zeigen. Eine genaue Montage wird zur Herabsetzung der Baukosten und zur Erhöhung der Arbeitsproduktivität beitragen.

Literaturnachweis und Bildquellen

1. Maßaufnahmen durch das Institut des Verfassers.
2. WERNER THIELE: Kritische Betrachtung des Horizontalstoßes von Fertigteilen. Bauplanung — Bautechnik, Berlin 15 (1961), 5, S. 214—216.
3. TGL 118—0294.
4. Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau. Schlußbericht des II. Internationalen Kongresses 1957 an der Technischen Hochschule Dresden. VEB Verlag Technik Berlin 1958, S. 490. Beitrag SOLOTNITZKI (Moskau).
5. Entwicklung VEB Bau- und Montagekombinat Chemie, Halle/Saale.
6. Ausführung VEB Montagebau Berlin.
7. Aufnahme des Verfassers.
8. OTTO PLATZER: Stoßverbindung von Stahlbetonfertigteilen mit Hilfe von kraftschlüssigen Montagehalterungen. Nicht veröffentlicht.
9. Zulassung Nr. 149 des Ministeriums für Bauwesen der DDR (Staatliche Bauaufsicht) vom 22. 1. 1962.

Zusammenfassung

Die wissenschaftliche Untersuchung der Montagegenauigkeit beim Bauen mit Stahlbeton-Elementen ist eine sehr wichtige, bis jetzt viel zu wenig be-

achtete Aufgabe. Einige Beispiele von Montageungenauigkeiten werden vorgeführt und die Grundlagen für eine genaue Montage erörtert:

Für Teilprobleme der Montage — Justierung, Halterung, kraftschlüssige Verbindungen — werden charakteristische Lösungen gezeigt. Die Steigerung der Montagegenauigkeit wird stark zur Senkung der Baukosten beitragen.

Summary

Research on accuracy in erecting precast reinforced concrete units is a very important topic which up to now has not received the necessary attention.

Some examples of inaccuracy are given and bases for accurate erection discussed.

Characteristic solutions of partial problems, e. g. alignment, temporary supports, connections for rapidly transmitting forces, are outlined.

Increased accuracy will contribute considerably to the reduction of construction costs.

Résumé

L'étude scientifique de la précision du montage d'éléments préfabriqués en béton armé est un problème très important mais, jusqu'à présent, pas encore suffisamment traité. Quelques exemples d'inexactitudes du montage ainsi que les bases pour un montage exact sont présentés.

Les solutions caractéristiques de problèmes particuliers sont données, p. ex. : alignement, appuis passagers, moyens d'assemblage permettant de transmettre immédiatement les efforts. Une précision plus grande du montage aura pour effet de réduire fortement le coût de l'ouvrage.

Leere Seite
Blank page
Page vide