

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: V. Prefabricated structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 12.12.2025

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

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

V

Structures composées préfabriquées
Bauweise aus Fertigteilen
Prefabricated Structures

V a

Moyens d'assemblage
Verbindungsmittel
Connection Methods

V b

Redistribution due au fluage des efforts intérieurs
Kräfteumlagerung durch Kriechen
Redistribution of Stresses Due to Creep

Generalbericht

GEORG WÄSTLUND
Professor Dr., Stockholm

Fertigteile haben im Brückenbau sowie auch bei der Errichtung von Industriebauten und Wohnhäusern in beträchtlichem Ausmaß, zumal während des letzten Jahrzehnts, Verwendung gefunden.

In einer Übersicht der diesem Kongreß vorgelegten Fragen kann es angebracht sein, die Fragestellungen in ihrem Zusammenhang zu betrachten. Einige der Fragen, die bei der Anwendung der Fertigteile besonders aktuell sind, werden daher im folgenden berührt.

Einleitend sei bemerkt, daß das Wort «Fertigteile» einen Begriff bezeichnet, dessen Sinn fraglich ist. Soll man etwa verlangen, daß ein Fertigteil zum Zeitpunkt der Lieferung von einer Fabrik an die Baustelle eine Festigkeit erreicht haben muß, die von ihm als einem fertigen Bestandteil des Bauwerkes gefordert wird, also z. B. eine Festigkeit, die einer normalen Nachbehandlungsdauer von 28 Tagen entspricht? Oder soll man lediglich fordern, daß der

Fertigteil eine solche Festigkeit erreicht hat, daß er befördert werden kann? Wie man diese Fragen auch beantwortet, so kann man jedenfalls sagen, daß es Sache des Konstrukteurs (oder des Herstellers) ist, über folgende Punkte Auskunft zu erteilen: erstens muß er angeben, auf welche Weise man den betreffenden Fertigteil heben und befördern soll; zweitens muß er mitteilen, welche Festigkeit erforderlich ist, damit der Fertigteil befördert werden kann. Diese Fragen verdienen Beachtung auch deswegen, weil man entscheiden muß, wer dafür verantwortlich sein soll, daß die Festigkeit des Fertigteils im fertigen Bauwerk hinreichend groß sein wird.

Die Sicherheitsfrage wird im Rahmen des Themas IV auf diesem Kongreß behandelt. Es muß aber auch in diesem Zusammenhang betont werden, daß die Sicherheit beim Befördern und Heben der Fertigteile außerordentlich wichtig ist, und zwar aus folgenden Gründen. Erstens hat es sich gezeigt, daß die einbetonierten Anschlußstähle sich zuweilen lockern, weil der Beton eine genügende Festigkeit nicht erreicht hat. Zweitens hat man hin und wieder beobachtet, daß die Anschluß- oder Tragstähle während der Beförderung mehrmals verformt werden und später abbrechen mit dem Ergebnis, daß der betreffende Bauteil hinunterfallen und Schaden anrichten kann. Auf den Werkstoff der Tragstähle und auf ihre Behandlung während der Beförderung und des Zusammenbaues ist daher genau zu achten.

Eine andere Sicherheitsfrage besonderer Art hängt mit der elastischen Stabilität der Bauteile zusammen. Diese Frage ist vor allem beim Heben der Fertigteile, aber auch im fertigen Bauwerk aktuell. Dieses Problem wurde neulich in einer Schrift von LEBELLE [1] behandelt. Der Verfasser weist darauf hin, daß allerlei mögliche Ungenauigkeiten in der Ausführung der Fertigteile dabei eine große Rolle spielen. Als Beispiele derartiger Ungenauigkeiten führt er die Fälle an, wo der Steg eines Trägers in dessen Längsrichtung schwach gebogen ist oder wo der Steg sich verzieht, d. h. von der theoretischen Mittelebene ungleichförmig abweicht. Unvorsichtigkeit beim Handhaben der Fertigteile kann auch Kippung zur Folge haben.

Bei der Fertigteilbauweise muß man an die Maßhaltigkeit der Fertigteile in der Regel höhere Ansprüche stellen als dies im Ortbetonbau üblich ist. Daraus ergibt sich, daß die Genauigkeit, Steifigkeit und Haltbarkeit der Schalungen für die Fertigteile entsprechend strengere Forderungen erfüllen müssen. Ferner muß man dafür sorgen, daß zwischen der Maßhaltigkeit, die bei der Herstellung der Fertigteile in der Fabrik gefordert wird, und der Genauigkeit beim Einhalten gewisser Maße auf der Baustelle beiderseitige Übereinstimmung herbeigeführt wird.

Die *Verbindungs mittel* zwischen den Fertigteilen im Bauwerk sind als ein überaus wichtiges Problem zu betrachten. Die Schlußfolgerungen zum Thema VIa auf dem Kongreß der IVBH in Lissabon enthalten u. a. folgende Bemerkungen: «Die Erfahrung bei ausgeführten Konstruktionen zeigt, daß die Verbindung zwischen vorfabrizierten Elementen sehr gefährlich sein kann und

sogar zu Einstürzen führt. Solche Verbindungen müssen oft noch verbessert werden, um monolithische Konstruktionen zu erhalten.» Diese Frage soll auf dem Stockholmer Kongreß näher erörtert werden; siehe weiter unten.

Eine andere wichtige Frage, die insbesondere zur Diskussion steht, ist die *Kräfteumlagerung durch Kriechen*. In den erwähnten Schlußfolgerungen der Lissaboner Tagung wurde gleichfalls betont, daß es dringend nötig ist, diese Frage durch weitere Forschungen zu klären. Die diesbezügliche Stelle der Schlußfolgerungen hat folgenden Wortlaut: «In Eisenbetonkonstruktionen, bei denen verschiedene Teile des Querschnitts zu verschiedenen Zeitpunkten betoniert werden, finden bedeutende Spannungsumlagerungen statt, die auf das Schwinden, Kriechen und die plastische Verformung im Beton und bis zu einem gewissen Grade auch im Stahl zurückzuführen sind. Ähnliche Probleme treten beim vorgespannten Beton wie auch bei den Verbundkonstruktionen auf. Diese Einflüsse wurden in den letzten Jahren untersucht, und ihre Berechnung ist nun in vielen Fällen möglich. Eine weitere grundlegende Erforschung der Art und Größe des Kriechens und der plastischen Verformung beider ist jedoch notwendig.» Siehe weiter unten.

Verbindungsmittel

Die Festigkeit und die Steifigkeit der Verbindungsmittel kennzeichnen in hohem Grade die fertige Konstruktion.

In ihrer primitivsten Form wird die Verbindung dadurch zustande gebracht, daß die Fertigteile einfach aufeinander gelegt werden. Eine Konstruktion, die in dieser Weise aufgebaut wird, ist gegen Überlastung und gegen wechselnde Seitenkräfte empfindlicher als ein monolithischer Bau. Außerdem kann unter ungünstigen Umständen eine solche Konstruktion schrittweise einstürzen, wenn ein einziger tragender Teil beschädigt wird.

Das beste Verbindungsmittel ist dasjenige, das eine monolithische Wirkungsweise der Konstruktion gewährleistet. Solche Verbindungsmittel sind grundsätzlich erstrebenswert. In der Regel muß man aber auf diese Forderung bis zu einem gewissen Grade verzichten. Das bedeutet, daß die Verbindungen als schwache Stellen der Konstruktion zu betrachten sind.

Bei einer Konstruktion aus Fertigteilen, die durch schwache Verbindungsmittel zusammengehalten werden, spielen Exzentrizitäten aller Art, sowohl bei den Fertigteilen selbst wie auch bei deren Zusammenfügung und beim Kraftangriff, eine viel größere Rolle als bei einem monolithischen Bau. Dadurch können zusätzliche Spannungen von erheblicher Größe entstehen, während solche Spannungen bei einer monolithischen Konstruktion gewöhnlich vernachlässigt werden können. Ferner bilden sich zusätzliche Spannungen infolge der Spannungsumlagerungen, die allmählich entstehen, wenn die Fertigteile an Ort und Stelle mit Hilfe des Ortbetons miteinander verbunden werden.

Ähnliches kommt auch bei reinen Ortbetonkonstruktionen vor. Schwache Stellen können außerdem auch deswegen auftreten, weil der Frischbeton, der an Ort und Stelle hergestellt wird, sich im Verhältnis zu den Fertigteilen setzt und mit einer gewissen Verzögerung schwindet. Dies kann zur Rißbildung führen, und der Verbund zwischen altem und neuem Beton wird mangelhaft. Die Erhärtung des Ortbetons kann auch durch ungünstige Witterung, z. B. durch niedrige Temperatur, verzögert oder beeinträchtigt werden. Es ist wichtig, daß diese Umstände bei der Gestaltung der Verbindungsmittel berücksichtigt werden. Es muß möglich sein, einen der Vorteile der Bauweise mit Fertigteilen auszunutzen, der darin besteht, daß man dabei im großen und ganzen unabhängiger von der Witterung als bei den älteren, traditionellen Verfahren sein kann, indem man die Arbeiten zum größten Teil in die Fabriken verlegt.

Es kann oft schwierig sein, die Ausführung der Verbindungen zu *kontrollieren*. Das liegt an der Gestaltung der Verbindungsmittel und auch daran, daß sie in kleinsten Räumen zusammengedrängt werden. Es dürfte aber möglich sein, diese Schwierigkeit zu überwinden, wenn die Arbeiter sich darin üben können, wie man den Bau nach bestimmten vorgeschriebenen Verfahren ausführen soll.

Man sollte in jedem Einzelfall genau erwägen, wie weit man vom Sicherheitsstandpunkt aus in den Forderungen, die an eine monolithische Verbindung gestellt werden, zu gehen braucht. Je größer diese Forderungen, desto verwickelter die Ausführung, desto höher die Kosten und desto länger die Arbeitsdauer.

Die gesammelten Erfahrungen und die ausgeführten Versuche bieten eine Grundlage, auf der man eine Reihe von *ausführlichen* Empfehlungen oder Forderungen, die sich auf die Gestaltung der Verbindungsmittel beziehen, aufstellen kann. Diese Fragen wurden von mehreren Verfassern in den zwei Bänden behandelt, die von den internationalen Kongressen für Bauten aus Fertigteilen in Dresden 1954 und 1957 herausgegeben wurden («Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Probleme»). Eine umfassende Aufstellung und Erörterung solcher ausführlichen Forderungen ist W. HERRMANN [2] zu verdanken.

E. LEWICKI [3] hat einige *allgemeine* Forderungen zusammengefaßt, denen die Verbindungen entsprechen müssen, und eine schematische Gliederung der verschiedenen Arten von Verbindungen angegeben, die im folgenden angeführt ist:

«Die Verbindungen müssen folgende Forderungen erfüllen:

1. Einwandfreie Aufnahme der Schnittkräfte.
2. Wirtschaftliche Vorfertigung der Teile.
3. Einfacher Transport und Stapelung der Teile.
4. Einfache Montage, besonders Vermeidung behelfsmäßiger Unterstützungen.
5. Standsicherheit auch im Montagestadium.

6. Schnelle Kraftschlüssigkeit zur beschleunigten Freimachung der Montagegeräte.

Die verschiedenen in der ganzen Welt in Anwendung befindlichen Verbindungen sind:

I. Solche, die kein Biegemoment aufnehmen können:

1. Reibung.
2. Dollen.
3. Verschraubung durch Stahl-Schraubenbolzen.

II. Verbindungen, die Biegemomente aufnehmen können:

4. Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen.
5. Herausstehende Bewehrungsschleifen.
6. Überdeckung herausstehender Bewehrungsstäbe und nachträgliches Einbetonieren derselben.
7. Verschweißung herausstehender Stahlteile, und zwar:
 - 7.1. Bewehrungsstäbe.
 - 7.2. Formstahl- oder Stahlblechteile, die mit der Bewehrung verschweißt sind.
8. Verschraubung herausstehender Stahlteile, die mit der Bewehrung verschweißt sind.
9. Keilverbindung.
10. Vorspannung.»

Von den oben aufgezählten Verbindungen dürfte man die *Fugen* unterscheiden können, die beim Zusammenbau von Platten und Wänden aus Fertigteilen entstehen. Von solchen Fugen kann man z. B. fordern, daß sie imstande sein sollen, Schnittkräfte zu übertragen, die senkrecht auf die Fuge oder parallel zu ihrer Längsrichtung wirken. Man kann ferner fordern, daß diese Fugen luft- und gasdicht (luftschalldicht) sein und keine störenden Risse bilden sollen.

Die ausführliche Ausarbeitung der Empfehlungen für Verbindungen der Fertigteile und der an diese Verbindungen zu stellenden Forderungen scheint eine geeignete Aufgabe für einen Arbeitsausschuß der IVBH zu sein.

Kräfteumlagerung durch Kriechen

Die Spannungsumlagerungen, auf die in dem vorhin angeführten Auszug aus den Schlußfolgerungen der Lissaboner Tagung hingewiesen wird, sind diejenigen, die in demselben bewehrten Querschnitt entstehen, welcher aus Betonen verschiedenen Alters und mit verschiedenen Eigenschaften zusammengesetzt ist.

Die Überschrift dieses Abschnittes, «Kräfteumlagerung durch Kriechen», hat aber einen etwas weiteren Sinn. Sie bezieht sich erstens auf die Spannungsumlagerungen in einem aus Fertigteil und Ortbeton zusammengesetzten Querschnitt mit oder ohne Einwirkung einer äußeren Last oder einer aufgezwungenen Verformung (Fall 1). Sie bezieht sich zweitens auf diejenigen zeitlichen Spannungsumlagerungen in einer Konstruktion, die eine Änderung ihrer Wirkungsweise zur Folge haben. Bei den Änderungen letzterer Art kann man wiederum zwei Fälle unterscheiden. Erstens haben wir den Fall, in dem eine gegebene Last während einer langen Zeit auf eine Konstruktion wirkt (Fall 2). Zweitens haben wir den Fall, wo eine gegebene Verformung der Konstruktion aufgezwungen wird (Fall 3).

Es besteht kein Zweifel darüber, daß beträchtliche Spannungsumlagerungen in den Fällen 1 und 3 stattfinden. Diese Spannungsumlagerungen sind durch eine rheologische Eigenschaft der Baustoffe Beton und Stahl bedingt, die unter dem Namen der Spannungsrelaxation bekannt ist.

Dagegen ist es fraglich, ob z. B. bei einer statisch unbestimmten Konstruktion der Fall 2 irgendwie aktuell ist, d. h. ob eine nennenswerte Spannungsumlagerung in einer solchen Konstruktion unter der Einwirkung einer konstanten Last im Laufe der Zeit eintritt. In schlanken Konstruktionen, die exzentrisch auf Druck beansprucht sind, z. B. Säulen oder Platten, können die zusätzlichen Momente, welche durch die Durchbiegung verursacht werden, infolge langzeitiger Verformungen vergrößert werden.

Die Fragen, um die es sich hier handelt, sind sehr schwierig. Ihr grundsätzliches Anwendungsgebiet liegt weit außerhalb des Rahmens, der lediglich durch die Fertigteil-Bauweise umrissen ist. So begegnet man z. B. denselben Fragen bei allen Arten von vorgespannten Betonkonstruktionen sowie auch bei Verbundkonstruktionen. Will man zur Klärung dieser Fragen schreiten, so muß man von den rheologischen Eigenschaften der Baustoffe ausgehen.

Die rheologischen Eigenschaften des Betons wurden auf einem von der RILEM veranstalteten Symposium in München im November 1958 behandelt. Die Beiträge zu diesem Symposium werden in den RILEM-Bulletins 1959 laufend veröffentlicht. Die rheologischen Eigenschaften des Betons lassen sich schematisch in folgende drei Gruppen gliedern: a) elasto-viskose Verformungen bei einer konstanten oder veränderlichen Spannung, b) plastische Verformungen, die bei einer konstanten, einen gewissen Schwellenwert überschreitenden Spannung von den im Baustoff auftretenden Mikrorissen verursacht werden, und c) Spannungsrelaxation bei aufgezwungener Verformung.

Die rheologischen Eigenschaften sind in hohem Grade von der Zusammensetzung und dem Alter des Betons sowie auch vom Zeitpunkt abhängig, wo die Spannung oder die Verformung dem Beton aufgezwungen wird. Ferner werden diese Eigenschaften von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Betonkörper und in der umgebenden Luft beeinflußt. Die Zeitfunktionen sind außerdem noch von den Abmessungen des Betonkörpers abhängig.

Die Relaxationseigenschaften des Stahls spielen gleichfalls eine verhältnismäßig große Rolle in diesem Zusammenhang. Diese Rolle wurde zum Teil auf einem anderen Symposium der RILEM in Liège im Juli 1958 erörtert («RILEM Symposium on Special Reinforcements for Reinforced Concrete and on Prestressing Reinforcements»). Die Beiträge zu diesem Symposium wurden in einem Sammelband herausgegeben.

Schließlich dürfte auch der eigentliche *Verbund* zwischen Beton und Stahl ähnliche rheologische Eigenschaften aufweisen. Soweit bekannt ist, weiß man aber noch nichts darüber.

Demgemäß scheint es, daß man einen großen Gewinn davon haben kann, daß Baustoff-Forscher und Statiker engere Fühlung miteinander nehmen. Es dürfte daher eine wichtige Aufgabe für einen aus Materialforschern und Statikern bestehenden Arbeitsausschuß sein, die verfügbaren Kenntnisse, Erfahrungen und Ergebnisse von statischen Berechnungen miteinander in Einklang zu bringen, damit man zu gewissen Schlußfolgerungen gelangen kann, die auf verschiedene Arten von Konstruktionen anwendbar sind.

Kongreßbeiträge

C. FERNANDEZ CASADO beschreibt in seinem Beitrag die Ausführung einiger sehr großer eingeschossiger Industriebauten und behandelt insbesondere die Einzelheiten der Gestaltung von Verbindungen der Fertigteile. Der Verfasser betont namentlich, daß es notwendig ist, die Standsicherheit des Tragwerkes gegen Seitenkräfte sowohl im Montagestadium als auch im fertigen Zustand zu gewährleisten. Er zeigt u. a. wie man die Standsicherheit während verschiedener Montagestufen an kleinen Modellen der betreffenden Bauten untersuchen kann.

T. KONCZ berührt in seinem Beitrag schematisch die verschiedenen Tragsysteme, die für mehrgeschossige Industriebauten aus Betonfertigteilen verwendet werden können. Ferner macht der Verfasser mehrere ausführliche Vorschläge für die Gestaltung der Verbindungen und stellt Betrachtungen über die Bedingungen an, unter denen das eine oder das andere Verbindungsmittel zweckmäßig verwendet werden kann.

H. RÜHLE gibt in seinem Beitrag eine umfassende Übersicht des Problems der Zwängungsspannungen infolge Kriechens und Schwindens bei aus Stahlbetonfertigteilen hergestellten Konstruktionen und seine praktische Bedeutung.

Aus einer Zusammenfassung des Verfassers sei folgendes angeführt:

«Der Beitrag beschäftigt sich zunächst mit den Dauerspannungen und Formänderungen, welche bei Konstruktionen bestehen bleiben, die nach Verlegen vorgefertigter Elemente zu Tragsystemen biegefest oder gelenkig verbunden werden. Bekanntlich treten infolge Kriechens und Schwindens des Betons Schnittkraftumlagerungen auf, deren praktische Auswirkungen gezeigt

werden. Es wird auf die grundlegenden theoretischen Betrachtungen darüber kurz eingegangen und Ergebnisse verschiedener Arbeiten gegenübergestellt.»

Der Verfasser behandelt auch eingehend ein Bausystem, das in diesem Generalbericht vorhin nicht erwähnt wurde und das dadurch gekennzeichnet wird, daß man «nur teilweise das Bauwerk vorfertigt, indem man Fertigteile montiert und dann durch bauseitig eingebrachten Beton ergänzt».

Die grundlegenden theoretischen Betrachtungen, von denen der Verfasser ausgeht, fußen in der Hauptsache auf den *Dischingerschen* Formeln. Es wäre sehr interessant festzustellen, ob und inwiefern die Erkenntnisse der neueren Materialforschung zu Ergebnissen führen, die von den erwähnten theoretischen Betrachtungen abweichen.

Schließlich behandelt G. HERRMANN in seinem Beitrag theoretisch die Einwirkung des Kriechens des Betons auf die Instabilität der auf Druck beanspruchten Platten. Dabei nimmt er an, daß das Kriechen (die elasto-viskosen Verformungen) bei konstanter Spannung durch eine Funktion ausgedrückt werden kann, die mit der *Dischingerschen* Formel grundsätzlich übereinstimmt. Der Verfasser gelangt zu dem Ergebnis, daß, wenn die Last den Wert, welcher der elastischen Knickung bei kurzzeitiger Belastung entspricht, unterschreitet, aber einen gewissen Schwellenwert überschreitet, die Knickung nach einer gewissen, längeren oder kürzeren Zeit («Lebensdauer») eintritt.

Zur weiteren Klärung dieser Frage wäre es zweckmäßig, die neueren Errungenschaften der Materialforschung heranzuziehen, um die Zunahme der zusätzlichen Momente als Funktion der Zeit bei Säulen und Platten zu untersuchen, die mit gewissen Unvollkommenheiten, z. B. Krümmung oder außermittige Belastung, behaftet sind.

General Report

Prefabricated elements have been used in the construction of bridges, industrial buildings, and dwelling houses to a substantial extent, especially during the past decade.

In a survey of the questions to be studied at this Congress, it may be of interest to consider the statements of problems in their mutual relations. Accordingly, some of the problems which appear to be particularly urgent in connection with the use of prefabricated elements are touched upon in what follows.

To begin with, it may be noted that the meaning of the term “prefabricated elements” is debatable. Is it to be stipulated, for instance, that a prefabricated element, such as it is at the time of delivery from a factory to a building site,

shall have reached that strength which the element is required to have as a finished component of the structure, e. g. a strength corresponding to a normal curing period of 28 days? Or is it only to be required that the prefabricated element shall have reached such a strength that the element in question can be conveyed? No matter how these questions are answered, it may at all events be stated that it is incumbent on the designer (or the manufacturer) to furnish information on the following points, viz., first, how a given element shall be hoisted and conveyed, and second, what strength is required in order that the element may be conveyed. The questions are also of importance because it is necessary to decide who is to be responsible for ensuring that the strength of the prefabricated element shall be adequate in the finished structure.

The question of safety will be dealt with in Section IV at this Congress. All the same, it should be emphasised in this connection that safety in the course of conveying and hoisting is extremely important for the reasons stated in what follows. First, it has been found that the lifting connectors embedded in concrete sometimes get loose because the concrete has not reached a sufficient strength. Second, it has now and then been observed that connectors or lifting bolts are deformed several times during conveyance, and then break off, with the result that the structural component in question can fall down and cause damage. Therefore, close attention should be given to the material used for lifting bolts and to their handling during conveyance and assembly.

Another safety problem of special character is associated with the elastic stability of structural components. This problem is primarily met with during hoisting, but is also encountered in finished structures. The problem under consideration has recently been treated in a publication by LEBELLE [1]. The author has pointed out that various possible imperfections in workmanship play an important part in this connection. These imperfections are exemplified by the cases where the web of a beam is slightly bent in the longitudinal direction of the beam, or where the web is warped, i. e. deviates irregularly from the theoretical central plane. Careless handling of prefabricated elements may possibly also give rise to lateral buckling.

In prefabricated structures, the requirements stipulated for the dimensional accuracy of the elements must, as a rule, be more severe than the analogous requirements in the case of cast-in-situ concrete structures. This implies that the accuracy, the rigidity, and the durability of the forms for prefabricated elements also have to comply with more rigorous requirements. Furthermore, the dimensional accuracy required in the manufacture of prefabricated elements in the factory should be brought into proper relation with the requisite accuracy in conforming with certain specified dimensions on the site.

The *connections methods* used for the assembly of prefabricated elements in the structure constitute a problem of vital importance. The conclusions relating to Section VIa at the Congress of the IABSE in Lissabon contain

the following statement, among others: "The experience from erected structures shows that the joints between prefabricated elements can be very dangerous and even cause collapse. Such joints often need to be improved in order to get monolithic structures." This question is to be discussed more closely at the Stockholm Congress, see further on.

Another momentous question which is to be discussed in particular is the *redistribution of stresses due to creep*. In the above-mentioned conclusions of the Lissabon Congress, it was likewise pointed out that this question is in urgent need of being clarified by further research. The relevant passage of the conclusions runs as follows: "In reinforced concrete structures, where different parts of the sections are cast during different periods of time, a considerable redistribution of stresses takes place, due to the shrinkage, creep and relaxation in the concrete and to a certain degree also due to the creep in the steel. Similar problems arise in the fields of prestressed concrete and composite structures. These effects have been studied during recent years, and it is now in many cases possible to predict them by calculation. Further fundamental research on the nature and amount of the creep and relaxation of both materials is however needed, as well as more data from observations on structures." See further on.

Connection Methods

The finished structure is in a high degree characterised by strength and rigidity of joints.

The most primitive method of connection is simply to lay one prefabricated element on another. A structure built up in this way is more sensitive to overloads and alternating lateral forces than a monolithic structure. Moreover, under unfavourable circumstances, a structure of the former kind can progressively break down if a single load-bearing component is seriously damaged.

The best method of connection is that which ensures a monolithic behaviour of the structure. In principle, such methods of connection are to be aimed at. As a rule, however, this requirement must be moderated in some measure. This means that the joints are usually to be regarded as weak points of the structure.

In a prefabricated structure where the elements are connected together by means of weak joints, the eccentricities of all kinds, i. e. those in the prefabricated elements themselves, in their assembly, and in the application of forces, play a much greater part than in a monolithic structure. In a structure of the former type, the additional stresses can reach a considerable magnitude, whereas such stresses in a monolithic structure may ordinarily be disregarded. Furthermore, additional stresses are set up on account of the redistribution of stresses which gradually takes place when the prefabricated elements are

connected together on the site by the aid of cast-in-situ concrete. Similar phenomena are also met with in the case of structures which are entirely made of cast-in-situ concrete. In addition, weak points can also be formed because the green concrete, which is mixed on the site, sets in relation to the prefabricated elements, and for the reason that its shrinkage is to a certain extent delayed. This can lead to crack formation, and the bond between old and new concrete becomes inadequate. Moreover, the hardening of cast-in-situ concrete can also be delayed or impaired by unfavourable weather conditions, e. g. by low temperature. It is important to take account of these circumstances in the design and construction of connections. It must be possible to utilise one of the advantages of prefabricated structures, namely, the fact that this method of construction is on the whole more independent of weather conditions than the older, traditional procedures, since the work is for the most part transferred from the site to the factories.

It may often be difficult to *control* the actual construction of the joints. This is due to the design of the joints, and also to the circumstance that they are crammed together in the smallest spaces. However, it should be possible to overcome this difficulty if the workmen are trained to carry out construction in accordance with definite specified procedures.

In each individual case, careful consideration should be given to the question how far the requirements which a monolithic joint shall fulfil need to be advanced from a safety point of view. As these requirements become more severe, the construction of joints grows more complicated, the costs increase, and the time needed for construction becomes longer.

Collected experience and test results can serve as a basis in formulating a series of *detailed* recommendations and requirements for design and construction of connections. These questions have been dealt with by several authors in the two volumes which were published by the two international congresses on prefabricated structures in Dresden, in 1954 and 1957 («Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Fragen»). In particular, reference is to be made to a comprehensive survey and discussion of such requirements by W. HERRMANN [2].

E. LEWICKI [3] has summarised some *general* requirements for connection methods, and has drawn up a schematic classification of various connection methods. An English translation of the relevant passage from his publication is given in what follows.

“The connections must comply with the following requirements:

1. Completely adequate capability to take shearing forces.
2. Economical prefabrication of elements.
3. Simple conveyance and piling storage of prefabricated elements.
4. Simple assembly, particularly avoidance of auxiliary supports.
5. Stability, also in the assembly stage.

6. Rapid transmission of forces to accelerate assembly, and hence to increase the availability of mechanical equipment used for assembly.

The various connections which are employed all over the world are as follows:

I. Connections which cannot take any bending moments:

1. Friction.
2. Dowels.
3. Screw fastenings using steel screw bolts.

II. Connections which can take bending moments:

4. Bolting together by means of reinforced concrete bolts.
5. Projecting reinforcement loops.
6. Overlapping of projecting reinforcing bars and subsequent embedment of these bars in concrete.
7. Welding together of projecting steel parts, viz.:
 - 7.1. Reinforcing bars.
 - 7.2. Form steel or sheet steel parts which are welded together with the reinforcement.
8. Screw fastenings used to connect projecting steel parts which are welded together with the reinforcement.
9. Wedging.
10. Prestressing."

A distinction might be drawn between the connections enumerated in the above and the *joints* which are formed in the assembly of slabs and walls built up of prefabricated elements. It can be required, for instance, that such joints should be able to transmit shearing forces which act at right angles to the joint or parallel to its longitudinal direction. Furthermore, it can be required that these joints shall be air-proof and gas-proof (impervious to air-borne sound), and that they shall not form any objectionable cracks.

Detailed elaboration of the recommendations for the connection methods to be used for prefabricated elements and the requirements to be stipulated for these connection methods seems to be an appropriate subject to be dealt with by a working commission of the IABSE.

Redistribution of Stresses Due to Creep

The redistribution of stresses which is referred to in the extract from the conclusions of the Lissabon Congress reproduced in the above is that which takes place in the same reinforced concrete cross section that is made up of concretes differing in age and in properties.

On the other hand, the heading of the present chapter, "Redistribution of Stresses Due to Creep", has a somewhat broader sense. In the first place, this heading again relates to the redistribution of stresses in a cross section which is composed of a prefabricated element and cast-in-situ concrete, and which is or is not submitted to the action of an external load or a forced deformation (Case 1). In the second place, this heading relates to that redistribution of stresses which occurs in a structure in the course of time, and which gives rise to a change in structural behaviour. Again, as regards the changes of the last-mentioned kind, a distinction can be drawn between two cases. First, there is the case where a structure is subjected to a given sustained load, i. e. a load acting during a long period of time (Case 2). Second, there is the case where a structure is submitted to a given forced deformation (Case 3).

There is no doubt that a considerable redistribution of stresses takes place in Cases 1 and 3. This redistribution of stresses is due to a rheological property of the materials concrete and steel which is known under the name of stress relaxation.

On the other hand, it is questionable, for example, whether Case 2 is in any way applicable to a statically indeterminate structure, that is to say, whether any appreciable redistribution of stresses occurs in the course of time in such a structure under the action of a constant load. In slender structures which are subjected to eccentric compression, e. g. columns and plates, the additional moments which are caused by the deflection can be increased as a result of long-time deformations.

The problems which arise in this connection are very difficult. In principle, their sphere of application extends far beyond the field of prefabricated structures alone. Thus, the same problems are met with, for instance, in dealing with all kinds of prestressed concrete structures and composite structures. If these problems are to be clarified, then it is necessary to take the rheological properties of materials as a point of departure.

The rheological properties of concrete have been discussed at a RILEM Symposium in Munich, in November, 1958. The contributions to this Symposium are being published in the current RILEM Bulletins 1959. The rheological properties of concrete can be schematically classified in the following three groups, viz., (a) visco-elastic deformations under a constant or variable stress, (b) plastic deformations under a constant stress exceeding a certain definite threshold value, which are caused by the microscopic cracks developed in the material, and (c) stress relaxation under the action of a forced deformation.

The rheological properties are in a high degree dependent on the composition and on the age of the concrete as well as on the time at which the stress or the deformation is applied to the concrete. Furthermore, these properties are influenced by the moisture conditions in the concrete body and in the

ambient air. Moreover, the time functions are also dependent on the dimensions of the concrete body.

The relaxation properties of steel are likewise to be regarded as a relatively important factor in this connection. These properties have in part been dealt with at another RILEM Symposium, in Liège, in July, 1958 ("RILEM Symposium on Special Reinforcements for Reinforced Concrete and on Prestressing Reinforcements"). The contributions to this Symposium have been collected in a separate volume.

Finally, it may be presumed that the *bond* itself between concrete and steel possesses similar rheological properties. It appears, however, that nothing is known at present about these properties.

Accordingly, it seems that much is to be gained by establishing closer contacts between specialists in materials research and in statics. It may therefore be suggested that a working commission consisting of experts in materials research and in statics should be set up for the important purpose of coordinating knowledge, experience, and results of static calculations in order that it may be possible to arrive at certain conclusions which would be applicable to various types of structures.

Congress Reports

C. FERNANDEZ CASADO has described in his report the construction of some very large one-storeyed industrial buildings, and has dealt in particular with the constructional details of connections between prefabricated parts. The author has put special stress on the necessity of ensuring the stability of the load-bearing structure against lateral forces in the assembly stage as well as in the finished state. He has shown, among other things, how the stability during various assembly phases can be studied on small models of the buildings in question.

T. KONCZ has schematically touched in his report on the various load-bearing structural systems which can be used for multi-storeyed prefabricated concrete industrial buildings. Furthermore, the author has made several detailed suggestions concerning the design and construction of connections, and has stated his views on the conditions under which this or that method of connection can be employed.

H. RÜHLE has presented in his report a comprehensive survey of the problem of stresses («Zwängungsspannungen») due to creep and shrinkage in prefabricated reinforced concrete structures and the practical importance of this problem.

An English translation of an extract from a summary by the author is given in what follows:

"This report deals, in the first place, with the permanent stresses and

deformations which remain in structures that, after positioning of prefabricated elements, are connected by means of flexurally rigid or articulated joints so as to form load-bearing systems. As is generally known, creep and shrinkage cause a redistribution of shearing forces, whose practical effects are demonstrated in the report. The fundamental theoretical considerations on this subject are briefly touched upon, and a comparison is made between the results of various investigations."

Furthermore, the author has also treated at some length a construction system which has not previously been mentioned in this General Report, and which is characterised by the fact that "the structure is prefabricated in part only, in that the prefabricated elements are assembled, and are then supplemented with cast-in-situ concrete".

The fundamental theoretical considerations which the author has used as a point of departure are in the main based on *Dischinger's* formulæ. It would be very interesting to find out whether and to what extent the knowledge gained from recent research in materials leads to results which deviate from the above-mentioned theoretical considerations.

Finally, G. HERRMANN has made in his report a theoretical study of the effect produced by creep of concrete on the instability of compressed plates. For this purpose, he has assumed that the creep (the visco-elastic deformations) under constant stress can be expressed by a function which agrees in principle with *Dischinger's* formula. The author has come to the conclusion that if the load is lower than the value which corresponds to elastic buckling under short-time loading, but exceeds a certain definite threshold value, buckling occurs after a certain definite, longer or shorter lapse of time (critical time or life-time).

With a view to further elucidation of this problem, it would be of interest to utilise the recent knowledge derived from research in materials in order to study the increase in additional moments as a function of the time in plates and columns having certain imperfections, e. g. in the form of initial curvature or eccentric loading.

Rapport général

Des éléments préfabriqués ont été utilisés sur une grande échelle dans la construction des ponts, des bâtiments industriels et des maisons d'habitation, surtout au cours de la dernière décade.

Dans une revue des questions dont doit s'occuper ce congrès, il peut être utile de considérer les problèmes posés sous l'aspect de leurs rapports mutuels.

A cet effet, quelques-uns des problèmes qui paraissent particulièrement d'actualité au point de vue de l'usage des éléments préfabriqués sont effleurés dans ce qui suit.

Tout d'abord, il est à noter que la signification du terme «éléments préfabriqués» est discutable. En effet, faut-il stipuler qu'un élément préfabriqué, tel qu'il est au moment de sa livraison d'une fabrique au chantier de construction, doit avoir atteint la résistance qu'il est tenu à posséder comme élément fini de l'ouvrage, par ex. une résistance qui correspond à une période normale de durcissement de 28 jours? Ou faut-il prescrire seulement que l'élément préfabriqué doit avoir atteint une résistance telle qu'il puisse être transporté? Quelles que soient les réponses à ces questions, on peut affirmer, en tout cas, que le constructeur ou le fabricant est obligé à donner des renseignements sur les points suivants, à savoir: en premier lieu, quels procédés de levage et de transport doit-on utiliser pour un élément donné, et en second lieu, quelle est la résistance qui est requise afin que l'élément puisse être transporté. En outre, ces questions sont importantes également parce qu'il est nécessaire de décider qui doit être responsable quand il s'agit de garantir que la résistance de l'élément préfabriqué sera suffisante dans l'ouvrage fini.

La question de sécurité sera traitée dans le cadre du Thème IV au présent congrès. Toutefois, dans cet ordre d'idées, il y a lieu d'insister sur le fait que la sécurité au cours du transport et du levage est extrêmement importante pour les raisons suivantes. Premièrement, il a été constaté que les fers de liaison enrobés dans le béton perdent parfois leur adhérence parce que le béton n'a pas atteint une résistance suffisante. Deuxièmement, on a observé de temps en temps que les fers de liaison ou les œillets de suspension sont déformés plusieurs fois pendant le transport et qu'ils se brisent ensuite, de sorte que l'élément de construction en question peut tomber et causer des dégâts. C'est pourquoi il faut apporter le soin le plus vigilant dans le choix des matériaux pour les œillets de suspension, et dans leur manipulation au cours du transport et de l'assemblage.

Un autre problème spécial qui concerne la sécurité a trait à la stabilité élastique des éléments de construction. Ce problème se pose principalement pendant le levage, mais il se rencontre aussi dans les ouvrages finis. Le problème en question a été traité dans une publication récente par M. LEBELLE [1]. L'auteur fait remarquer que les différentes imperfections possibles de l'exécution jouent un rôle important dans cet ordre d'idées. Pour citer quelques exemples de ces imperfections, on peut mentionner le cas où l'âme d'une poutre est légèrement fléchie dans la direction longitudinale de la poutre, ou le cas où l'âme se voile, c'est-à-dire dévie irrégulièrement du plan central théorique. La manipulation imprudente des éléments préfabriqués peut aussi occasionner leur déversement latéral.

En règle générale, les conditions prescrites pour la précision dimensionnelle des éléments utilisés pour les ouvrages composés préfabriqués doivent être

plus sévères que les conditions analogues dans le cas des constructions en béton coulé en place. Il s'ensuit que la précision, la rigidité et la durabilité des moules pour les éléments préfabriqués doivent également répondre à des conditions plus rigoureuses. De plus, la précision dimensionnelle stipulée pour la confection des éléments préfabriqués dans l'usine doit être adaptée d'une manière judicieuse à la précision requise pour la réalisation de certaines dimensions spécifiées sur le chantier.

Les *moyens d'assemblage* employés pour le montage des éléments préfabriqués dans une construction constitue un problème particulièrement important. Les conclusions relatives au Thème VI du Congrès de l'AIPC à Lisbonne contiennent le passage suivant, entre autres : « L'expérience acquise sur les ouvrages déjà réalisés montre que les joints entre éléments préfabriqués peuvent être très dangereux et même donner lieu à des effondrements. Il est souvent nécessaire de renforcer de tels joints, pour obtenir des ouvrages monolithiques. » Cette question doit être discutée d'une façon plus détaillée au Congrès de Stockholm, voir plus bas.

Une autre question importante qui doit être discutée en particulier est la *redistribution des contraintes due au fluage*. Dans les conclusions susmentionnées du Congrès de Lisbonne, on a également souligné le besoin urgent d'éclaircir cette question par des recherches plus avancées. Voici le texte des conclusions du Thème VI : « Dans les ouvrages en béton armé où différentes parties de la section ne sont pas bétonnées simultanément, il se produit une importante redistribution des contraintes, par suite du retrait, du fluage et de la déformation plastique du béton et, dans une certaine mesure également, du fluage que subit l'acier lui-même. Des problèmes semblables se posent dans le domaine du béton précontraint et dans celui des ouvrages mixtes. De tels effets ont été étudiés au cours des dernières années et dans de nombreux cas, il est maintenant possible de les prévoir par le calcul. Il est néanmoins nécessaire de procéder à des recherches fondamentales plus poussées sur la nature et l'importance effective du fluage et de la déformation plastique de ces deux matériaux, ainsi que de procéder à de plus larges observations sur des ouvrages terminés. » Voir plus bas.

Moyens d'assemblage

L'ouvrage terminé est caractérisé à un haut degré par la résistance et la rigidité des joints.

Le procédé d'assemblage le plus primitif consiste simplement à poser les éléments préfabriqués l'un sur l'autre. Un ouvrage construit de cette manière est plus sensible aux surcharges et aux forces latérales alternées qu'un ouvrage monolithique. En outre, dans des circonstances défavorables, un ouvrage de ce genre peut s'écrouler progressivement si un seul de ses éléments portants est gravement endommagé.

Le meilleur moyen d'assemblage est celui qui assure un comportement monolithique de l'ouvrage. En principe, on doit chercher à réaliser de tels moyens. Cependant, en règle générale, il faut modérer cette condition dans quelque mesure. Cela veut dire que les joints constituent d'ordinaire des points vulnérables de l'ouvrage.

Dans une structure composée préfabriquée dont les éléments sont reliés entre eux par des moyens d'assemblage faibles, les excentricités de toutes sortes, c'est-à-dire celles des éléments préfabriqués eux-mêmes, de leur assemblage et de l'application des forces, jouent un rôle beaucoup plus important que dans un ouvrage monolithique. Dans une construction du premier type, les contraintes additionnelles peuvent atteindre une grandeur considérable, alors que de telles contraintes dans un ouvrage monolithique sont ordinairement négligeables. De plus, des contraintes additionnelles se produisent par suite de la redistribution des contraintes qui a lieu graduellement quand l'assemblage des éléments préfabriqués s'effectue sur le chantier au moyen du béton coulé en place. Des phénomènes semblables se rencontrent aussi dans le cas des ouvrages qui sont construits entièrement en béton coulé en place. En outre, des points vulnérables peuvent se former aussi parce que le béton à l'état frais, qui est mélangé sur le chantier, se tasse par rapport aux éléments préfabriqués et pour la raison que le retrait de ce béton est retardé dans une certaine mesure. Cela peut conduire à la fissuration, et l'adhérence entre les bétons coulés antérieurement et postérieurement devient insuffisante. Puis, le durcissement du béton coulé en place peut aussi être retardé ou dérangé par des conditions météorologiques défavorables, par ex. par une basse température. Il est important de tenir compte de ces circonstances dans le calcul et l'exécution des moyens d'assemblage. Il doit être possible d'utiliser un des avantages des structures composées préfabriquées, avantage qui provient du fait que ce procédé de construction est en somme plus indépendant des conditions météorologiques que les procédés traditionnels plus anciens, puisque les travaux sont transférés, pour la plupart, du chantier dans les fabriques.

Il peut souvent être difficile de *contrôler* l'exécution effective des moyens d'assemblage. Cela est dû à la construction de ces moyens et au fait qu'ils sont concentrés dans les espaces les plus étroits. Pourtant, il devrait être possible de surmonter cette difficulté si l'on peut exercer les ouvriers à l'exécution de la construction suivant certains procédés spécifiés.

Dans chaque cas individuel, il faut examiner attentivement les limites jusqu'auxquelles il est nécessaire, au point de vue de la sécurité, de pousser les conditions auxquelles doivent satisfaire les joints monolithiques. A mesure que ces conditions deviennent plus sévères, l'exécution des joints devient plus compliquée, les dépenses augmentent et la durée de construction devient plus longue.

L'expérience accumulée et les résultats d'essais peuvent servir de base à l'établissement d'une série de recommandations et de prescriptions *détaillées*

pour le calcul et l'exécution des moyens d'assemblage. Ces questions ont été traitées par plusieurs auteurs dans les deux volumes publiés par les deux congrès internationaux qui se sont réunis à Dresde en 1954 et en 1957 pour discuter les ouvrages composés préfabriqués («Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Fragen»). En particulier, on peut signaler la revue compréhensive et la discussion de telles prescriptions par M. W. HERRMANN [2].

M. E. LEWICKI [3] a résumé quelques conditions *générales* auxquelles doivent répondre les moyens d'assemblage. En outre, il a dressé une classification schématique des divers moyens d'assemblage. Une traduction française du passage correspondant de sa publication est reproduite dans ce qui suit.

«Les moyens d'assemblage doivent satisfaire aux conditions suivantes :

1. Faculté d'absorber correctement les sollicitations.
2. Préfabrication économique des éléments.
3. Transport et empilage simples des éléments préfabriqués.
4. Montage simple, notamment élimination des supports provisoires.
5. Stabilité, également au stade du montage.
6. Possibilité rapide de transmettre des sollicitations, afin d'augmenter la disponibilité de l'équipement mécanique utilisé pour le montage.

Les différents moyens d'assemblage qui s'emploient dans le monde entier peuvent être classifiés comme suit :

I. Moyens d'assemblage qui ne peuvent pas absorber de moments fléchissants.

1. Frottement.
2. Goujons.
3. Assemblages à boulons utilisant des boulons filetés en acier.

II. Moyens d'assemblage qui peuvent absorber des moments fléchissants.

4. Boulonnage au moyen de boulons en béton armé.
5. Boucles en saillie des armatures.
6. Recouvrement des barres d'armatures en saillie et enrobage subséquent de ces barres dans le béton.
7. Assemblages soudés des pièces saillantes en acier, à savoir :
 - 7.1. Barres d'armatures.
 - 7.2. Profilés ou pièces en tôle d'acier soudées aux armatures.
8. Assemblages à boulons servant à relier entre elles les pièces saillantes en acier qui sont soudées aux armatures.
9. Assemblages à clavettes.
10. Précontrainte.»

On pourrait établir une différence entre les moyens d'assemblage énumérés ci-dessus et les *jonctions* qui se présentent dans l'assemblage des dalles et des murs composés d'éléments préfabriqués. On peut prescrire, par exemple, que ces jonctions doivent être capables de transmettre des sollicitations qui agissent perpendiculairement sur la jonction ou parallèlement à sa direction longitudinale. De plus, on peut stipuler que ces jonctions doivent être imperméables à l'air et aux gaz (isolant aux sons aériens) et qu'elles ne doivent pas former de fissures préjudiciables.

Il semble que l'élaboration détaillée des recommandations pour les moyens d'assemblage des éléments préfabriqués et des conditions auxquelles doivent satisfaire ces moyens d'assemblage soit une question qui devrait être mise à l'étude par une Commission de Travail de l'AIPC.

Redistribution des contraintes due au fluage

La redistribution des contraintes dont il est question dans le passage tiré des conclusions susmentionnées du Congrès de Lisbonne est celle qui se produit dans une section en béton armé, qui se compose de bétons dont les âges et les propriétés sont différents.

D'autre part, le titre du présent chapitre, «Redistribution des contraintes due au fluage», a un sens quelque peu plus étendu. En premier lieu, ce titre se rapporte encore à la redistribution des contraintes dans une section qui se compose d'un élément préfabriqué et du béton coulé en place, et qui est soumise ou n'est pas soumise à l'action d'une charge extérieure ou d'une déformation forcée (Cas 1). En second lieu, ce titre se rapporte à la redistribution des contraintes qui se produit dans un ouvrage au cours du temps et qui résulte en un changement du comportement de la construction. Pour ce qui concerne les changements de ce dernier genre, on peut établir une différence entre deux cas. Premièrement, il y a le cas où un ouvrage est soumis à une charge donnée de longue durée (Cas 2). Deuxièmement, il y a le cas où un ouvrage est soumis à une déformation forcée donnée (Cas 3).

Sans aucun doute, une redistribution considérable des contraintes a lieu dans les cas 1 et 3. Cette redistribution des contraintes est due à une propriété rhéologique des matériaux béton et acier, propriété qui est connue sous le nom de relaxation des contraintes.

Par contre, on peut se demander, si le cas 2 est applicable d'une manière quelconque à une construction hyperstatique, par exemple, c'est-à-dire si une redistribution appréciable des contraintes se produit au cours du temps dans une telle construction sous l'action d'une charge constante. Dans les constructions élancées qui sont sollicitées à la compression excentrée, par exemple dans les colonnes et les plaques, les moments additionnels qui sont causés par la flèche peuvent être augmentés par suite des déformations de longue durée.

Les problèmes qui se posent dans cet ordre d'idées sont très difficiles. En principe, leur domaine d'application s'étend bien au-delà de la sphère des seules structures composées préfabriquées. Ainsi, les mêmes problèmes se rencontrent dans le traitement de toutes sortes d'ouvrages en béton précontraint et d'ouvrages mixtes. Si l'on veut élucider ces problèmes, il est nécessaire de prendre les propriétés rhéologiques des matériaux comme point de départ.

Les propriétés rhéologiques du béton ont été discutées au Symposium de la RILEM à Munich en novembre 1958. Les contributions apportées à ce Symposium sont publiées dans les bulletins courants de la RILEM de 1959. Les propriétés rhéologiques du béton peuvent être classifiées schématiquement dans les trois groupes suivants, à savoir: a) les déformations visco-élastiques sous l'action d'une contrainte constante ou variable, b) les déformations plastiques sous l'action d'une contrainte constante dépassant une certaine valeur de seuil, qui sont causées par les fissures microscopiques qui se forment dans le matériau, et c) la relaxation des contraintes sous l'action d'une déformation forcée.

Les propriétés rhéologiques dépendent dans une large mesure de la composition et de l'âge du béton ainsi que de l'instant où la contrainte ou la déformation est appliquée au béton. De plus, ces propriétés sont influencées par l'état d'humidité à l'intérieur du corps en béton et dans l'air ambiant. En outre, les fonctions de temps dépendent aussi des dimensions du corps en béton.

Les propriétés qui caractérisent la relaxation de l'acier constituent également un facteur relativement important dans cet ordre d'idées. Ces propriétés ont été traitées, en partie, au cours d'un autre Symposium de la RILEM à Liège en juillet 1958. («RILEM Symposium on Special Reinforcements for Reinforced Concrete and on Prestressing Reinforcements».) Le compte-rendu de ce Symposium a été publié dans un tome séparé.

Enfin, on peut s'attendre à ce que l'*adhérence* elle-même entre le béton et l'acier possède des propriétés rhéologiques semblables. Il paraît, cependant, que ces propriétés soient encore entièrement inconnues à présent.

Par conséquent, il semble qu'il y aurait un gros intérêt à établir un contact plus étroit entre les spécialistes en recherches sur les matériaux et en statique. C'est pourquoi on pourrait suggérer qu'une Commission de Travail se composant d'experts en recherches sur les matériaux et en statique soit créée dans le but important de coordonner les connaissances, les expériences et les résultats des calculs statiques, afin qu'il soit possible de tirer certaines conclusions qui seraient applicables aux ouvrages de différents types.

Rapports présentés au Congrès

M. C. FERNANDEZ CASADO décrit, dans son rapport, la construction de quelques bâtiments industriels très grands à un seul étage. En particulier, il s'occupe des détails d'exécution des moyens d'assemblage des éléments préfabriqués.

L'auteur souligne surtout la nécessité d'assurer la stabilité de la construction portante contre les forces latérales au stade de montage ainsi qu'à l'état fini. Il montre, entre autres choses, comment on peut étudier la stabilité au cours des différentes phases du montage sur des modèles réduits des bâtiments en question.

M. T. KONCZ effleure schématiquement, dans son rapport, les différents systèmes de constructions portantes qui peuvent être utilisés pour les bâtiments industriels composés préfabriqués en béton à plusieurs étages. En outre, l'auteur présente plusieurs propositions détaillées relatives à l'exécution des moyens d'assemblage. De plus, il cherche à préciser les conditions dans lesquelles on peut employer tel ou tel moyen d'assemblage.

M. H. RÜHLE présente, dans son rapport, une revue détaillée du problème des contraintes («Zwängungsspannungen») dues au fluage et au retrait des structures composées préfabriquées en béton armé et insiste sur l'importance pratique de ce problème.

Une traduction française d'un passage tiré d'un résumé fait par l'auteur est reproduite dans ce qui suit:

«Ce rapport étudie, en premier lieu, les contraintes et les déformations permanentes restant dans les constructions qui, après la mise en place des éléments préfabriqués, sont reliées à l'aide de joints rigides à la flexion ou articulés de manière à former des systèmes portants. C'est un fait bien connu que le fluage et le retrait causent une redistribution des efforts internes dont les effets pratiques sont démontrés dans le rapport. L'auteur effleure brièvement les considérations théoriques fondamentales sur ce problème et compare les résultats de diverses études.»

En outre, l'auteur traite d'une manière assez détaillée un système de construction qui n'a pas été mentionné précédemment dans ce Rapport Général. Ce système est caractérisé par le fait que «l'ouvrage n'est préfabriqué qu'en partie, les éléments préfabriqués étant assemblés et puis complétés au moyen du béton coulé en place».

Les considérations théoriques fondamentales que l'auteur utilise comme point de départ se basent principalement sur les formules de DISCHINGER. Il serait très intéressant de savoir si et dans quelle mesure les renseignements déduits des recherches récentes sur les matériaux conduisent à des résultats qui ne sont pas en concordance avec les considérations théoriques susmentionnées.

Enfin, M. G. HERRMANN fait, dans son rapport, une étude théorique de l'effet produit par le fluage du béton sur l'instabilité des plaques sollicitées à la compression. A cet effet, il suppose que le fluage (les déformations visco-élastiques) sous l'action d'une contrainte constante peut être exprimé par une fonction qui s'accorde en principe avec la formule de DISCHINGER. Suivant la conclusion de l'auteur, si la charge est inférieure à la valeur qui correspond au flambement élastique sous l'action d'une charge de courte durée, tandis

qu'elle dépasse une certaine valeur de seuil, le flambement aura lieu après un certain laps de temps plus ou moins long («temps critique» ou «durée de vie»).

Afin qu'il soit possible de procéder à une étude approfondie de ce problème, il serait intéressant d'utiliser les résultats récents des recherches sur les matériaux pour étudier l'accroissement des moments additionnels en fonction du temps dans les plaques et dans les colonnes caractérisées par certaines imperfections, par ex. sous la forme d'une courbure initiale ou d'une charge excentrée.

Literatur - Bibliography - Bibliographie

1. LEBELLE, P., «Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral». Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, No 141, 780, Paris (1959).
2. HERRMANN, W., «Verbindung von Stahlbetonfertigteilen». Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Probleme. Int. Kongreß, Dresden 1954, 53 (1956).
3. LEWICKI, E., «Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise». Rapport Final, 5e Congrès, AIPC, 637, Lisbon (1957).
4. AROUTIOUNIAN, N. KH., «Applications de la théorie du fluage». Traduit du russe. Paris (1957).

Leere Seite
Blank page
Page vide

V a l

**Assemblages des éléments dans les constructions
composées préfabriquées**

Verbindung der Konstruktionsteile bei zusammengesetzten vorfabrizierten Bauten

The Joining of Structural Members in Composite Prefabricated Structures

C. FERNANDEZ CASADO

L. HUARTE GOÑI

Dr. Ing., Prof.

Ingénieurs Conseils Huarte & Cie., Madrid

Dans la construction des bâtiments industriels, dès l'année 1945, nous avons utilisé la préfabrication sur une grande échelle, ceci généralement pour les éléments de la couverture; nous avons parfois étendu la méthode à toute la superstructure. La plus importante de ces applications a été le hall de laminage de la «Siderúrgica de Avilés» (*Ensidesa*) dont la surface horizontale couverte atteint 135 300 m². La préfabrication a été appliquée à tous les éléments de la couverture et à la plupart des poutres, en particulier aux voies des ponts roulants lourds. L'installation d'un chantier de préfabrication sur place s'imposa; cette installation provisoire est l'une des plus importantes jamais réalisées (fig. 1, 2 et 3); elle n'a été dépassée qu'au chantier du pont de Pontchartrain et peut-être de quelque autre pont. La surface totale s'élevait à 4200 m², avec deux sections, l'une pour les dalles, l'autre pour les poutres, et en plus l'installation centrale pour la préparation du béton. On a fabriqué 3920 poutres de couverture de 13 m de portée moyenne, 24 000 dalles et 600 grandes poutres pour voies de roulement. Le béton a été coulé sous vide et vibré.

Poutres — Assemblages entre éléments préfabriqués et éléments coulés sur place

L'assemblage des éléments préfabriqués, entre eux et aux éléments coulés sur place, a été réalisé de diverses manières au cours du temps. Nous allons décrire ci-dessous en détail les systèmes qui nous paraissent les plus avantageux.

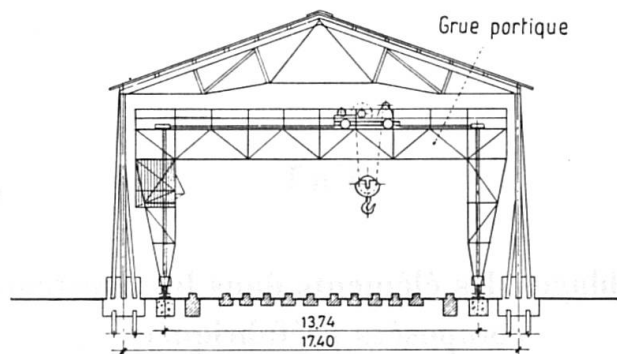
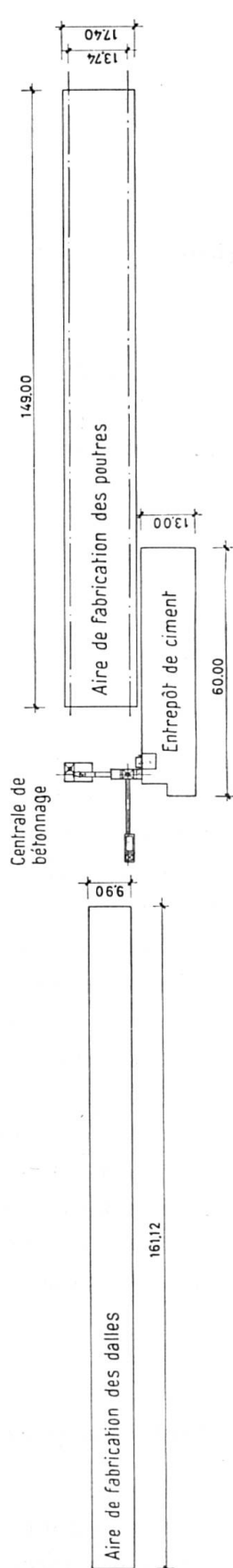


Fig. 1. Chantier de préfabrication du hall de laminage de *Ensidesa* (Avilés).

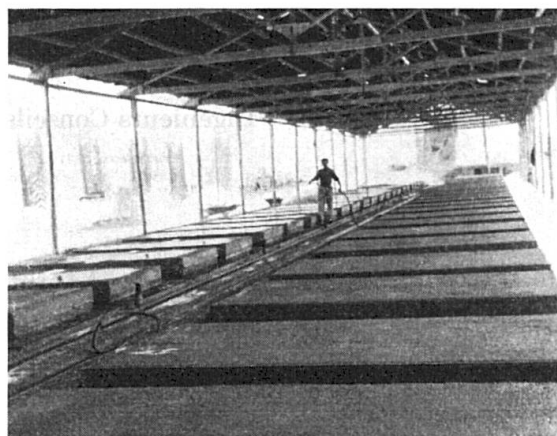


Fig. 2. Aire de fabrication des dalles.

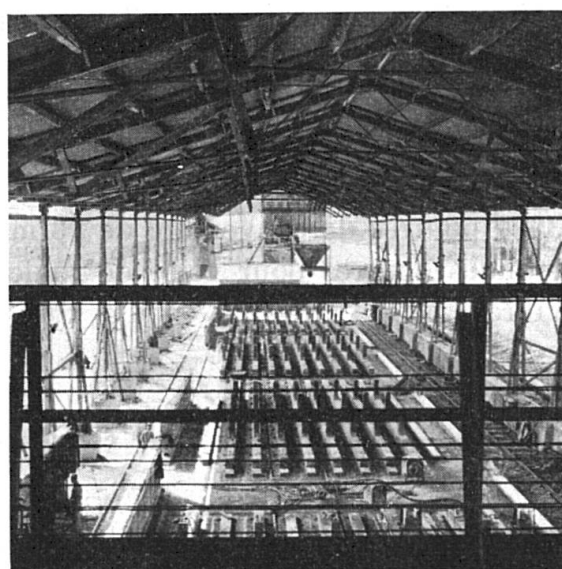


Fig. 3. Aire de fabrication des poutres.

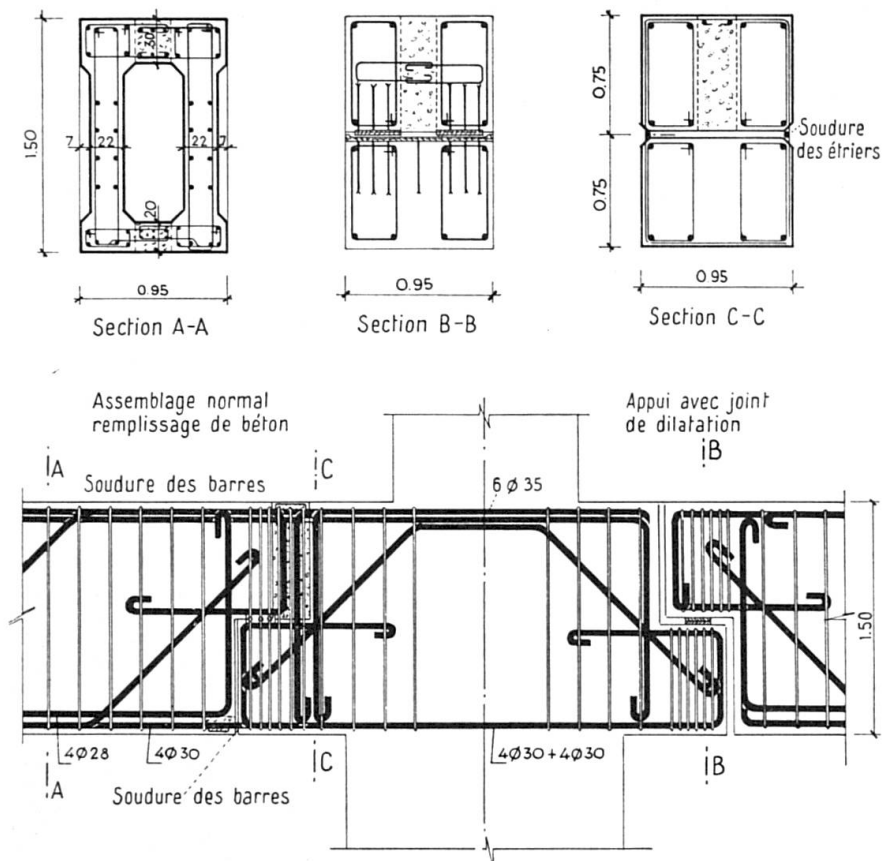


Fig. 4. Assemblage de poutres préfabriquées avec des consoles coulées sur place — *Ensidesa* (Avilés).



Fig. 5. Assemblage de poutres préfabriquées avec des consoles coulées sur place.

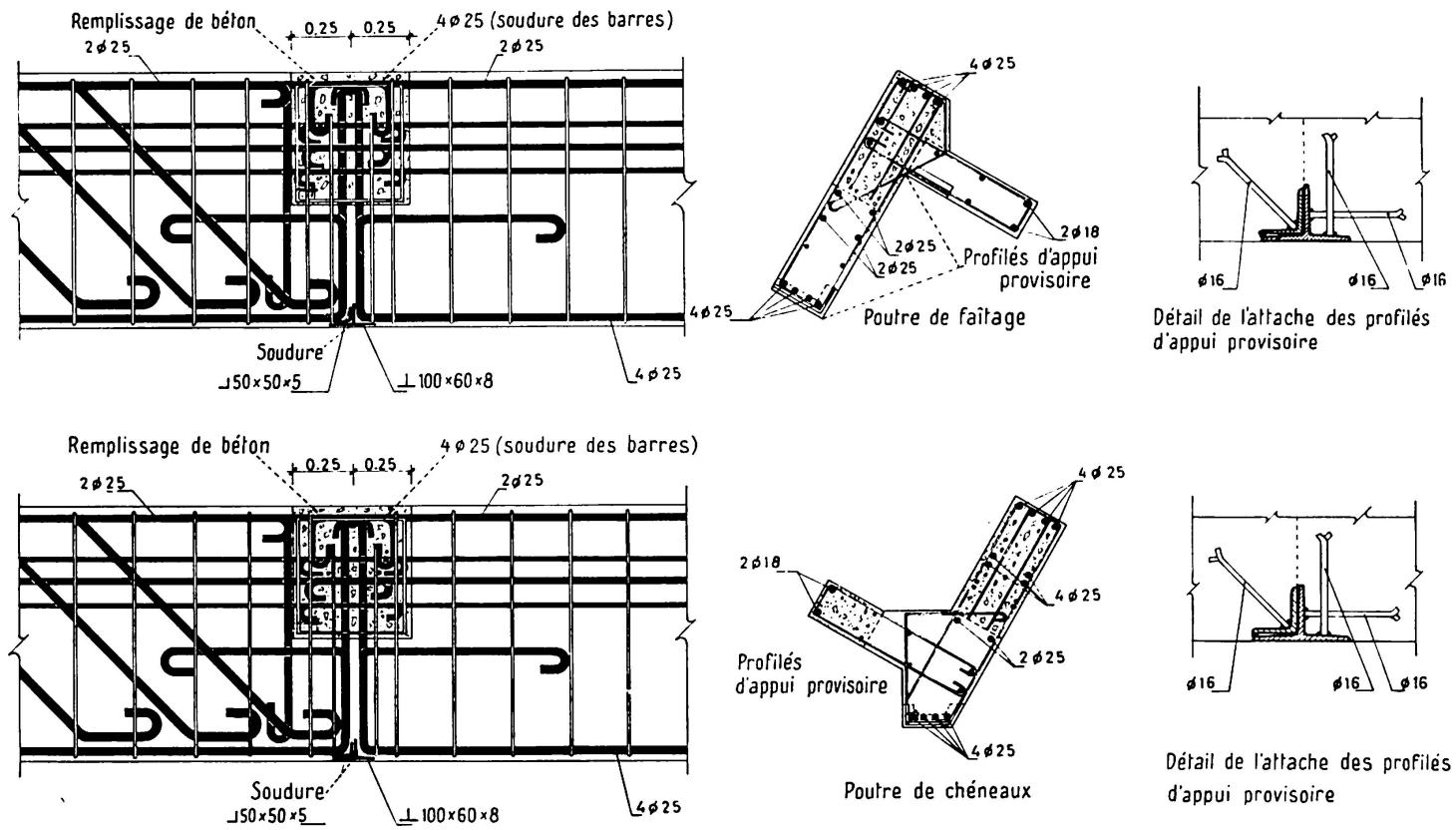


Fig. 6. Assemblage des éléments d'une poutre préfabriquée *Atelier de Metalurgica Santa Ana (Linares)*.

La fig. 4 montre le système choisi pour les voies de roulement du hall de laminage de *Ensidesa*. Les ponts roulants ont une portée de 30 m environ et des charges utiles de 25 t à 120 t. Les voies ont des portées variant de 12 à 15 m, selon l'écartement des piliers dans les diverses zones. La partie préfabriquée s'étend sur environ $\frac{3}{5}$ de la portée; le reste a été coulé sur place, en utilisant les échafaudages employés pour la construction des piliers, qui étaient de grande hauteur et de forte section. Tous les éléments prémoulés avaient la même longueur; les différences dans l'écartement des piliers étaient absorbées par les consoles construites sur place.

Afin d'utiliser toujours les mêmes éléments de coffrage, qui étaient métalliques et fort compliqués pour l'application du vide, on a choisi la même section double T pour toutes les poutres, en faisant varier les armatures. Pour les ponts roulants de 100 t et plus, cependant, on ne préfabriquait pas les membrures supérieures; elles furent coulées sur place, de façon à former des poutres jumelées. Comme on le voit dans la fig. 4, l'assemblage se faisait par appui direct de la poutre sur les consoles, disposition très favorable pour la transmission des surcharges. Les armatures longitudinales supérieures et inférieures sont soudées pour résister aux tractions et les joints sont remplis par des injections de mortier, destinées à assurer le monolithisme et à protéger l'acier contre la corrosion. Les halls sont pourvus de joints de dilatation, disposés précisément à l'une des extrémités de la poutre préfabriquée, en introduisant entre les éléments un jeu de plaques de glissement et en laissant vides les espaces verticaux. De cette façon, on a pu éviter de prévoir des piliers doubles (fig. 5).

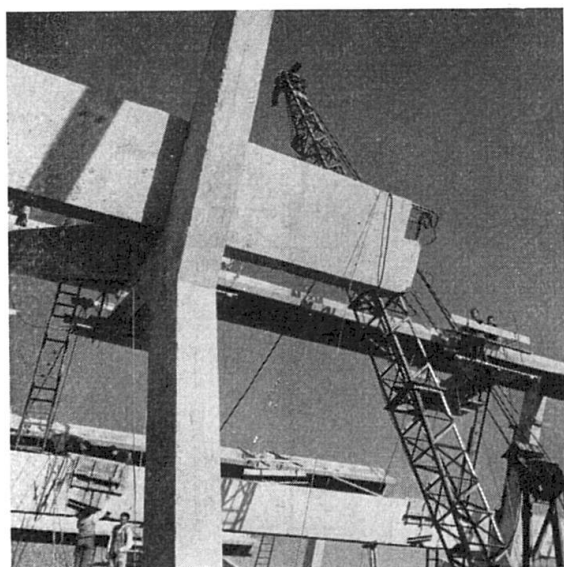


Fig. 7.

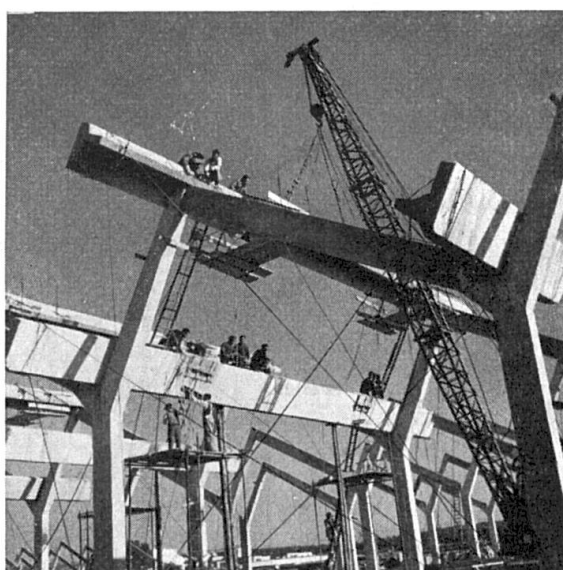


Fig. 8.

Assemblage des éléments d'une poutre préfabriquée.

Poutres — Assemblages entre éléments préfabriqués

Dans un atelier pour la fabrication de tracteurs (Metalurgica Santana, Linares), toute la construction était préfabriquée; il y avait deux poutres principales opposées qui formaient l'une le faitage et l'autre le chéneau des sheds. Les poutres sont préfabriquées en deux éléments: des poutres intermédiaires, d'une part, correspondant à la distance entre les points à moment nul sous le poids propre, et travaillant comme simplement appuyées dans les zones centrales; des consoles doubles en porte-à-faux de chaque côté des piliers d'autre part. Les poutres des faitages et des chéneaux ont des sections en L , avec de légères modifications pour s'adapter aux particularités de leur fonction respective. L'assemblage se faisait par appui initial direct sur des profilés, soudure des barres longitudinales et remplissage des joints avec du béton coulé sur place (fig. 6). On montait en premier lieu les éléments de la double

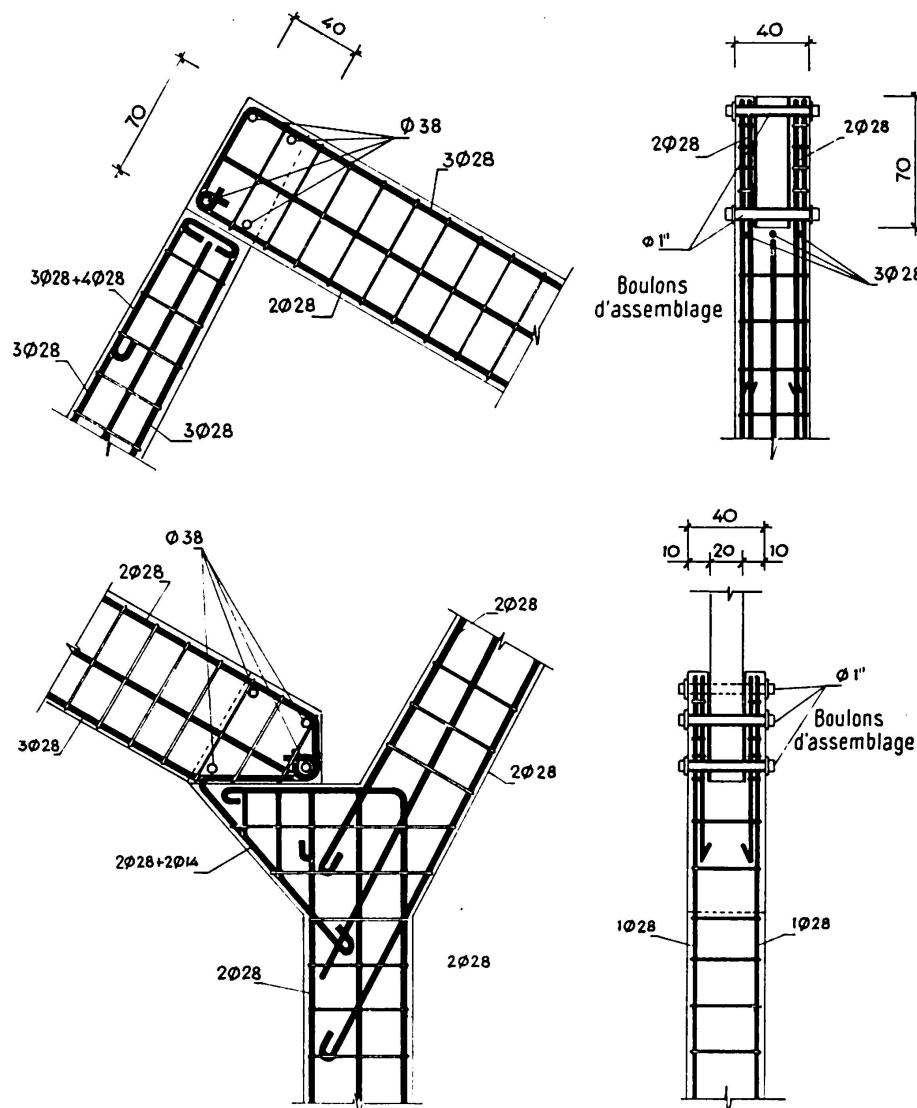


Fig. 9. Système d'assemblage entre poutre inclinée et montant.

console qui étaient solidarisés avec les piliers au moyen de boulons et haubanés d'un côté à l'aide de câbles ancrés dans la fondation des piliers. On plaçait ensuite l'élément intermédiaire qui venait s'appuyer de l'autre côté (fig. 7 et 8).

Assemblages de poutres et de montants dans les portiques

La figure 9 représente un système d'assemblage entre les poutres inclinées et les montants dans les portiques de halles en shed. Le montant se prolonge dans la pièce inclinée du vitrage. L'assemblage se fait en introduisant la poutre inclinée dans la fourche située à l'extrémité du montant; l'assemblage est renforcé par des boulons. On évite ainsi de souder et de couler du béton sur place. Les différents portiques sont reliés par la poutre de chéneau, fabriquée d'une seule pièce (fig. 10).

Appuis des poutres sur les fermes et les arcs

Une des conditions fondamentales du montage des éléments préfabriqués est d'assurer à tout moment la solidarité transversale de l'ensemble. Une des causes des catastrophes survenues dans quelques constructions est d'avoir négligé cette précaution. Il est nécessaire de prévoir des éléments longitudinaux convenables, pour assurer la solidarité des éléments principaux de la toiture, des fermes ou des arcs. Il suffit en général de disposer des poutres d'entretoise-

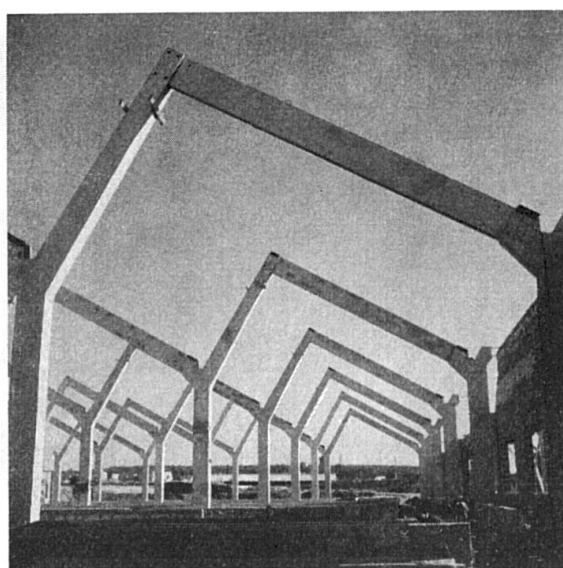


Fig. 10. Assemblage entre poutre inclinée et montant.

ment à la clef et aux quarts, pour autant que les appuis des éléments principaux soient bien fixés latéralement. Dans les toitures avec des pannes longitudinales légères, les poutres d'entretoisement doivent être de section plus grande et toujours rectangulaire. L'assemblage le plus simple s'obtient en mettant des plaques métalliques sur les surfaces des deux éléments à réunir. On soude ensuite la plaque supérieure à l'inférieure. On dispose quelquefois des tronçons de cornières dans les faces latérales des fermes et on s'appuie provisoirement sur ces pièces. De plus, la solidarité est renforcée par soudure des barres en continuité avec celles des poutres voisines et aussi avec celles de l'élément principal. Pour terminer, on remplit de béton l'espace compris entre les trois éléments (fig. 11 et 12).

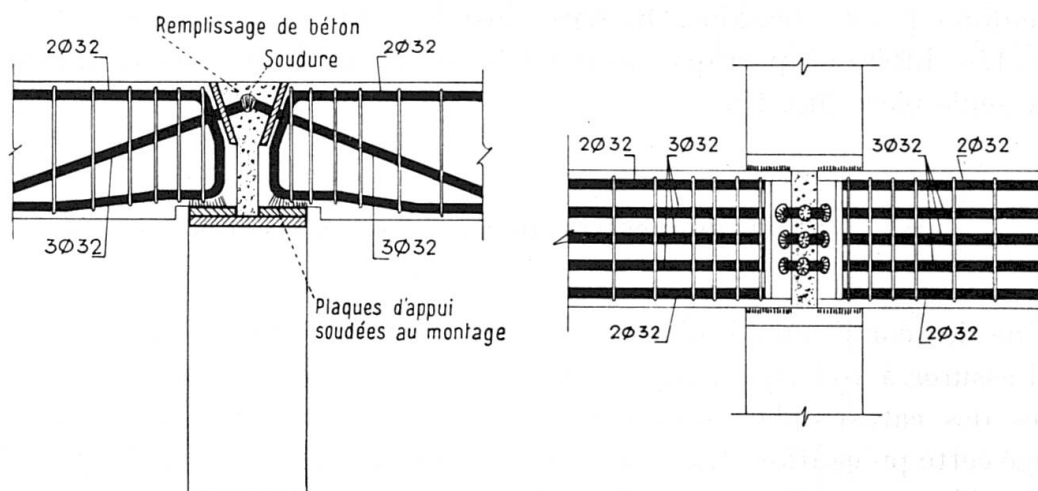


Fig. 11. Assemblage des poutres longitudinales sur des arcs.

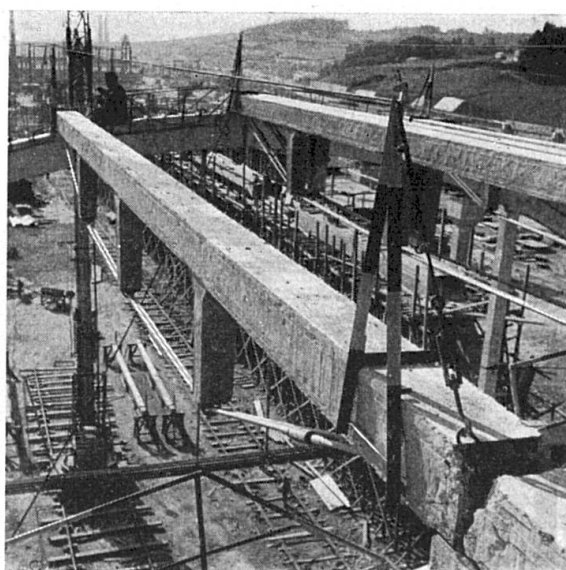


Fig. 12. Assemblage des poutres longitudinales sur des arcs.

Assemblages des pannes aux éléments principaux

Une fois les poutres d'entretoisement fixées aux éléments principaux, l'assemblage des pannes de section rectangulaire ou en double T au reste de la toiture est moins important et peut se faire après, plus lentement. En général il est indiqué d'appuyer les pannes en découpant leur extrémité à mi-hauteur et en réalisant l'assemblage en coulant du béton sur place, qui enrobe les armatures des deux pannes et les barres saillantes de l'élément principal. Il est indiqué de surélever cet élément avec du béton coulé sur place, pour renforcer l'assemblage de toutes les pannes (fig. 13 et 14).

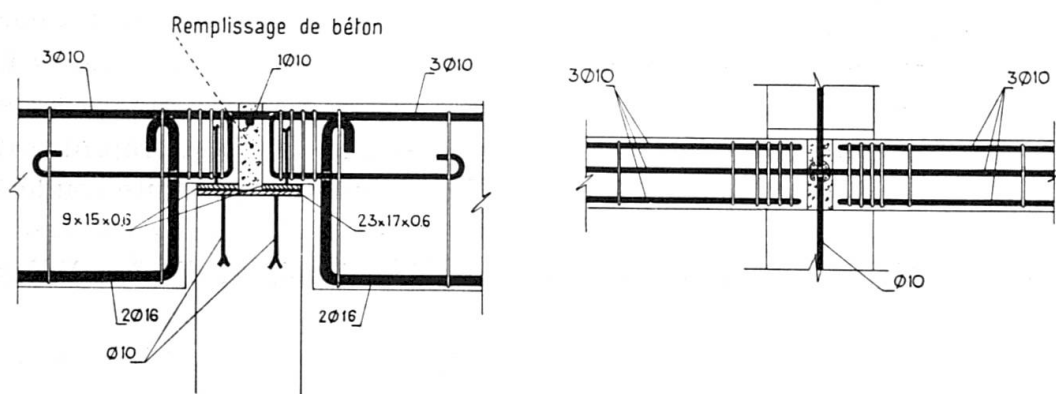


Fig. 13. Assemblage des pannes aux éléments principaux.

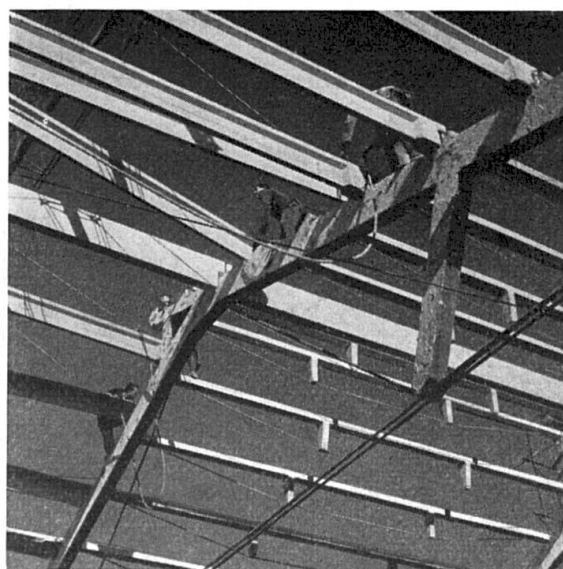


Fig. 14. Assemblage des pannes aux éléments principaux.

Assemblages dans les éléments principaux, fermes ou arcs

Si l'on doit couvrir au moyen d'arcs ou de fermes des portées dépassant 20 m, il convient de faire le montage en deux moitiés qu'on assemble provisoirement comme des arcs à trois articulations; quand la toiture est terminée, on fait disparaître l'articulation de clef. Si les portées sont inférieures à 20 m, le montage peut se faire d'un seul coup. Le montage par moitié, avec les tirants coupés, se fait aisément; on soude les tirants quand on juge correcte la position des arcs. On peut aussi prévoir des tendeurs, permettant un réglage postérieur. La fig. 15 montre un détail de l'articulation de clef provisoire et la manière de la supprimer une fois appliquée toute la charge permanente. Les arcs ou les fermes reposent sur les piliers au moyen d'appuis articulés, d'un fonctionnement clair. Souvent on prévoit un appui fixe et un appui mobile lorsque les portées sont considérables et les hauteurs des piliers faibles; lorsque les portées sont petites et que les piliers sont hauts, on pourra avoir deux appuis fixes. Une solution que nous avons adoptée fréquemment pour les appuis fixes est de disposer un tronçon de fer rond de 30 à 40 mm de diamètre entre deux plaques solidaires des éléments à réunir; les plaques sont ensuite soudées au fer rond.

D'autre fois, pour centrer l'axe de l'appui articulé, on dispose à l'extré-

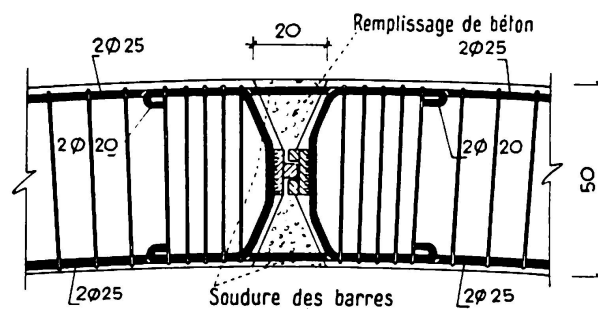


Fig. 15. Articulation de clef provisoire de montage dans un arc préfabriqué.

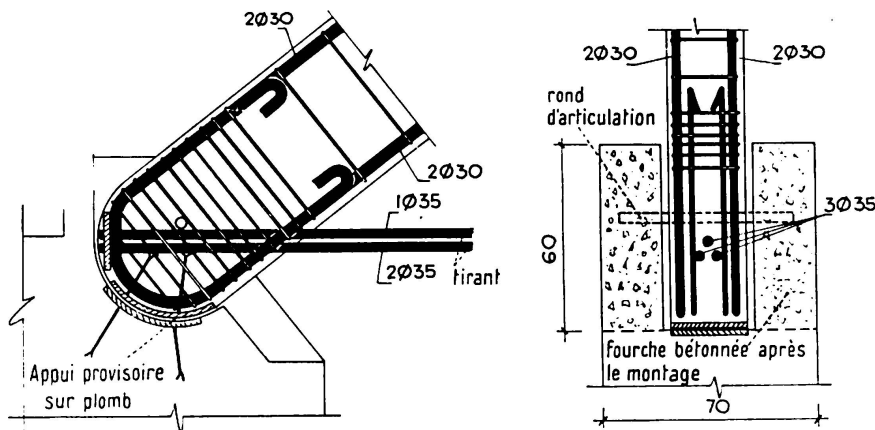


Fig. 16. Articulation définitive aux extrémités d'un arc à tirant.

mité de l'élément qu'on veut appuyer un fer rond de gros diamètre qui matérialise l'axe et vient se fixer dans deux saillies de l'élément d'appui; le tout est bétonné une fois l'arc correctement placé. Cette disposition s'emploie quand la portée est grande et que l'on ne dispose pas de poutres pour entretoiser les têtes car la stabilité transversale a une très grande importance, non seulement pendant les phases de montage de la construction, mais aussi une fois que celle-ci est terminée; il est absolument indispensable que les appuis des éléments principaux ne puissent se déplacer dans le sens longitudinal (fig. 16).

Stabilité lors du montage

Nous insistons à nouveau sur la nécessité d'étudier les conditions de stabilité en cours de construction, car cette phase ressemble dans ses états intermédiaires à un château de cartes. Le moyen le plus aisé d'obtenir une pleine sécurité est de faire des essais sur un modèle réduit; ce modèle permet aussi d'étudier pratiquement le programme de montage. On envisage diverses solutions et on les compare en faisant agir une force horizontale à des endroits convenables, jusqu'à ce que l'ouvrage s'effondre.

La fig. 17 montre le modèle réduit qui a servi de base à l'examen du comportement transversal de la couverture du hall de laminage *Ensidesa* au cours des phases successives du montage et à l'étude de sa stabilité sous les effets du vent.

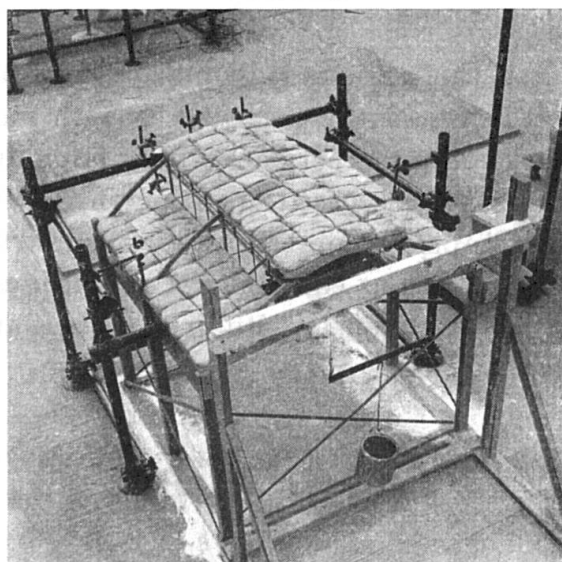


Fig. 17. Modèle réduit de la couverture du hall de laminage *Ensidesa* (Avilés).

Résumé

L'auteur passe en revue les divers systèmes d'assemblage des éléments préfabriqués, entre eux et aux éléments coulés sur place. Il tient compte de l'expérience qu'il a acquise dans un grand nombre de constructions.

La plupart des cas cités concernent des couvertures, mais on a aussi construit des halles en préfabriquant tous les éléments.

L'auteur décrit en détail les assemblages entre les divers éléments des poutres continues, entre les montants et les poutres des sheds, entre les poutres longitudinales et les éléments principaux etc.

Zusammenfassung

Der Autor zeigt die verschiedenen Möglichkeiten für den Zusammenbau der vorfabrizierten Elemente unter sich sowie mit an Ort betonierten Teilen. Er berücksichtigt dabei seine Erfahrungen aus einer großen Zahl von Bauten.

Bei den meisten der gezeigten Fälle handelt es sich um Eindeckungen. Es wurden jedoch auch ganze Hallenbauten vollständig vorfabriziert.

Die Verbindungen zwischen den verschiedenen Teilen von durchlaufenden Balken, zwischen Stützen und Shedträgern, zwischen Längsträgern und Haupttragelementen etc. werden genau beschrieben.

Summary

The author indicates the various possibilities for the assembly of prefabricated elements with one another, as well as with members concreted in situ. He bases his remarks on his experience with a large number of structures.

The majority of the cases discussed are concerned with roofings, but the author also deals with completely prefabricated shed structures.

The joints between the various components of continuous beams, between columns and shed girders, between longitudinal girders and main supporting elements, etc., are described in detail.

V a 2

Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen bei mehrgeschossigen Industriebauten

Assemblies of Precast Concrete Elements for Multi-Storey Industrial Buildings

Assemblages d'éléments préfabriqués pour bâtiments industriels à étages

TIHAMÉR KONCZ

Dr. Ing., Zürich

1. Geschoßbauten aus Stahlbetonfertigteilen

In den letzten Jahren hat die Zahl der mit Stahlbetonfertigteilen ausgeführten Bauwerke beträchtlich zugenommen. Neben zahlreichen Ausführungen von Hallen- und Flachbauten wurden neuerdings auch Industrie-Geschoßbauten mit Stahlbetonfertigteilen gebaut.

1.1. Vergleich von Geschoßbauten mit Hallen und Flachbauten im Hinblick auf die Montagebauweise

Geschoßbauten werden oft vorteilhafter als Hallen oder Flachbauten mit Stahlbetonfertigteilen ausgeführt, und zwar aus folgenden Gründen:

- a) Die Zahl der einheitlichen, gleichen Elemente ist verhältnismäßig größer, da sie sich in jedem Geschoß wiederholen. Sie werden wegen der großen Anzahl und der Einheitlichkeit leichter genormt und dadurch ist ihre serienmäßige Massenproduktion möglich.
- b) Das Gewicht der einzelnen Elemente wird wegen der im allgemeinen kleineren Spannweiten geringer.
- c) Die Montage wird mit den auch sonst gebräuchlichen Hebezeugen, wie Turmdrehkran, Raupen- oder Autokran ausgeführt. Große neue Geräte werden nicht benötigt.

Die Probleme der Verbindungen werden hingegen viel heikler, da

- a) diese in viel größerer Zahl auftreten;

- b) in einem Knoten im allgemeinen mehr Elemente zu verbinden und zum Teil beträchtliche Kräfte zu übertragen sind;
- c) aus Stabilitätsgründen vielfach biege feste Verbindungen benötigt werden.

Die Durchbildung der Verbindungen beeinflußt deshalb entscheidend die Wirtschaftlichkeit und Anwendbarkeit der Montagebauweise für die Geschöbbauten.

1.2. Konstruktionssysteme der Geschöbbauten

Die mit Stahlbetonfertigteilen ausgeführten Geschöbbauten bestehen aus raumbegrenzenden Elementen, wie Decken- und Wandelemente und aus den Elementen des tragenden Skelettes. Im folgenden werden ausschließlich die Verbindungen des Tragsystems — des tragenden Skelettes — behandelt.

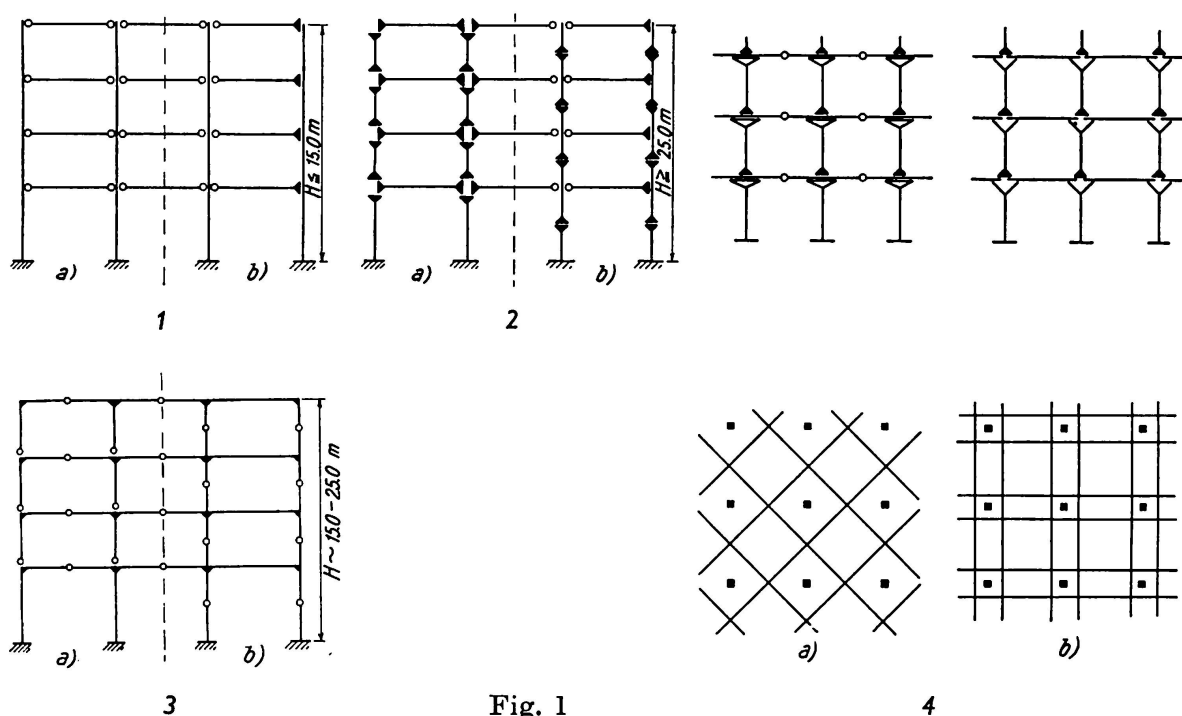


Fig. 1

Das Tragsystem der Geschöbbauten wird nach vier Haupttypen gegliedert. Unter diesen sind ferner verschiedene Ausführungsarten zu unterscheiden (Fig. 1). Die vier Haupttypen sind:

- 1.21 Skelettkonstruktionen aus ungestoßenen Stützen und gelenkig oder biege fest anschließenden Unterzügen [1].
- 1.22 Skelettkonstruktionen aus gestoßenen Stützen und biege fest anschließenden Unterzügen [2].
- 1.23 Skelettkonstruktionen aus Rahmenteilen, die gelenkig oder biege fest miteinander verbunden werden [3, 4].
- 1.24 Pilzdeckenartige Konstruktionen [4] (eine echte Pilzdecke kann mit Fertigteilen nicht ausgeführt werden).

Die Wahl des Konstruktionssystems wird durch:

- a) die technologischen Erfordernisse der Industrie: Gebäudehöhen, Spannweiten und Nutzlasten;
- b) die baulichen Gegebenheiten: die Montage-, Transport- und Fabrikationsmöglichkeiten

am meisten beeinflußt.

Die Montage des Tragsystems benötigt nach verschiedenen Untersuchungen etwa 20—25% des gesamten Arbeitsaufwandes, wobei etwa 50% auf die Montage der Verbindungen entfällt.

2. Allgemeines über die Verbindungen

2.1. Die Anforderungen an die Verbindungen wurden schon mehrmals aufgestellt. Es sollen nur kurz die wichtigsten herausgegriffen werden. Danach sollen die Verbindungen:

- a) Die Bedingung der Standsicherheit erfüllen, den Schnittkräften ohne schädliche Deformationen standhalten und diese übertragen können.
- b) Bei demselben Bau sollen sämtliche Verbindungen derselben Art untereinander gleich sein, damit deren Ausbildung nach gleichen Methoden und mit den gleichen Geräten geschehen kann. Das ist die Anforderung an die bauliche Durchbildung.
- c) Die Verbindungen sollen «montagegemäß» durchgebildet sein, d. h. innert kurzer Zeit mit geringem Arbeitsaufwand möglichst ohne Schalung und nachträglicher Betonierung ausgeführt werden können und die nötigen Toleranzen ohne Gefährdung der Konstruktion zulassen.

2.2. Gliederung der Verbindungen

Die Verbindungen werden nach verschiedenen Gesichtspunkten gegliedert. Häufig werden die Verbindungen nach den Baustoffen eingeteilt, nach welchen sie angeblich nachgeahmt sind [5]. Diese Einteilung ist insofern berechtigt, als die für die Stahl- und Holzkonstruktionen entworfenen Verbindungen durch ihre Ausführung, durch die Montage charakterisiert werden, weshalb auch gewisse Ähnlichkeiten mit anderen Montageverbindungen, wie die der Stahlbetonfertigteile nicht geleugnet werden können. Die Montage ist aber nur eine charakteristische Eigenschaft der Stahlbetonfertigteile; der Baustoff Stahlbeton ist für sie ebenso charakteristisch. Vielmehr ist es gerechtfertigt, die Verbindungen nach jenen Faktoren zu gliedern, die ihre bauliche Durchbildung beeinflussen. Diese sind:

- a) Das gewählte Tragsystem, insbesondere die Bauteile (Stützen, Unterzüge, Riegel usw.), die zu verbinden sind.

- b) Die Verbindungsmittel.
- c) Die der Verbindung zugeteilte statische Wirkung.

Gemäß a) werden die Verbindungen nach den unter 2.1. aufgeführten Haupttypen der Tragsysteme gegliedert.

Nach den Verbindungsmitteln unterscheidet man:

- a) Ortbetonverbindungen, die mit nachträglichem Verbund und durch Stoßen der Armierungen ausgeführt werden.
- b) Schrauben- und Schweißverbindungen, die durch Verschrauben oder Zusammenschweißen einbetonierter stählerner Teile (Walzprofile, Rohre usw.) entstehen.
- c) Vorspannverbindungen, bei welchen durch das Zusammenspannen der Fertigteile auch das Tragsystem vorgespannt wird.

Nach der statischen Wirkungsweise unterscheidet man:

- a) Biege feste Verbindungen, die Biegemomente und evtl. Normal- und Querkräfte zu übertragen haben. Sie entsprechen den Knoten der monolithischen Bauweise.
- b) Gelenkige Verbindungen und Stöße, die Normal- und Querkräfte, evtl. nur Normal- oder Querkräfte übertragen.

2.3. Die Wahl der Verbindungen, Zusammenhänge

Die Wahl der Verbindungen ist eine Funktion des Konstruktionssystems und der Art der Montage.

2.31. Skelettkonstruktionen aus ungestoßenen Stützen werden nur bis zu einer Gebäudehöhe von $\leq 15,0$ m ausgeführt. Als Hebezeug kommt wegen dem großen Gewicht der Stützen der Auto- oder Raupenkran in Frage. Der Montagevorgang wird daher durch dieses Gerät bestimmt. Der Kran hebt die Fertigteile vor sich und vollendet einen Abstand über die ganze Gebäudehöhe abstandsweise in «vertikaler» Montage. So werden einerseits sofort tragfähige Verbindungen notwendig, andererseits wird die Stabilität des Baues ohne wesentlichen Mehraufwand an Baustoffen auch durch gelenkige Verbindungen gewährleistet. Man wählt deshalb die entsprechenden Schrauben- oder Schweißverbindungen.

2.32 Skelettkonstruktionen aus Rahmenteilern werden dort bevorzugt, wo wegen der größeren Gebäudehöhe (etwa 15,0—25,0 m) ungestoßene Stützen und deren Montage nicht mehr zur Anwendung kommen können; Rahmenteilern aber mit einem Turmdrehkran in «vertikaler» oder «horizontaler» Montage versetzt werden können. Die Montage wird «horizontal» genannt, wenn der Kran die Fertigteile über die ganze Fläche des Gebäudes versetzt und dadurch «geschoßweise» die Montage vollendet. Die Rahmenteilern gewährleisten auch

bei gelenkigen Verbindungen die erforderliche Stabilität des Baues. Die «vertikale» Montage erfordert wie bei 2.31 sofort tragfähige Verbindungen. Da auch bei einer «horizontalen» Montage an Bauzeit gespart werden kann, werden auch bei den Skelettkonstruktionen aus Rahmenteilern Schrauben- oder Schweißverbindungen bevorzugt.

2.33. Skelettkonstruktionen aus gestoßenen Stützen und Unterzügen werden dort verwendet, wo die Kapazität des Kranes wegen der großen Gebäudehöhe, der Spannweiten oder der Nutzlasten keine größeren Stücke als Einzelstützen und Unterzüge zuläßt. Hier sind aus Stabilitätsgründen biege feste Verbindungen notwendig. Da der Bau seinen monolithischen Charakter bewahren muß, werden vorzugsweise Ortbeton- oder Vorspannverbindungen ausgeführt.

2.34. Bei den pilzdeckenartigen Konstruktionen, die meistens aus technologischen Gründen (z. B. ebene Deckenuntersicht) gewählt werden, sind die Ortbetonverbindungen besser geeignet, da diese biege fest sein müssen und mit Hilfe des Pilzkopfes als Schalung einfach ausgeführt werden.

3. Ortbetonverbindungen

Sie werden nach 2.3 für biege feste Verbindungen bei Skelettkonstruktionen und pilzdeckenartigen Konstruktionen angewendet. Sie unterscheiden sich dadurch,

- a) ob die Verbindung und der Stützenstoß in Deckenhöhe ausgebildet oder der Stützenstoß über Deckenhöhe versetzt wird;
- b) ob die Verbindung der Unterzüge und der Stützenstoß in derselben Betonierungsetappe ausgeführt werden oder der Stützenstoß in einer zweiten Etappe betoniert wird;
- c) auf welche Weise die Armierungen gestoßen werden: einfacher Überdeckungsstoß, Schweißen oder sich übergreifende Schlaufen, evtl. eine Kombination dieser Stöße.

3.1. Verbindungen der Skelettkonstruktionen

Sie haben gemeinsam, daß die Unterzüge auf den Konsolen der Stützen aufliegen, damit die Querkräfte unmittelbar auf diese abgegeben werden.

3.11. *Stützenstoß und Unterzugsverbindung, eine Betonierungsetappe.* Die Unterzüge werden durch sich übergreifende Schlaufen und obere Armierungszulagen miteinander verbunden: Die Stahleinlagen der Stützen werden mit Schweißung gestoßen, damit die Stütze während der Montage bis zum Betonieren der Verbindung festgelagert ist.

3.12. *Wie 3.11. mit zwei Betonierungsetappen (Fig. 2).* In der ersten Etappe wird die Verbindung der Unterzüge betoniert, in der zweiten der Verbund der Stützen erstellt. Die Stützenarmierung wird durch sich übergreifende Schlaufen gestoßen. Die Unterzüge erhalten zusätzlich obere Armierungen. Man kann auch eine Aussparung für die oberen Stützen freilassen. Auf diese Weise werden die Stützen in eine Art Hülssen versetzt.

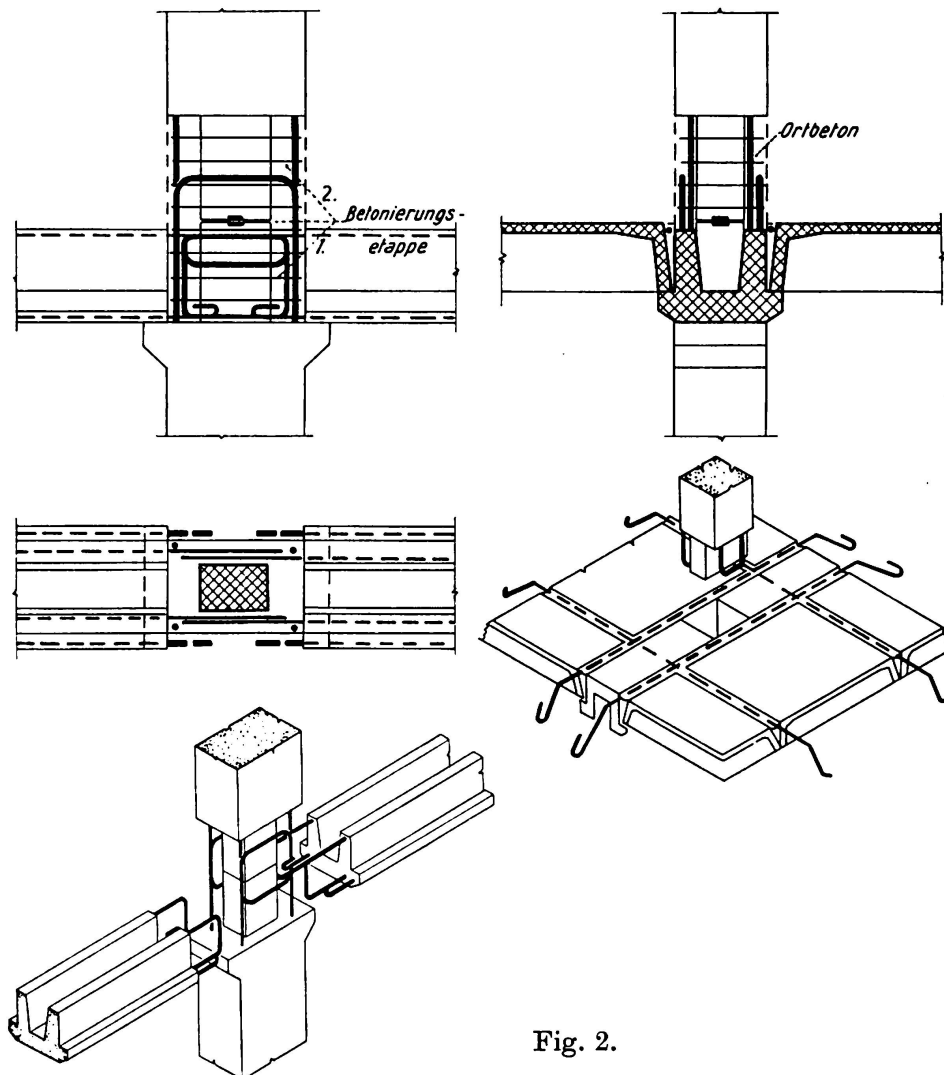


Fig. 2.

3.13. *Stützenstoß von der Unterzugsverbindung getrennt und über Deckenhöhe versetzt (Fig. 3).* Die Armierungen der Unterzüge werden durch Schweißen gestoßen, die der Stützen durch sich übergreifende Schlaufen. Bis der Stützenstoß tragfähig wird, müssen die Stützen mit einem Gerüst oder Gerät festgehalten werden.

3.2. Verbindungen der pilzdeckenartigen Konstruktionen

3.21. *Verbindung bei vierseitig auskragender Platte (Fig. 4).* Zuerst wird die Pilzkopfschale versetzt. Sie liegt mit einer Zarge auf dem Rand der Stütze

auf. Die aus der Stütze herausragenden geraden Stahleinlagen gehen durch die mit kurzen Stahlrohrstücken ausgebildeten Aussparungen der Zarge hindurch. Die Pilzköpfe werden mit Hartholzkeilen während der Montage befestigt. Die Armierungen werden durch Überdecken oder Schweißen gestoßen.

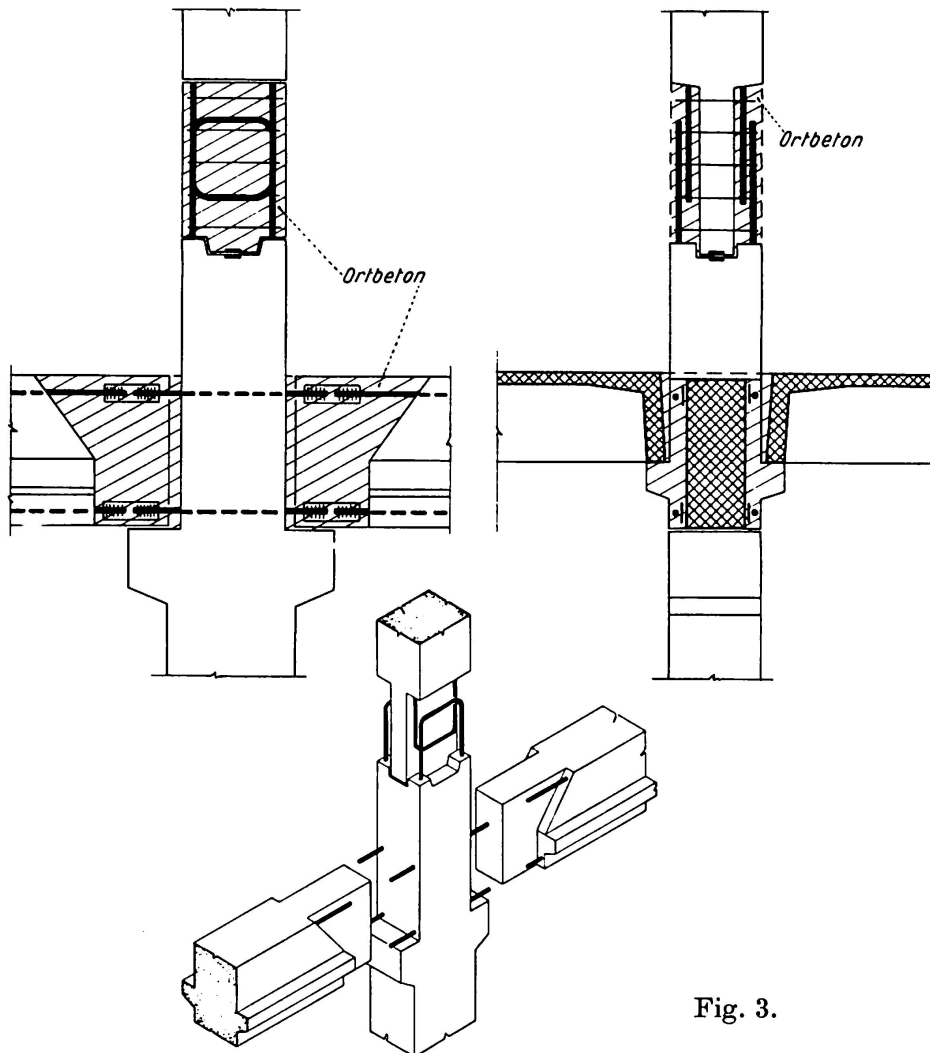


Fig. 3.

3.22. *Verbindung bei aufliegenden breiten Unterzügen.* Die Pilzkopfschale wird ähnlich wie bei 3.21. ausgebildet. Die Unterzüge liegen auf der Schalenwand auf und werden durch ihre Zargen festgehalten. Stoß der Armierungen wie 3.21.

3.3. Bemessung der Ortbetonverbindungen

Die Beanspruchungen im Stoß von Fertigbetonstützen wurden von SCHEUNERT [6] eingehend untersucht. Er berücksichtigt bei der Bemessung die Kräfteumlagerungen zwischen Fertigbeton und Ortbeton; zwischen Beton, Stahl im Fertigbeton und Ortbeton infolge des Schwindens und der plastischen Verformungen. Die wichtigsten Ergebnisse seiner Untersuchung sind:

- a) Infolge des stärkeren Schwindens und Kriechens des Ortbetons tritt eine Spannungsumlagerung auf den Fertigbeton auf.
- b) Die Umlagerung der Last von Beton auf Stahl ist um so größer, je größer das Verhältnis des Ortbetonquerschnittes zum Fertigbetonquerschnitt ist.
- c) Die Spannungen in der Bewehrung des Ortbetons infolge Dauerlasten und des Schwindens nehmen mit größer werdendem Altersunterschied zwischen Fertigbeton und Ortbeton stark ab.

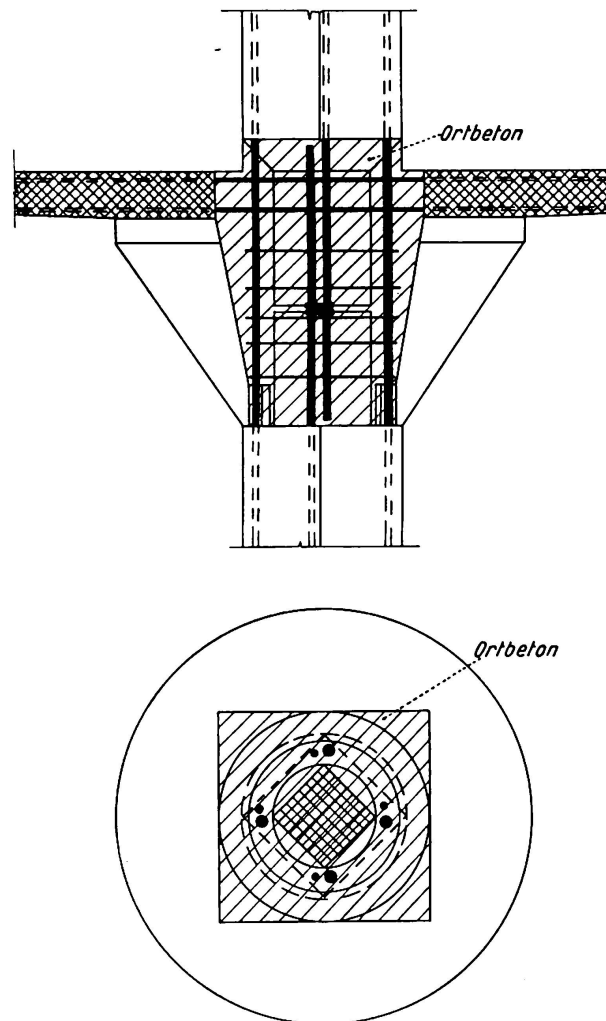


Fig. 4.

4. Schweiß- und Schraubenverbindungen

Als Schweiß- und Schraubenverbindungen werden jene Verbindungen betrachtet, wo die Schnittkräfte im wesentlichen mittels den einbetonierten stählernen Teilen übertragen werden und nur einen nachträglichen Zementmörtelverguß erfordern.

Sie werden entweder a) biegungsfeste oder b) gelenkige Verbindungen.

Ihre Durchbildung wird vereinfacht, wenn an einer Stelle nur die gleichen Skeletteile zu verbinden sind, d. h. Unterzug mit Unterzug oder Stütze mit Stütze.

4.1. Biege feste Verbindung der Unterzüge (Fig. 5)

Die Unterzüge liegen auf den Konsolen der durchlaufenden ungestoßenen Stützen auf. Die von der Stütze seitlich herausragenden Stahleinlagen werden an die im Unterzug einbetonierten [-Profile und Flacheisen geschweißt.

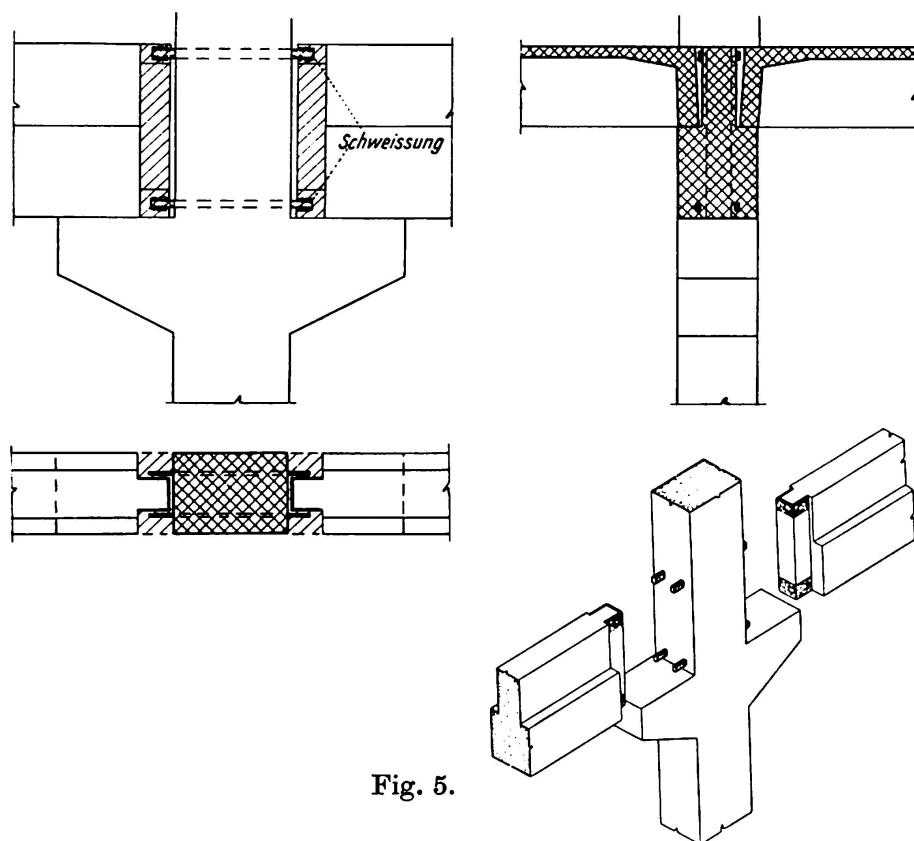


Fig. 5.

4.2. Gelenkige Verbindung der Rahmenriegel (Fig. 6)

Aus einem Riegel steht ein einbetoniertes [-Profil hervor, im anderen wird eine Aussparung freigelassen. Die Teile werden miteinander verbunden, indem der in die Aussparung herausstehende Dorn an das [-Profil geschraubt wird. Die Aussparung wird mit Zementmörtel vergossen.

4.31. Gelenkiger Stoß der Rahmenstiele (Fig. 7). Der I. Querschnitt der Stütze geht beim Stoß in einen Rechteckquerschnitt über. Dadurch entsteht ein Sockel in welchen kurze Stahlrohrstücke einbetoniert werden. Die aus der unteren Stütze herausragenden Stahleinlagen werden mit Gewinden versehen und mit Hilfe der Rohre zum Sockel verschraubt. Die Rohre werden mit Mörtel vergossen.

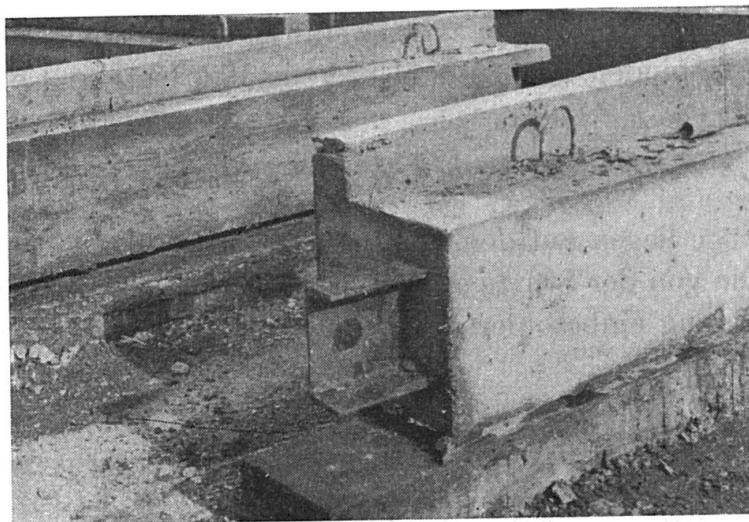


Fig. 6a.

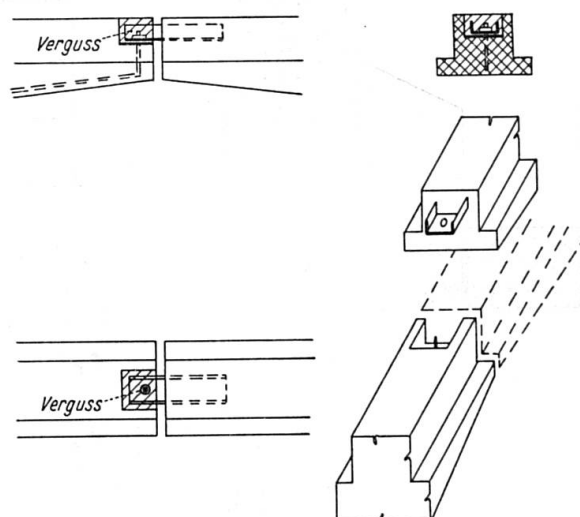


Fig. 6b.

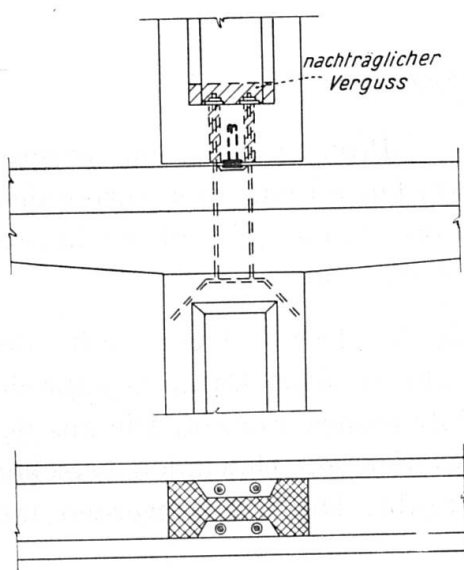
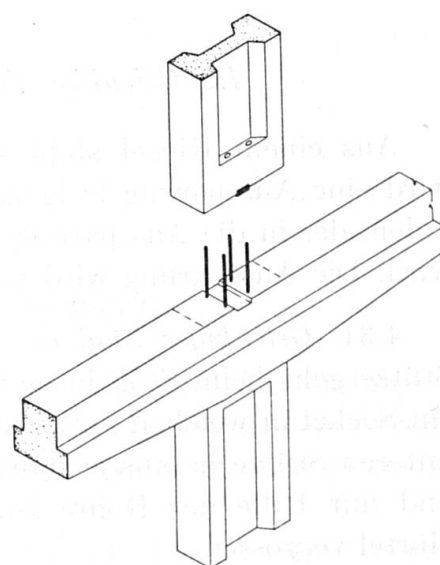


Fig. 7.



4.32. *Gelenkiger Stützenstoß über Deckenhöhe versetzt* (Fig. 8). Die in beide Stützteile einbetonierten Winkelleisen werden miteinander verschweißt.

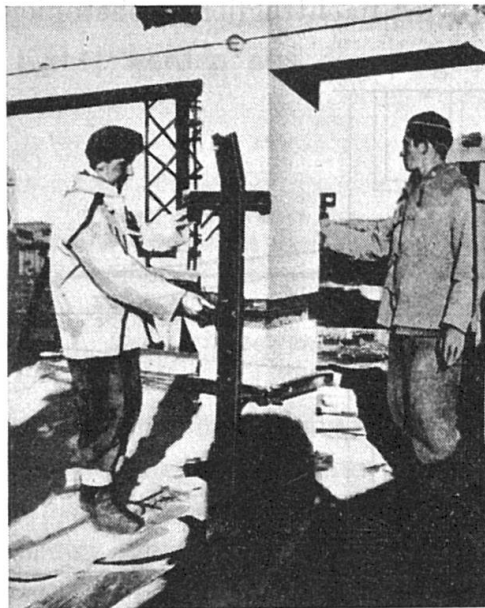


Fig. 8.

4.4. Bemessung

Die Verbindungen 4.1. und 4.31. werden wie gerissene Betonquerschnitte bemessen. Auch die Verbindung 4.32. kann geringe Biegemomente aufnehmen. Die «gewisse» Einspannung ist besonders bei der Stabilitätsuntersuchung vorteilhaft.

5. Vorspannverbindungen

Fertigbalken werden seit langem über die Stützen durch gerade oder gekrümmte Spannglieder zusammengespannt. Eine Durchlaufwirkung kann auch durch die Kupplung der Spannglieder erzielt werden. Diese Methoden eignen sich auch bei den Knoten der mehrgeschossigen Bauten. Nachstehend werden zwei Vorschläge gezeigt, wobei mit anderen, ganz einfachen Mitteln Fertigteile zusammengespannt werden.

5.1. Verbindung bei dem gelenkigen Rahmensystem (Fig. 9)

Die gelenkigen Rahmensysteme nach [3] sind gut geeignet zur Vorspannung. Auf beiden Seiten der Riegel werden je zwei Kabel an ihren Enden in den Riegeln verankert. Sie werden von ihrer freien Lage mittels einer Hebewinde an die seitlich herausstehenden Dorne gehoben. Zuerst werden die kürzeren Kabel an den unteren Dorn, nach dem Versetzen der Deckenele-

mente die längeren Kabel an den oberen Dorn gehoben. Dadurch wird der Stützenstoß ausgebildet und gleichzeitig der Riegel «teilweise» vorgespannt. Die Kabelspannungen werden bei Ungenauigkeiten ca. 5—10% größer oder kleiner. Die Verbindung wird nachträglich ausbetoniert.

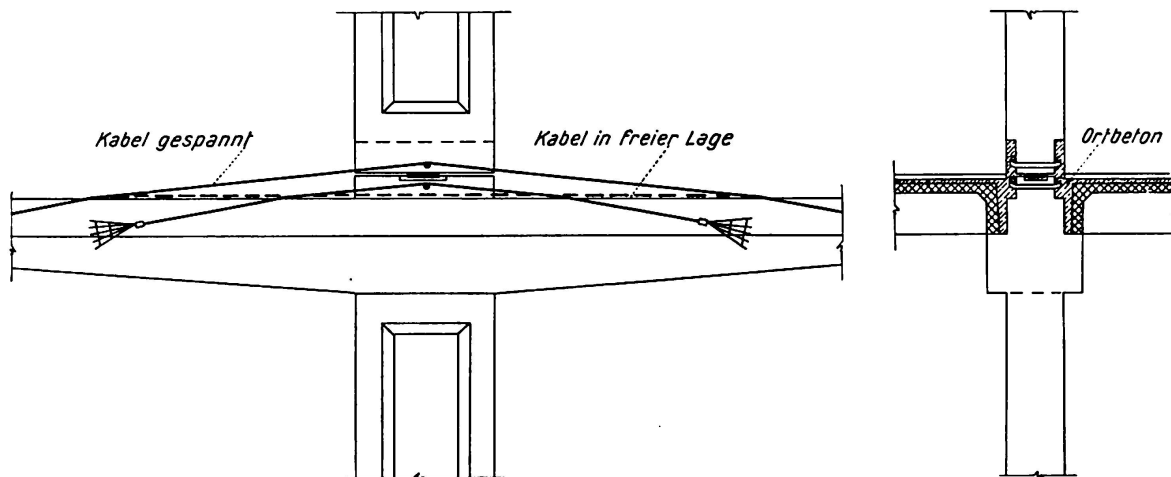


Fig. 9.

5.2. Verbindungen von Stützen und Unterzügen (Fig. 10)

Die Kabel der Unterzüge werden an beiden Enden an einbetonierte Stahlrohre verankert. Nach dem Versetzen der beiden Unterzüge wird eine Kabelschleife an die Stahlrohre gelegt und durch lotrechte Verschiebung vorgespannt. Die Kabel stützen sich nach dem Vorspannen auf die seitlichen Zargen der oberen Stütze. Die Verbindung wird nachträglich ausbetoniert.

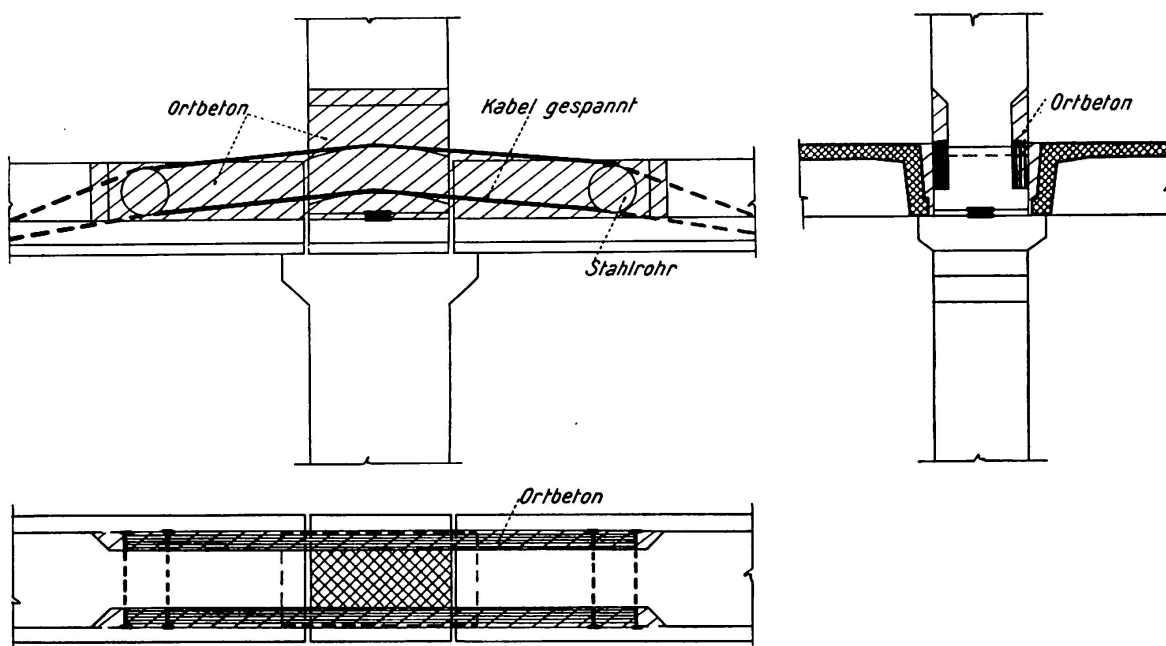


Fig. 10.

5.3. Bemessung

Bei der Verbindung 5.2. muß beachtet werden, daß immer noch Druckreserven von 10—15 kg/cm² bei der Stützeinspannung vorhanden sein sollen. Die Spannungen der Kabel werden aus der aufgezwungenen Verlängerung in üblicher Form berechnet.

6. Kritischer Vergleich der Verbindungsmittel

6.1. Die Ortbetonverbindungen

geben dem Bau einen monolithischen Charakter. Den Anforderungen an die Verbindungen unter 2.1. werden sie aber nur teilweise gerecht, da sie nicht «montiert» werden können, sondern mit nachträglicher Betonierung und Schalung ausgeführt werden müssen. Es ist vorteilhaft, um die Häufung der Stahleinlagen zu vermeiden, die Verbindungen in zwei Etappen zu betonieren oder den Stützenstoß über Deckenhöhe zu versetzen. In diesem Fall wird ein kontinuierlicher Montageablauf nur selten (nur bei sehr großen Grundflächen) erreicht, da man auch die Abbindezeit des Ortbetons bei dem Stützenstoß mitberücksichtigen muß. Man behilft sich mit schnellhärtenden Zementen, mit Gerüsten oder Geräten, die eine zeitweilige Verbindung sichern.

Der Stoß der Armierungen wird durch Überdeckung oder durch sich übergreifende Schlaufen einfach. Das Schweißen der Stahleinlagen soll nur zum Stoß der Stützenbewehrung für die Stahleinlagen in den Ecken angewendet werden, wenn dadurch die obere Stütze bis zur Vollendung der Verbindung gehalten wird. Das Zusammenschweißen, wie das bei Hallenbauten oft angewandt wurde, verlängert wesentlich die Bauzeit und kommt bei den in viel größerer Zahl auftretenden Knoten der Geschoßbauten nicht in Frage.

Die Ortbetonverbindungen besitzen den Vorteil, daß sie gegen Maßungenauigkeiten nicht empfindlich sind.

6.2. Schrauben- und Schweißverbindungen

geben dem Bau keinen monolithischen Charakter, dies wird aber auch nicht angestrebt, denn das statische System der Tragkonstruktion ist eben durch den Einbau von Gelenken gekennzeichnet. Sie besitzen gegenüber anderen Verbindungen den großen Vorteil, daß sie alle den unter 2.1. aufgestellten Anforderungen gerecht werden. Ihr Anwendungsgebiet ist aber beschränkt, da sie bei höheren Bauten als etwa 25,0 m aus Stabilitätsgründen nicht mehr angewendet werden. Nach den Erfahrungen wird die Bauzeit etwa 25—40% kürzer als bei Ortbetonverbindungen, je nach Grundfläche, Geschoßhöhe usw.

Sie sind für Toleranzen empfindlich und verlangen eine genaue Fabrikation und Montage.

6.3. Die Verbindungen durch Vorspannen

geben dem Bau den gleichen monolithischen Charakter wie die Ortbetonverbindungen. Mit der Ausbildung der Verbindung werden auch die Unterzüge vorgespannt. Die Montagebedingung wird aber nur teilweise erfüllt, da die Vorspannung nur nach dem Erhärten des Ortbetons aufgebracht wird und deshalb der Montageablauf Lücken erleiden kann. Sie werden statt den Ortbetonverbindungen bei größeren Spannweiten oder bei gelenkigen Systemen bevorzugt. Gegen Toleranzen sind sie ebenso empfindlich wie die Schrauben- und Schweißverbindungen.

Schrifttum

1. DE KLERK, «Flugstützpunkte in Grönland und Island in Fertigbetonbauweise». Die Bautechnik (34) 1957. H. 6.
2. J. WEISZ, «Industrialisierung der Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen bei Hallenbauten und Lagerhäusern in Ungarn». Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau, Berlin 1958, VEB Verlag Technik.
3. KONCZ, «Anwendung gelenkiger Stahlbetonfertigteile für mehrgeschossige Industriebauten». Schweizerische Bauzeitung (78) 1959. H. 14.
4. RZĘDOWSKI-KOPYCINSKI, «Aktuelle Baumethoden und Baukonstruktionen im polnischen Bauwesen». Wie [2].
5. FRIESECKE, «Kraftschlüssige Verbindungen von Stahlbeton-Fertigteilen». Beton- und Stahlbetonbau 1957. H. 2.
6. SCHEUNERT, «Die Beanspruchungen im Stoß von Fertigbetonstützen». Die Bautechnik (34) 1957. H. 1, 4, 5.

Zusammenfassung

Geschoßbauten der Industrie werden wegen der großen Zahl gleicher Elemente in verbilligter Massenproduktion oft vorteilhaft mit Stahlbetonfertigteilen ausgeführt. Das zu hebende Gewicht der Einzelteile wird geringer als bei den Hallenbauten, die Anzahl und dadurch die Wichtigkeit der Verbindungen hingegen größer. Je nach der Wahl des Konstruktionssystems und der Montage werden verschiedene Verbindungsmittel angewendet.

1. Ortbetonverbindungen durch Stoßen der Stahleinlagen, wenn biegungsfeste, monolithische Knoten benötigt werden. (Bei hohen Bauten $H > 25,0$ m.)

2. Verbindungen durch Verschrauben oder Verschweißen einbetonierter Walzprofile, wenn die Stabilität des Baues auch ohne biegefesten Knoten gesichert wird. (Konstruktionen mit ungestoßenen Stützen, gelenkige Rahmensysteme.)

3. Verbindungen durch Zusammenspannen der Einzelteile, die dem Bau den gleichen monolithischen Charakter verleihen können wie die Ortbetonverbindungen.

Die Möglichkeiten der baulichen Durchbildung wurden durch Beispiele — vorwiegend nach den Entwürfen des Verfassers — geschildert.

Summary

Multi-storey industrial buildings can often be built more cheaply with precast concrete members, because mass production at lower cost is possible, owing to the large number of similar elements. The weight of these precast concrete members will be less than in the case of industrial halls, but the number and the importance of assemblies will be greater. Depending upon the system of construction and method of erection employed, the assemblies can be carried out by various methods:

1. Assemblies by means of in situ concrete and joining of the reinforcements, if rigid and monolithic assemblies are required (height of buildings ≥ 80 ft.).

2. Assemblies in which steel components are welded or bolted together, if rigid connections are not necessary for the stability of the structure (structures with columns built without assemblies over the entire height, and structures with hinged frame members).

3. Assemblies in which precast components are prestressed and which impart the same monolithic character to the structures as assemblies by means of in situ concrete.

Some examples of possible constructions are illustrated in the figures; the majority of them are taken from the author's own plans.

Résumé

Il est souvent avantageux d'exécuter les bâtiments industriels à étages à l'aide d'éléments préfabriqués en béton armé; les pièces identiques très nombreuses peuvent ainsi être fabriquées en série à bon compte. Le poids des éléments à mettre en place est moins élevé que dans les halles industrielles; le nombre et par là l'importance des assemblages est par contre plus grande. Selon le choix du système de construction et de montage, on peut utiliser divers procédés d'assemblage.

1. Assemblages à l'aide de béton de chantier, avec joints de recouvrement des armatures, si l'on désire des nœuds rigides et monolithes (bâtiments élevés $H > 25,0$ m).

2. Assemblages par boulonnage ou soudure de profilés en acier pris dans le béton, lorsque la stabilité de l'édifice est assurée même sans nœuds rigides (constructions avec piliers d'une pièce, cadres articulés).

3. Assemblages par précontrainte des éléments préfabriqués, ce qui donne à l'ouvrage le même caractère monolithe que les assemblages au moyen de béton de chantier.

L'auteur montre les applications des différents procédés, à l'aide d'exemples tirés en grande partie de projets qu'il a étudiés.

V b 1

Das Problem der Zwängungsspannungen infolge Kriechen und Schwinden bei aus Stahlbetonfertigteilen hergestellten Konstruktionen und seine praktische Bedeutung

The Problem of Stresses Due to Restraint, Induced by Creep and Shrinkage, in Structures Composed of Precast Reinforced Concrete Members and its Practical Significance

Le problème des contraintes coercitives résultant du fluage et du retrait dans les ouvrages construits à partir d'éléments préfabriqués en béton armé. — Importance pratique

HERRMANN RÜHLE

Dr. Ing., Dresden

1. Allgemeines

Es liegt in der Natur des Stahlbetons, daß wohl die meisten Konstrukteure auch bei der Verwendung von Fertigteilen versuchen, zu den für diese Bauweise typischen Konstruktionen zu kommen. Dabei bedient man sich in der Praxis gern der folgenden beiden Lösungen:

- a) Vollständig vorgefertigte Betonelemente werden zunächst ohne Zusammenschluß montiert und anschließend durch Verbindungsmittel wie z. B. Überdeckungs-, Vorspann-, Schweiß- oder Bolzenstöße biegesteif oder gelenkig zu dem gewünschten System verbunden.
- b) Man fertigt das Bauwerk nur teilweise vor, indem man Fertigteile montiert und dann durch bauseitig eingebrachten Beton ergänzt.

Beide Konstruktionsmethoden führen zu Tragwerken, die sich im System oft nur wenig von denen aus Monolithbeton hergestellten unterscheiden.

Eben, weil eine Anpassung an die monolithische Betonbauweise erreicht wird, ist es durchaus naheliegend, daß auch Berechnung und Bemessung der beschriebenen Bauwerke oft nach den für Monolithbeton zutreffenden Grund-

sätzen vorgenommen werden. Zweifel an der Zuständigkeit solcher Untersuchungen führten in den letzten Jahren zu einer beachtlichen Anzahl von Arbeiten, die sich mit diesem Problem theoretisch und versuchstechnisch auseinandersetzten ([1]—[38] u. a.).

Da der 6. Kongreß der IVBH diesen Fragenkomplex zur Diskussion stellt, möchte es der Verfasser — obwohl seine diesbezüglichen theoretischen und versuchstechnischen Erkenntnisse schon veröffentlicht sind — nicht unterlassen, eine Zusammenfassung derselben besonders im Hinblick auf die praktische Bedeutung vorzulegen. Gleichzeitig werden einige hauptsächliche Vorschläge für die Berechnung und Bemessung bekanntgegeben.

2. Zur Berechnung der durch Stöße nachträglich biegesteif verbundenen Tragwerke aus Stahlbetonfertigteilen

In der Regel beschränkt man sich bei Montagebauten auf eine Untersuchung der verschiedenen Montagezustände, rechnet das endgültige vorhandene System nach den Gesichtspunkten des Monolithbetons, wobei man sich bei beiden Vorgängen der üblichen Mittel der Elastizitätstheorie bedient. Ist es richtig, die Berechnung praktisch auf Untersuchungen und Superposition der Spannungszustände vor und nach der Verbindung der Fertigteile beruhen zu lassen?

Es soll versucht werden, diese grundsätzlichen Fragen in der Folge zu beantworten.

Wie mehrere Arbeiten [2], [12], [15], [18], [26] theoretisch nachgewiesen haben, bleiben bei zusammengesetzten und nachträglich biegesteif verbundenen Fertigteilkonstruktionen nach dem Verbund der Elemente Dauerspannungen und damit Formänderungen bestehen, die die Kontinuitätsbedingungen nicht erfüllen. Dadurch entstehen infolge der plastischen Formänderungen Zwängungsspannungen, die wiederum Schnittkraftumlagerungen auslösen. Mit der Zeit können sich die Schnittkräfte bei genügend großem und infolge z. B. sehr kleinen Bewehrungsgehaltes nur geringfügig behindertem Kriechvermögen derart ausgleichen, als wären die Verbindungen bereits vor den Deformationen geschlossen gewesen. In einem solchen Falle ergeben sich Schnittkräfte, die nahe an die eines gleichen monolithischen Systemes heranreichen.

Als erster hat wohl CRAEMER [2] auf die Tatsache derartiger Einflüsse hingewiesen. Darauf aufbauend führte der Verfasser theoretische Untersuchungen nach dem Differentialgleichungsverfahren durch, deren Ergebnisse in [12] ausführlich beschrieben sind.

Den Betrachtungen lagen die von DISCHINGER geschaffenen Grundlagen der Kriechtheorie [1] uneingeschränkt zugrunde. Erweitert man bei einem System die Kontinuitätsbedingungen aus den elastischen Verformungen mit

$$\epsilon_{elast} + \epsilon_{plast} = \epsilon_0 + \epsilon_0 \varphi_n (1 - e^{-t}) \quad (1)$$

auf die plastischen, so erhält man als 1. Zeile für den Fall, daß die Last im Zeitpunkt $t=0$ aufgebracht wird, folgenden Drehwinkel am einen Ufer des betrachteten Stabes:

$$\psi'_{i,r} = \psi_{i,r0} + \psi_{i,r0} \varphi_n (1 - e^{-t}) + \psi_{i,r} + \psi_{i,r} \varphi_n (1 - e^{-t}). \quad (2)$$

Schließt man zwei Stäbe in einem Punkt biegesteif zusammen, dann gilt:

$$\frac{d\psi'_{i,rt}}{dt} = \frac{d\psi'_{k,lt}}{dt}. \quad (3)$$

Wird Gl. (2) nach dt differenziert, so ergibt sich nach Umformung für ein statisch n -fach unbestimmtes System statt der üblichen Elastizitätsgleichungen ein System simultaner Differentialgleichungen, das bei Annahme der Randbedingungen $t=0$ und $\varphi_t=0$ lösbar ist. Weisen die einzelnen Fertigteil-elemente Altersunterschiede oder infolge längerer Ablagerung Kriechschonzeiten auf, so lassen sich diese durch entsprechende Wahl der Kriechzahlen berücksichtigen. Ebenso kann man durch Einführung einer «behinderten» Kriechzahl die Einflüsse der Bewehrung abschätzen. KOLLÁR [18] kommt zu gleichen Ergebnissen, benutzte aber dazu die Colonettischen Sätze für das Kriechen. Diese Annahmen vereinfachen die Rechenarbeit ganz wesentlich und führen zu einfachen Rechenbeziehungen, die z. B. für praktische Untersuchungen sehr zu empfehlen sind.

In einer Dissertation beschäftigte sich PASCHEN [26] mit diesen Problemen, wobei er besonders auf den Fall einging, daß das Tragwerk aus lauter verschiedenen alten, zu verschiedenen Zeitpunkten miteinander verbundenen Fertigteilen zusammengesetzt ist.

HABEL [15] schätzte in einer interessanten Arbeit den Einfluß der Bewehrung auf die Zwängungsspannungen ab und folgerte, daß die aufgebauten Schnittkräfte klein ausfallen und auch die Betonzugspannungen wegen des langsamen Anwachsens der Stützenmomente während des Kriechens kleiner als die nach anderen Theorien erhaltenen sind.

Der Verfasser neigt bei Betrachtung aller dieser Ergebnisse zu folgender Auffassung:

a) Die Schnittkräfte infolge Zwängungen sind nur für den Gebrauchszustand, also eine Einschätzung der Rissesicherheit, interessant. Bei einer Betrachtung des Tragwerkes nach Grenzzuständen sind sie ohne Bedeutung.

b) Bei durch biegesteife Stöße zusammengeschlossenen Fertigteilen werden infolge Kriechen an ausgezeichneten Punkten, z. B. beim Durchlaufträger an den Mittelstützen, mit der Zeit wachsende Eigengewichtsmomente entstehen, die bei unbehinderten und hohen Kriecheigenschaften des Betons bis nahe an die elastizitätstheoretischen Sollwerte des Durchlaufträgers heranreichen können.

c) Diese Schnittkraftumlagerungen fallen um so niedriger aus, je höher der Bewehrungsgrad des Betons liegt. Sie sind, wie HABEL ausführlich nachgewiesen hat, in starkem Maß vom Bewehrungsgrad abhängig.

d) Macht die ständige Last nur einen geringen Teil der Gesamtlast aus, so dürften derartige Untersuchungen überhaupt gegenstandslos sein, da die Schnittkraftumlagerungen vernachlässigbar klein sind. Die später hinzukommenden Lasten bedingen dann meistens über den Stützen sowieso eine entsprechende Bewehrung.

e) Besondere statische Untersuchungen sind nur dann angebracht, wenn das Eigengewicht oder auch die ständige Nutzlast den größten Anteil der Gesamtlast ausmachen. Es ist dann eine reichlichere obere Bewehrung des Stützenquerschnittes ratsam, die einerseits die Reißdehnung und damit Reißzugspannungen des Betons erhöht und andererseits auch nach dem Auftreten von Rissen die Reißbreiten in vertretbaren Grenzen hält. Ob man für eine Dauer von 2—3 Monaten — das ist ungefähr die Zeit, in der ein großer Teil der Kriechverformungen ablaufen kann — durch grundsätzlich geringere Bemessung der Feldquerschnitte (also z. B. auch für Eigengewicht als Durchlaufträger) eine kleinere Sicherheit im Bauwerk in Kauf nehmen kann, sei noch zu überlegen. Man könnte dann monolithische und aus Fertigteilen hergestellte Durchlaufträger angenähert gleich bewehren, was zu üblichen Berechnungsmethoden führt.

f) Wenn X_0 das elastizitätstheoretische Sollmoment ist, so läßt sich nach HABEL einfach das etwa auftretende Umlagerungsmoment mit

$$X_1 = X_0(1 - e^{-\varphi_n}) \quad (4)$$

bestimmen. Diese Gleichung trifft an sich für den unbewehrte Balken zu. Da das Kriechverhalten infolge seiner vielen Einflüsse schwerlich genau festlegbar ist und auch der Einfluß der Bewehrung nur roh abgeschätzt werden kann, sind genaue Berechnungen sowieso illusorisch. In Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad könnte man etwa mit folgenden Kriechzahlen arbeiten:

$\mu = \frac{F_e}{F_B} \cdot 100$	0	5—7	8—10	11—14	15—20	21—30	31—40
	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7
φ_n	2	1,8	1,75	1,65	1,55	1,4	1,2
	3	2,7	2,6	2,4	2,2	2,0	1,7

Selbstverständlich ist bei diesen Untersuchungen stets eine vorhandene Kriechschonzeit zu berücksichtigen, mit der wir ja gerade bei Fertigteilen oft rechnen müssen.

In diesem Zusammenhang soll die Aufmerksamkeit noch auf eine Tatsache gelenkt werden, die hinreichend bekannt ist, aber oft übersehen wird. Sogenannte «natürliche» Vorspannungen, z. B. durch plötzlich eingetragene und in der weiteren Zeit unverändert wirkende Stützenverschiebungen sind *zwecklos*, da die hierdurch erzeugten Schnittkräfte durch Kriechen zu einem großen Teil wieder abgebaut werden. Der Verfasser hat hierüber einige in [12] gezeigte Untersuchungen durchgeführt. Anders verhält es sich, wenn die Stützen-

senkung langsam mit der Zeit durchgeführt wird, was aber wohl kaum praktische Bedeutung für Fertigteilkonstruktion hat. Selbstverständlich ist hierbei wieder das Kriechvermögen des Betons maßgebend. Wenn man z. B. die Fertigteile sehr lang ablagert, so besteht eine Möglichkeit, bestehenbleibende Schnittkräfte in einer weniger abgeminderten Größenordnung zu erzielen.

3. Zur Berechnung und Bemessung der durch Ortbeton nachträglich verstärkten, teilweise vorgefertigten Betonelemente

Verstärkt man Stahlbetonfertigteile mit Ortbeton, so weisen beide Beton- zonen in der Regel ein unterschiedliches Alter sowie verschiedene Abmessungen und Qualitäten auf. Bei getrennter Betrachtung der beiden einmal verbundlos angenommenen Körper, die auf Biegung beansprucht sein sollen, werden sich ungleiche elastische Verformungen einstellen. Die von der Zeit abhängigen plastischen Formänderungen infolge Kriechen und Schwinden zeigen bei beiden Teilen ebenfalls verschiedene Größe und Verlauf. Durch Bügel, schräge Schub- eisen und *in sehr starkem Maß* auch durch die Haftung wird der notwendige starre Verbund zwischen den beiden Beton- zonen hergestellt. Die Biegelinien beider Körper müssen demzufolge identisch werden. Es entstehen Zwängungs- spannungen, d. h. es wird ein Eigenspannungszustand aufgebaut, der zu Spannungsumlagerungen am Verbundquerschnitt führt.

Besitzen die unter 2. angeführten theoretischen Untersuchungen über Schnittkraftumlagerungen an nachträglich zusammengesetzten Fertigteil- systemen doch eine gewisse praktische Verwendbarkeit, auch wenn man sich über den konventionellen Charakter der Elastizitätstheorie bei Stahlbeton- bauten durchaus klar sein muß, so sind *rein theoretische Spannungsunter- suchungen*, die mit Hilfe eines mathematisch exakten Aufwandes an Stahl- betonquerschnitten durchgeführt werden, immer sehr kritisch zu betrachten. Das soll nicht heißen, daß man besser darauf verzichtet. Erst durch Theorie und Versuch wird man den etwa zutreffenden Verhältnissen auf die Spur kommen können. Natürlich unter der Einschränkung, daß so manche grund- sätzliche Gesetzmäßigkeiten des Betons noch nicht geklärt sind.

3.1. Stand der theoretischen und versuchstechnischen Erkenntnisse

In letzter Zeit haben sich einige Arbeiten theoretisch und versuchstechnisch mit diesen Problemen beschäftigt. Mehrere versuchten mit mathematischen Mitteln zu einer Abschätzung der Größenordnung der Spannungsumlagerungen oder zu Rechenansätzen zu kommen, so u. a. CRAEMER [2], GOSCHY [24], KOLLÁR [25], LIPTAK [31], AVRAM und PESCARU [28], ARUTJUNJAN [9]. Ver- suchstechnisch befaßten sich vorwiegend mit der Erschöpfungslast von Beton- verbundquerschnitten u. a. GRAF und WEIL, EVANS, KLIZ [17], REVESZ,

ZACOPCEANU [27], GOSCHY [35], MICHAILOW [36], wobei es oft galt, die praktische Verwendbarkeit derartiger Konstruktionen nachzuweisen.

Der Verfasser führte theoretische und versuchstechnische Untersuchungen der Eigenspannungsprobleme und Erschöpfungslasten durch (siehe [13], [19], [21], [22], [33], [34], [37], [38]) mit dem Ziel, aus beiden aufklärende Antwort zu erhalten. Bei allen bisher aufgeführten Arbeiten handelt es sich also vorwiegend darum, mehr oder minder zutreffende Bemessungsvorschläge bzw. Spannungs- und Bruchlastnachweise aufzustellen oder das Problem nach I. oder II. Ordnung einzustufen.

Einer anderen Betrachtungsweise, nämlich neue Grundgedanken durch die Betonverbundweise an Konstruktionen heranzutragen, sind, soweit man das überschauen kann u. a. ABELES, HAJNAL-KÓNYI [6], [11], [4] u. a., KLÜZ [17], MICHAILOW, GESSNER, KOSAK, GRZERGORZEWSKI, ausgeprägt nachgegangen. Sie legten ihren Arbeiten den sogenannten «Spannbrett-Gedanken» zugrunde. Ein solcher Querschnitt ist in seinem Gebrauchsspannungszustand und Rißbildung mit monolithischen Stahlbetonbalken wenig vergleichbar. ABELES und HAJNAL-KÓNYI sehen für ihre Konstruktionen von vornherein in Quantität und Qualität stark unterschiedliche Betonzonen voraus und kombinieren diese oft mit einer teilweisen Vorspannung.

Alle Arbeiten haben sich gegenseitig zweifellos befruchtet und wesentlich ergänzt, so daß man es wagen kann, in der Folge einige Konstruktions- und Bemessungsvorschläge zu bringen.

3.2. Die praktischen Auswirkungen des Zwängungsspannungsproblem

3.21. Kriechen und Schwinden

Im Laboratorium lassen sich diese Verformungszustände einigermaßen erfassen und dann mathematisch festlegen. Die Problematik steht wohl in vielen Beziehungen noch offen und bietet für Forschungen reichliche Gelegenheit.

Bringt man 2 verschieden alte, in ihren Kriech- bzw. Schwindverhalten und Elastizitätseigenschaften unterschiedliche Betone biegesteif zusammen, so versuchen die plastischen Vorgänge verschiedenartig abzulaufen, wobei sie sich gegenseitig notgedrungen «zwängen». Dadurch werden Eigenspannungen aufgebaut, die mathematisch über die Verbundtheorie erfaßbar sind. Das mag alles theoretisch zutreffen. Praktisch verlaufen das Schwinden und auch das Kriechen oft völlig anders. Man hat es hier mit einem komplizierten, von der Luftfeuchte, den Temperaturen, der Sonnenbestrahlung und anderen atmosphärischen Einflüssen abhängigen Vorgang zu tun, der stark unterschiedlich ist und zu den eigentümlichsten Erscheinungen führen kann. Somit scheidet eine absolute Betrachtung von vornherein aus; man kann den tatsächlichen Zustand nur durch Grenzfälle einschließen. Allein so wird es möglich sein, rechnerisch zu einigermaßen glaubhaften Ergebnissen zu kommen. Beim Ver-

bundbalken ist das noch schwieriger als beim monolithischen Spannbetonbalken. Hier haben relative Versuchsbetrachtungen des Verfassers [33], [37] im Laboratorium, kurz zusammengefaßt, folgendes ergeben:

a) Die Schwindmaße sind in hohem Maße von der Luftfeuchte, der Betonmischung und -behandlung, dem Betonvolumen sowie der Lage der Meßstelle abhängig. Das Schwinden als Deformation infolge der Schwindkräfte (Austrocknungszustand) ist ebenfalls vom Erhärtungszustand des Betons abhängig. Bei Verhältnissen im Freien ist man sehr variablen und empfindlichen Größen gegenübergestellt, deren Ansatz in Berechnungen nur mit Vorsicht vorgenommen werden darf. Man kann aber zu Recht jedem Beton die Grenzen seines Schwindverhaltens zuordnen. Das Schwindkriechen spielt hierbei eine wesentliche Rolle.

b) Das Kriechen setzt sich im Hauptteil aus folgenden Komponenten zusammen:

- Irreversible spontane plastische Längenänderung in Art einer Setzung.
- Irreversible Längenänderung als sogenanntes Kriechen.
- Elastische Nachwirkung.

Während bei den üblichen theoretischen Untersuchungen meist das gesamte Kriechen in Ansatz gebracht wird, haben die Versuche gezeigt, daß nur die irreversiblen Längenänderungen (das sind etwa 60 bis 80% des Gesamtkriechens) auf den Eigenspannungszustand von Einfluß sein dürften, da nur diese Teile des Kriechens vom Alter des Betons abhängig sind. Man kann also auch hier nur mit Vorsicht an eine rechnerische Erfassung der Eigenspannungen herangehen.

3.22. Der Verbund

Wohl der wesentliche Bestandteil derartiger Betrachtungen ist der Verbund.

Mit dem grundsätzlichen Grenzflächen-Problem des Verbundes zwischen Betonen haben sich bisher leider nur wenige Arbeiten befaßt [3]. Auf welchen physikalischen Gesetzen er beruht, ist noch schwerlich zu sagen. Laboratoriumsversuche des Verfassers in Form von mikroskopischen Betrachtungen mineralogischer Dünnschliffe und die Praxis zeigen eindeutig, daß dieser Verbund außerordentlich gut sein kann. Selbst bei Verzicht auf eine zusätzliche Verbübelung durch Schrägstäbe, Bügel u. a. bleibt der Verbund im ungerissenen Gebrauchszustand starr. Gegenseitige Verschiebungen konnten dann nicht beobachtet werden. Diese Feststellung ist wesentlich. Versuche des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton haben zudem erbracht, daß sich senkrechte oder schräge Verbundflächen in dieser Hinsicht günstiger verhalten als waagrechte. Überschreitet man bei Bildung von Rissen die Gebrauchslast, so bleibt der Haftverbund beider Betonzone schon etwas mehr einem Zufall überlassen; die Verbundmittel (Schrägstäbe, Bügel usw.) gewinnen so Bedeutung für diesen Zustand. Der Verbund kann dann elastisch sein [23], [30]. Dies ist von

der Größe der Haftspannungen, also von Lage und Umfang der Verbundfläche, abhängig. Die Betrachtungen sind wichtig für die Bemessung der Verbundmittel. Bei durch geeignete Fugenausbildung niedrig gehaltenen Haftspannungen wird der Verbund auch bis zum Bruch starr bleiben.

3.23. Eigenspannungen

Durch die schon beschriebenen Verformungsbedürfnisse beider Betonzone werden Eigenspannungen aufgebaut (CRAEMER, GOSCHY, LIPTAK und der Verfasser haben hierüber theoretische und versuchstechnische Untersuchungen durchgeführt, die in der Literatur ausführlich beschrieben sind).

Theorie und Versuche lassen zusammengefaßt folgende Ergebnisse erkennen:

a) Die Eigenspannungen aus den verschiedenen Schwindzuständen beider Betonzone führen im Richtungssinn theoretisch und versuchstechnisch zu etwa gleichen Ergebnissen. Der Abbau durch Schwindkriechen ist nicht so kräftig, da das Schwinden über die Zeit sehr ungleichmäßig verläuft, wobei das Quellen infolge veränderlicher äußerer Zustände eine Rolle spielt.

Verwenden wir für den größeren Anteil des Querschnittes Ortbeton und halten den Fertigteilquerschnitt klein, so folgen in Größe und Vorzeichen günstigere Eigenspannungen als theoretisch oft vermutet. Das ist plausibel und an Spannbrettern auch praktisch beobachtbar. Bei Plattenbalken, deren Platte aus Ortbeton nachträglich hergestellt wird, kann man für den Eigenspannungszustand mit einer mitwirkenden Plattenbreite $b = (2,0 \text{ bis } 2,5) \cdot b_0$ rechnen. Es ist viel zu ungünstig, bei Untersuchungen mit der vollen Plattenbreite zu rechnen, da die äußeren Fasern zum wirklichen oder gedachten Rand der Platte zu wenig oder nicht von dem Fertigteil behindert werden.

b) Alle theoretischen Arbeiten ergeben, daß bei größerem Ortbetonanteil und weit auseinanderliegenden Kriechzuständen beträchtliche Spannungsumlagerungen entstehen können.

Nach Versuchen zu urteilen, ist dies nicht in dem Maß der Fall. Hier spielt u. a. der schon beschriebene, einzig in die Rechnung einzuführende irreversible Anteil des Gesamtkriechens mit einer wesentlichen Rolle. Im Zustand I der Stahlbetontheorie verlagert sich tatsächlich die Nulllinie bei Zunahme der Zugspannungen etwas nach unten.

c) Die Durchbiegungen lassen interessante Schlüsse auf das Arbeiten des Verbundbalkens zu. Zum Beispiel erzielt man bei Kombination eines schlechten Betons in der Druckzone und eines guten Betons in der Zugzone Verhältnisse, wie man sie hätte, wenn man den gesamten Querschnitt aus gutem Beton herstellt. Dabei gilt als Voraussetzung, daß die Zugzone ungerissen bleibt.

d) Zweifellos müssen die Spannungsumlagerungen nach der Art des Rißzustandes betrachtet werden. In diesem Zusammenhang ist es wichtig, Aufschlüsse über Risse zu geben, die etwa durch Spannungsumlagerungen auf-

treten könnten. Über diesen wesentlichen Punkt läßt sich folgendes zusammenfassen:

Bei zum Fertigteil relativ kleinen Ortbetonverstärkungen sind Rißverhalten und Rißbild wie bei einem monolithischen Balken aus der Betongüte des Fertigteiles. Bei großem Ortbetonanteil ist die Rißlast wesentlich von der Güte des Fertigteiles abhängig. Hohe Zugfestigkeit des Fertigteiles schafft hier dem monolithischen Balken gleichwertige Verhältnisse.

Vergleicht man einen monolithischen Balken mit einem Balken, der aus einem Fertigteilbrett und Ortbeton besteht, so sieht man, daß beim Verbundbalken die Risse (sehr oft bis nahe an die Bruchlast heran) nur bis zur Fuge reichen, während der Ortbeton ungerissen bleibt. MICHAÏLOW [36] hat nachgewiesen, daß bei einer Koppelung von nicht vorgespanntem Beton mit vorgespannten Elementen das Entstehen von Zugrissen im Ortbeton bis etwa zu $0,3\text{‰}$ Dehnung hinausgeschoben werden kann. Diese Ergebnisse werden auch von Versuchen des Verfassers bestätigt.

e) Zum Bruch zu werden die Zwängungsspannungen kompensiert. Die Erschöpfungslast wird von den Eigenspannungen nicht beeinflußt.

3.24. Zusammenfassende Betrachtung

Die Spannungsumlagerungen haben für die Brauchbarkeit von Betonverbundbalken folgende Bedeutung:

Bei schlaffer Bewehrung

a) Grundsätzlich ist nach theoretischen und versuchstechnischen Untersuchungen festzustellen, daß das Eigenspannungsproblem als ein Problem II. Ordnung angesehen werden sollte.

Es steht fest, daß durch Kriechen Spannungsumlagerungen zum Fertigteil hin entstehen. Das Mehrschwinden erzeugt im Ortbeton Zugspannungen und im Fertigteil Druckspannungen bzw. je nach Querschnitt in den unteren Fasern Zugspannungen. Bei vielen gebräuchlichen Querschnitten werden sich diese Spannungen zu denen aus der Belastung im günstigen Sinne superponieren können. Die Eigenspannungszustände aus Kriechen und auf Schwinden gleichen sich so oft angenähert aus. Dies gilt für Zustand I der Stahlbetontheorie.

b) Dieser Ausgleich ist auch im Zustand II vertretbar, wie KOLLÁR [25] nachgewiesen hat. Da man dazu neigt, die Stahlbetonbemessung immer mehr nach Grenzzuständen durchzuführen, dürfte im Zustand II das Eigenspannungsproblem sowieso schon an Interesse verlieren.

c) Für Verstärkungen mit einem Verhältnis $\frac{F_{\text{Ortbeton}}}{F_{\text{Fertigteil}}} \leq 0,5$ kann man auf jeden Fall den Gesamtquerschnitt untersuchen, als wäre er insgesamt aus dem Beton des Fertigteiles hergestellt. Dies auch in Hinsicht auf Durchbiegungen bzw. Rißzustand.

Bei einem Verhältnis $\frac{F_{\text{Ortbeton}}}{F_{\text{Fertigteil}}} \geq 0,5$ superponieren sich die Spannungs-

umlagerungen im günstigen Sinn. Das Rißbild fällt andersartig aus als bei monolithischen Balken. Es sind dabei immer die Spannungen infolge Vorbelastung zu beachten.

d) Über die Umlagerungen der Schubspannungen wurden ebenfalls theoretische Untersuchungen angestellt [34]. Man darf diese mit Recht wie bei einem monolithischen Balken betrachten.

Bei vorgespannter Bewehrung

a) Hier kann es bei großen ständigen Lasten und großen Altersunterschieden sowie merklich auseinanderliegenden Schwindzuständen von Ortbeton und Fertigteil (wenn $\frac{F_{\text{Fertigteil}}}{F_{\text{Ortbeton}}} \leq 0,5$) angebracht sein, die Eigenspannungen mit einfachen Methoden nachzurechnen. Spannt man die Konstruktion voll vor, so ist man daran interessiert, daß keine Zugspannungen in der unteren Faser auftreten. Da die Spannungsumlagerungen aber dazu führen können, möchten sie beachtet werden. Dies gilt auch für die beschränkte Vorspannung, wo man die Zugspannungen unbedingt in vertretbaren Grenzen halten will.

b) Vorschläge für die Spannungsnachweise. Man kann die Eigenspannungen nach der Verbundtheorie (u. a. [2], [13], [24], [31]) rechnen, was an sich nicht kompliziert, aber doch mit einigem Arbeitsaufwand verbunden ist. In Hinsicht auf die Unzulänglichkeiten der Kriech- und Schwindannahmen ist eine auch noch so exakte Berechnung auf jeden Fall einer Eingrenzung mit mehreren Annahmen unterlegen. Man sollte den Umfang der Berechnungen nicht weiter anschwellen lassen und für alles, was mit Kriechen und Schwinden zu tun hat, einfachste Ansätze wählen und mit diesen Grenzfälle untersuchen.

Der Verfasser möchte in der Folge einige einfache Berechnungsvorschläge für die Eigenspannungen geben:

Kriechen

Man erfaßt den elastischen und plastischen Gebrauchszustand durch Einführung eines dem Spannungsnachweis zugrunde gelegten ideellen Querschnittes in der Art, wie Rüsch in den Erläuterungen zu DIN 4227 empfohlen hat. Diesen Querschnitt erhält man durch Einführung des Verhältnisses der E -Module von Ortbeton und Fertigteil in die Querschnittswerte. Dieses Verhältnis η reduziert die Breite des nachträglich aufgebrauchten Querschnittes aus Ortbeton.

Mit einer solchen Annahme lassen sich die Spannungen am Verbundquerschnitt vor dem Kriechen ($t=0$) leicht bestimmen. Es gilt:

$$\eta = \frac{E_a}{E_n}, \quad (5)$$

$$I_{a+n} = I_n + s_n^2 F_n + \eta (I_a + s_a^2 F_a), \quad (6)$$

$$a \equiv \text{Fertigteil}, \quad n \equiv \text{Ortbeton},$$

$$M_a = \eta \frac{I_a}{I_{a+n}} M_0; \quad M_n = \frac{I_n}{I_{a+n}} M_0, \quad (7)$$

$$N = \frac{F_n s_n}{I_{a+n}} M_0 = \eta \frac{F_a s_a}{I_{a+n}} M_0,$$

$$\sigma_{n,o/u} = \frac{N}{F_n} \pm \frac{M_n n, n'}{I_n}; \quad \sigma_{a,o/u} = \frac{N}{F_a} \pm \frac{M_a a, a'}{I_a}. \quad (8)$$

Die Spannungsumlagerungen nach dem Kriechen kann man mit folgenden Annahmen einfach untersuchen.

Für die Stahlverbundbauweise wurde von FRÖHLICH [5] vor Jahren ein Näherungsverfahren vorgeschlagen, das darin besteht, den Kriecheinfluß durch eine Erhöhung der Zahl n zu erfassen. Der n -Wert, von dem alle Querschnittswerte und damit auch Spannungen abhängen, ergibt sich in Abhängigkeit von der Kriechzahl

$$\varphi_n \quad \text{zu} \quad n = n_0 \cdot (1 + \varphi_n). \quad (9)$$

Diese Näherung bedeutet nichts anderes, als daß der Dischingersche ideelle E -Modul des Betons für eine Ermittlung der Spannungen nach dem Kriechen zugrunde gelegt wird

$$1/E_B = (1 + \varphi_n)/E_{B0}. \quad (10)$$

FRÖHLICH hat nachgewiesen, daß man so für gewisse Verhältnisse ausreichende Übereinstimmung mit der exakten Theorie bekommt.

Diesen an sich alten Gedanken hat der Verfasser auf Betonverbundkonstruktionen ausgedehnt und versucht, zu sehr einfachen Methoden der Erfassung von Spannungsumlagerungen zu kommen.

Die Näherung zur streng theoretischen Lösung wurde an etwa 120 Fällen untersucht. Zudem konnten noch versuchstechnische Ergebnisse zum Vergleich herangezogen werden.

Es ist zutreffend, die Berechnung der Spannungsumlagerungen wie folgt durchzuführen:

a) Dem Ort- und Fertigteilbeton werden in oberer und unterer Begrenzung abhängig von der Art der Lagerung, Kriechschonzeit usw. Kriechzahlen zugeordnet. Es folgt:

$$\varphi_{n,a,1}, \quad \varphi_{n,a,2}, \quad \varphi_{n,n,1}, \quad \varphi_{n,n,2}, \quad (11)$$

$$\mu'_1 = \frac{\varphi_{n,a,1}}{\varphi_{n,n,1}}; \quad \mu'_2 = \frac{\varphi_{n,a,2}}{\varphi_{n,n,2}}.$$

b) Wird der Ortbeton erst später auf den schon seit längerer Zeit verlegten Fertigteil aufgebracht, so gilt:

$$\mu'' = e^{-t_0}, \quad (12)$$

t_0 Altersunterschied von Fertigteil und Ortbeton

t läuft ab Zeitpunkt der Verstärkung

c) Die weitere Berechnung erfolgt mit

$$\mu_1 = \mu'_1 \mu''; \quad \mu_2 = \mu'_2 \mu'', \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \eta'_1 &= \eta [1 + \varphi_{n,n,1} 0,6 (1 - \mu_1)], \\ \eta'_2 &= \eta [1 + \varphi_{n,n,2} 0,8 (1 - \mu_2)] \end{aligned} \quad (14)$$

nach den Formeln (5) bis (8).

Dabei wird auf $\varphi_{n,n}$ bezogen, das nur mit seinem irreversiblen Kriechanteil (etwa 60 bis 80%) in Grenzen angenommen werden soll.

Umfangreiche Untersuchungen und Vergleiche für verschiedene Querschnittsformen haben ergeben, daß diese Berechnungsart eine zutreffende Näherung zu den theoretischen und versuchstechnischen Werten darstellt. Der Rechengang selbst ist äußerst einfach, so daß es sich stets lohnt, eine Einschätzung der Spannungsumlagerungen vorzunehmen.

Schwinden

Die Eigenspannungen infolge Mehrschwinden des Ortbetons kann man in folgender Weise nachrechnen:

a) Fertigteil und Ort beton werden in oberer und unterer Begrenzung Schwindzahlen $\epsilon_{s,a,1}$; $\epsilon_{s,a,2}$; $\epsilon_{s,n,1}$; $\epsilon_{s,n,2}$ und die dazugehörigen Kriechzahlen (Schwindkriechen) zugeordnet: Es gilt:

$$\mu_{s,1} = \frac{\epsilon_{s,a,1} \varphi_{n,n,1}}{\epsilon_{s,n,1} \varphi_{n,a,1}}; \quad \mu_{s,2} = \frac{\epsilon_{s,a,2} \varphi_{n,n,2}}{\epsilon_{s,n,2} \varphi_{n,a,2}}. \quad (15)$$

b) Für die Grenzfälle $\mu_{s,1}$ und $\mu_{s,2}$ wird folgende Rechnung durchgeführt:

$$M_{s,1} = N_{s,1} c; \quad N_{s,1} = \frac{E_n \epsilon_{s,n,1} (1 - \mu_{s,1})}{\frac{1}{F_n} + \frac{1}{\eta F_a} + \frac{1}{I_n + \eta I_a}}. \quad (16)$$

Daraus folgt:

$$M_{n,s,1} = \frac{M_{s,1} I_n}{I_n + \eta I_a}; \quad M_{a,s,1} = \frac{M_{s,1} \eta I_a}{I_n + \eta I_a}. \quad (17)$$

Die Spannungen erhält man mit

$$\sigma_{n,o/u} = + \frac{N_{s,1}}{F_n} \pm \frac{M_{n,s,1} n, n'}{I_n}, \quad \sigma_{a,o/u} = - \frac{N_{s,1}}{F_a} \pm \frac{M_{a,s,1} a, a'}{I_a}. \quad (18)$$

Obwohl das Schwindkriechen an sich durch ein hohes Kriechmaß φ_n zu berücksichtigen wäre, da es unabhängig von äußeren Belastungen gleich nach dem Abbinden und Erhärten des Betons einsetzt, darf man es auf Versuche schließend aus erläuterten Gründen nicht zu hoch annehmen. Aus ähnlichen Gründen ist ein niedriger E-Modul zu empfehlen.

Vergleichuntersuchungen ergeben eine gute Näherung zur Theorie und zum Versuch für die μ -Werte zwischen 0,7 und 1,0, die in den meisten Fällen prak-

tisch vorkommen werden. Man sollte in dieser Art stets zwei Grenzfälle untersuchen.

Diese Nachweise lassen sich auch bei schlaff bewehrten Querschnitten für Zustand I führen, falls dieser einmal unbedingt einzuhalten ist.

Die Spannungen werden in üblicher Weise superponiert. Dabei müssen die Montagezustände sorgfältig berücksichtigt werden.

c) Hauptzugspannungen. Da bei einer geringfügigen Überschreitung der zulässigen Hauptzugspannungen im Spannbetonbalken eine erhebliche Stahlmenge zur Abdeckung benötigt wird, besitzen die Eigenspannungen hierfür oft große Bedeutung. Verbundquerschnitte begünstigen derartige Überschreitungen. Man soll deshalb von Anfang an darauf achten, daß die rechnerischen Hauptzugspannungen im Gebrauchszustand um einiges kleiner bleiben als die zulässigen. Ein Nachweis läßt sich bei Anwendung eines ideellen Querschnittes in schon beschriebener Weise führen [34]:

$$\begin{aligned} \text{Vor dem Kriechen:} \quad \tau_{xy} &= \frac{Q_x}{2 I_{a+n}} \eta (y_u^2 - y^2), \\ \text{nach dem Kriechen:} \quad \tau_{xy} &= \frac{Q_x}{2 I_{a+n}} \eta' (y_u^2 - y^2). \end{aligned} \quad (19)$$

d) Für Durchbiegung und Rißbild gilt das für die schlaffe Bewehrung schon Gesagte.

e) Die Haftspannungen in den Berührungsflächen von Ortbeton und Fertigteil berechnet man, ohne auf deren Verlauf näher einzugehen, mit:

$$\tau_1 = \frac{Q S_a}{I_{a+n} U},$$

wobei sind:

S_a statisches Moment der η -fachen Querschnittfläche F_a , bezogen auf die Nulllinie.

U Berührungsumfang zwischen Ortbeton und Fertigteil.

In der Regel fallen diese Spannungen für den Gebrauchszustand sehr niedrig aus. Man sollte sie immer kleiner als folgende Werte halten:

Ortbeton	B 225	B 300	B 450
	6	8	9 kg/cm ²

3.3. Der Erschöpfungszustand von Betonverbundbalken

3.31. Ergebnisse theoretischer und versuchstechnischer Untersuchungen

Von Fachleuten wurde sehr häufig die Meinung vertreten, daß die Erschöpfungslast von Betonverbundbalken kleiner sei als die monolithischer Balken mit einer Betongüte des Fertigteiles. Zur Klärung dieser Fragen wurden viele Versuche durchgeführt (u. a. in England von ABELES, HAJNAL-KÓNYI, REVESZ, SAMUELY, EVANS, in Rumänien von ZACOPCEANU, in Polen von

KLÜZ, in Ungarn von GOSCHY und in Deutschland von GRAF, RÜHLE) (vgl. Schrifttum). Man kann aus allen Versuchen folgern, daß unter folgenden konstruktiven Bedingungen die Erschöpfungslast eines Verbundquerschnittes gleich der eines monolithischen ist.

- a) Starrer Verbund zwischen den zwei Betonzonen.
- b) Ausschluß von Schubzerstörungen.
- c) Schwaches Bewehrungsverhältnis mit

$$k_x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_e} < 0,5.$$

Das Bewehrungsverhältnis ist von ausschlaggebender Bedeutung. Bei starker Bewehrung $k_x > 0,5$, die man aus wirtschaftlich-konstruktiven Gründen immer vermeiden sollte, ist die Güte der Druckzone von größerer Bedeutung als bei schwachbewehrten Balken. Hier kann ein spontanes Versagen der Druckzone Anlaß zum Bruch geben. Wesentlich ist der gute Haftverbund zwischen beiden Betonen. Versuche haben gezeigt, daß bei Lösung desselben, also in einem Zustand, wo nur noch ein elastischer Verbund durch die Bügel zwischen Ort-beton und Fertigteil besteht, die Erschöpfungslast um rund 20% sinken kann. Viele Versuche bestätigen, daß der Haftverbund bei normaler Aufräuhung des Fertigteiles, sorgfältiger Ausführung und Bügelanordnung meist bis zum Bruch aushält.

Der Unterschied der E -Module der Betone sowie die Eigenspannungen sind also ohne nennenswerten Einfluß auf die Erschöpfungslast.

3.32. Vorschläge für den Nachweis des kritischen Zustandes vor dem Bruch

Schlaffe Bewehrung

Wie schon festgestellt wurde, besitzen für schlaff bewehrte Verbundquerschnitte die Spannungsumlagerungen in den meisten Fällen eine untergeordnete Bedeutung. Werden solche Querschnitte nach dem Traglastverfahren bemessen, so sollte man wie folgt verfahren:

Werden die in 3.31 angegebenen Bedingungen grundsätzlich eingehalten, so kann man unter folgender Voraussetzung Verbundquerschnitte als einen aus dem Beton des Fertigteiles gedachten Gesamtquerschnitt bemessen:

$$k_x = 0,1 \text{ bis } 0,4 \quad (\epsilon_b < \max \epsilon_b).$$

Bei Verbundbalken mit

$$k_x = 0,41 \text{ bis } 0,5 \quad (\epsilon_b \leq \max \epsilon_b)$$

ist es empfehlenswert, den Nachweis für einen mit dem Verhältnis η errechneten ideellen Querschnitt zu führen oder die niedrigere Würfelfestigkeit des Betons in den Rechenansätzen des Traglastverfahrens für die Druckzone einzuführen.

Bei Fällen mit $k_x > 0,5$

empfiehlt es sich, den gesamten Querschnitt für die Güte des Ortbetons nachzuweisen. Man wird in solchen Fällen tatsächlich eine um 10 bis 20% niedrigere kritische Last erhalten können.

Vorgespannte Bewehrung

Diese Feststellungen gelten auch für vorgespannte Verbundkonstruktionen.

Hier läßt sich der Nachweis auch sehr einfach nach RÜSCH führen. Der Verfasser hält diese Feststellungen für die ausschlaggebenden bei der Bemessung von Verbundquerschnitten und schließt sich der von ABELES und HAJNAL-KÓNYI schon länger vertretenen Meinung nach Durchführung weitgehender Versuche voll an.

3.33. Bemessung der Verbundmittel zwischen Ortbeton und Fertigteil

Um den Verbund auch im Bereich vor der Erschöpfungslast starr zu halten, müssen für seinen Nachweis noch einige Festlegungen getroffen werden.

Zunächst sollte man auf jeden Fall versuchen, durch geeignete Querschnittsausbildung die Haftspannungen zwischen Ortbeton und Fertigteil in Grenzen zu halten, die sich mit

$$\tau_{1,Br} = \frac{Q_{Br}}{Uz} \quad (20)$$

genau genug abschätzen lassen.

Diese Haftspannungen sollen folgende Werte möglichst nicht überschreiten:

B 225	B 300	B 450
10	12	14 kg/cm ²

Die Schubmessungen schlaff bewehrter Betonverbundquerschnitte müssen sich an die üblichen Regeln für monolithischen Beton halten, solange keine neueren und zutreffenderen Ergebnisse vorliegen. GOSCHY [35] gibt für die Schub-sicherheit eine brauchbare Lösung an, indem er eine Bruchschubkraft bestimmt, die entweder zur Lösung beider Betonzonen oder im wohl selteneren Fall zum Bruch der Verbundbewehrung führt. Um diese zu verhindern, muß sein:

$$N_{Bx} = \tau_B b x \geq D_{Bx} \quad (21)$$

oder
$$Z_{B,Sx} = \sqrt{2} n_1 f_{e1} \sigma_{1,g} + 2 n_2 f_{e2} \sigma_{2,g} \geq D_{Bx}. \quad (22)$$

Dabei bedeuten:

- $\tau_B = \sigma_{B/6}$ Bruchschubspannung.
- n_1, f_{e1} Anzahl und Fläche der Schrägstähle im Abstand x vom Balkenende.
- n_2, f_{e2} Anzahl und Fläche der Bügel im Abstand x vom Balkenende.
- $\sigma_{1,g}$ Grenzspannungen $= 0,9 \cdot \sigma_s$.
- $\sigma_{2,g}$ Grenzspannungen $= 0,5 \cdot \sigma_s$.

- $\sum D_{ix}$ Betondruckkraft im Gebrauchszustand im Abstand x vom Balkenende.
 x Länge vom Balkenende.

Die Schubsicherheit soll sein:

$$n_s = \frac{N_{Bx}}{\sum D_{ix}} \geq 2; \quad n_s = \frac{Z_{BSx}}{\sum D_{ix}} \geq 2. \quad (23)$$

Dieser Nachweis wird in [35] u. a. ausführlich beschrieben.

Bei Stahlbetonverbundkonstruktionen mit vorgespanntem Zuggurt können die Verbundmittel aus Stahl wie folgt nach GESSNER [23], [30] vorteilhaft bemessen werden:

$$\Delta Z_{ev, Br} = (Z_{ev, Br} - Z_{ev, \infty}), \quad (24)$$

$$erf F_{e, Bügel} = \frac{\max \Delta Z_{ev, Br}}{\sigma_s} \quad (25)$$

(für halbe Trägerlänge).

- $Z_{ev, Br}$ Unter rechnerischer Bruchlast in der Spannbewehrung auftretende Zugkraft.
 $Z_{ev, \infty}$ Vorspannung nach $S + K$.
 σ_{Sr} Spannung des Bügelstahles bei Erreichen der Streckgrenze.

Zweifellos drängt der gesamte Komplex der Schubprobleme noch viele Fragen auf. Mit vorliegenden Nachweisen und einer wohlüberlegten Konstruktion dürfte man stets auf der sicheren Seite liegen.

3.4. Statisch unbestimmte Stahlbetonverbundsysteme

Stellt man statisch unbestimmte Systeme durch Verstärkung von vorgespannten oder schlaff bewehrten Fertigteilen mit Ortbeton her, so wirken sich in bestimmten Fällen die Eigenspannungen auf die statisch unbestimmten Größen aus. Erweitert man die grundlegenden Erkenntnisse DISCHINGERS [1] über die Beeinflussung der Schnittkräfte statisch unbestimmter Stahlbeton-Bauwerke durch Kriechen und Schwinden des Betons auf die Beton-Verbundbauart, wobei man auf die Arbeiten von KLÖPPEL [7] und SATTLER [10] über die Stahlverbundtheorie zurückgreifen kann, so erhält man folgende Ergebnisse, deren Ableitungen in einer Arbeit des Verfassers [19] beschrieben sind.

- Die infolge unterschiedlicher plastischer Formänderungen von Fertigteil und Ortbeton am Verbundquerschnitt auftretenden Eigenspannungen beeinflussen die statisch unbestimmten Größen und somit das Schnittkraftbild.
- Die bei der Berechnung von statisch unbestimmten Stahlverbundsystemen angewendete Näherungslösung nach KLÖPPEL und SATTLER ist bei sinn-gemäßen Voraussetzungen auch für den Betonverbund brauchbar.

- c) Bei gleichen Trägheitsmomenten bleiben die Eigenspannungen ohne Auswirkungen auf die statisch unbestimmten Größen.
- d) Veränderliche Trägheitsmomente führen zu Schnittkraftumlagerungen, die aber wegen Geringfügigkeit vernachlässigbar sind.
- e) Nachteilige Einflüsse des Schwindens werden bei Betonverbund durch Kriechen noch stärker als bei monolithischem Stahlbeton abgemindert, wobei man ein kleines Schwindkriechen berücksichtigen sollte.
- f) Die Schnittkräfte infolge Stützenverschiebungen werden nicht in dem Maß wie bei den monolithischen Tragwerken durch Kriechen abgebaut; man muß ihnen daher die notwendige Aufmerksamkeit schenken.

Praktische Untersuchungen in dieser Richtung dürften nur bei Konstruktionen gem. 2. e) in Sonderfällen außergewöhnlicher Belastung und Bedeutung des Bauwerkes von Interesse sein.

Schrifttum

1. DISCHINGER, «Verformung und Kriechen des Betons bei Bogenbrücken». Bauingenieur (1937) Hefte 33/34, 35/36, 39/41, (1939) Hefte 5/6, 21/22, 31/32.
2. CRAEMER, «Spannungsumlagerungen in Stahlbetontragwerken, die nachträglich verstärkt oder abschnittsweise hergestellt werden». Ing.-Archiv 14 (1943), S. 119.
3. PFEFFER, «Über die Haftfestigkeit von Neu- und Altbeton». Nachrichten des Österreichischen Beton-Vereins VIII. Jahrgang (1948). Folge 5. Österreichische Bauzeitschrift 3. Jahrg., H. 8/9.
4. ABELES, «Balkenversuche mit britischen vorgespannten Betonschwellen und eine neue Art von Straßenbrücken über Bahnen in England». Beton- und Stahlbetonbau (1950), H. 2, S. 36.
5. FRÖHLICH, «Theorie der Stahlverbund-Tragwerke». Der Bauingenieur (1950), S. 80.
6. ABELES, "Some New Developments in Prestressed Concrete". The Structural Engineer (1951) Nov.
7. KLÖPPEL, «Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses». Der Stahlbau (1951), S. 17.
8. SAMUELY, "Some Recent Experience in Composite Pre-Cast and In-Situ Construction, with Particular Reference to Prestressing". Proc. Inst. n. Civ. Engrs. Part. III Vol. 1 (1952), S. 222.
9. ARUTJUNJAN, «Einige Fragen der Kriechtheorie». Verlag für technische Literatur, Moskau (1952).
10. SATTLER, «Theorie der Verbundkonstruktionen». Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1953).
11. ABELES and HAJNAL-KÓNYI, "Static and Fatigue Tests on Partially Prestressed Concrete Constructions". ACI Journal (1954) Prov. V. 51, p. 361.
12. RÜHLE, «Die Herstellung statisch unbestimmter Systeme durch nachträgliche Verbindung von Stahlbetonfertigteilen». Beton- und Stahlbetonbau (1954), S. 32. Bauplanung und Bautechnik (1954), S. 27.
13. RÜHLE, «Die Ermittlung der zeitabhängigen Eigenspannungen in Verbundkonstruktionen aus Stahlbetonfertigteilen mit Ortbeton». Bauplanung und Bautechnik (1954), S. 420—432.
14. ABELES, «Neuere Versuche und Erfahrungen mit vorgespanntem Beton in England». Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik (1955), H. 10.

15. HABEL, «Zwängungsspannungen statisch unbestimmter Stahlbeton- und Spannbetonbalken». Die Bautechnik (1955), S. 245.
16. HAJNAL-KÓNYI, «Diskussionsbeitrag zu Question II. Paper 6». Kongreßbericht der F.I.P. Amsterdam (1955).
17. KLUZ, «Strunobetonowe Wktadki Deskowe». Warszawa (1955), Budownictwo i Architektura.
18. KOLLAR und KEKEDY, «Über den Einfluß des Kriechens auf den Spannungszustand und auf die Formänderungen statisch unbestimmter Stahlbetonkonstruktionen». Bauplanung und Bautechnik (1955), S. 494.
19. RÜHLE, «Zur Theorie statisch unbestimmter Verbundsysteme aus Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton bei Berücksichtigung der Eigenspannungen aus Kriechen und Schwinden». Beton- und Stahlbetonbau (1955), S. 194.
20. RÜHLE, «Konstruktive Fragen einer teilweisen Vorfertigung». Die Bautechnik (1955), S. 137.
21. RÜHLE, «Die Berechnung von Spannbetonkonstruktionen in Montagebauweise bei besonderer Berücksichtigung des Betonschwindens und -kriechens». F.I.P. Second Congress Amsterdam (1955), Session II, Paper No. 6.
22. RÜHLE, «Die Herstellung statisch unbestimmter Systeme durch nachträgliche Verstärkung und Verbindung von Stahlbetonfertigteilen». «Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Probleme». VEB Verlag Technik, Bln. (1955), S. 285.
23. GESSNER, «Die Berechnung der Bügelbewehrung in Stahlbetonverbundkonstruktionen mit vorgespanntem Zuggurt». Betonstein-Zeitung (1956), S. 503.
24. GOSCHY, «Berechnung der Stahlbetonfertigteilkonstruktionen, verbunden an Ort und Stelle», Vorbericht 5. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Lissabon (1956).
25. KOLLÁR, «Die Wirkung des Schwindens und Kriechens des Betons auf eingerissene Stahlbetonträger». Acta Technica, Tornus XIV, Fasciculi 3–4, Budapest.
26. PASCHEN, «Beitrag zur Frage der Kriechumlagerungen in statisch unbestimmten Betontragwerken». Dissertation TH München (1956).
27. ZACOPCEANU, «Deficientele sistemelor actuale de imbinare a prefabricatelor de beton armat si posibilitatile de imbunatatite a lor». Industrie Constructiilor si a Materialelor de constructii, Bukarest (1956), H. 6.
28. CONSTANTIN AVRAM und PESCARU, «Elementi mixte de plansen de beton si beton precompromat». Buletinul stiintific si Tehnic al Institutului Politehnic Timisoara (1957), Tomut 2, Fa. 2.
29. ABELES, «Cracking of concrete under dynamic loading». RILEM, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm 1957.
30. GESSNER, «Berechnung der Bügelbewehrung in Stahlbetonverbund-Konstruktion mit vorgespanntem Zuggurt». Betonstein-Zeitung (1957), S. 101.
31. LIPTAK, «Rábetonozással, erősített eggütdolgozó vasbetonszerkezetek szamitása UVATERV». Műszaki osztály (1957), Budapest, S. 46.
32. PATY, «Shelesobetonye Konstukui. Armirowanye Struno etonnymk Älementami». Beton Shelesobeton (1957), H. 3.
33. RÜHLE, «Ergebnisse von Dauerstand- und Bruchlastversuchen an schlaff bewehrten Betonverbundbalken». Bauplanung-Bautechnik (1957), Hefte 3, 5 und 6.
34. RÜHLE, «Über den Einfluß des Kriechens auf die Schubspannungen in Betonverbundkonstruktion». Bauplanung-Bautechnik (1957), S. 75.
35. GOSCHY, «Über die Tragfähigkeit von Stahlbetonverbundkonstruktionen». Bauplanung-Bautechnik (1958), H. 7, S. 311.
36. MICHAILOW, «Recent research on the action of unstressed concrete in composite

structures (precast monolithic structures)". Third Congress of F.I.P., Berlin 1958, Session I, Paper No. 7.

37. RÜHLE, «Ergebnisse von Dauerstand- und Bruchlastversuchen an vorgespannten Betonverbundbalken. Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen in Industrie- und Wohnungsbau». VEB Verlag Technik, Berlin (1958), S. 327.
38. RÜHLE, «Vorschläge für Bemessung und Konstruktion von Betonverbundkonstruktionen mit schlaffer oder vorgespannter Bewehrung». Bauplanung und Bautechnik (1958), H. 5 und H. 6.

Zusammenfassung

Die Bedeutung der Zwängungsspannungen und der daraus folgenden Schnittkraft- bzw. Spannungsumlagerungen, die bei nachträglicher Verbindung oder Verstärkung von Stahlbetonfertigteilen entstehen, ist in letzter Zeit häufig in der Literatur behandelt worden. Der Verfasser gibt einen gedrängten Überblick über die Ergebnisse seiner längeren Forschungsarbeiten, die mit denen anderer Arbeiten verglichen werden. Der Beitrag beschäftigt sich zunächst mit den Dauerspannungen und Formänderungen, welche bei Konstruktionen bestehen bleiben, die nach Verlegen vorgefertigter Elemente zu Tragsystemen biegefest oder gelenkig verbunden werden, wobei die praktischen Auswirkungen der infolge Kriechens und Schwindens auftretenden Schnittkraftumlagerungen gezeigt werden.

Ferner werden theoretische wie auch versuchstechnische Untersuchungen an durch Ortbeton nachträglich verstärkten Stahlbetonelementen beschrieben. Die durch Kriechen und Schwinden infolge verschiedener Abmessungen, Altersunterschieden sowie der unterschiedlichen Qualitäten beider Betonzone hervorgegerufenen Spannungsumlagerungen werden in ihrer Größenordnung für den Gebrauchslastenzustand und den Grenzzustand vor dem Bruch sowie hinsichtlich Rissebildung untersucht. Es wird versucht, aus Theorie und Versuch in dieser Hinsicht gültige Berechnungs- bzw. Bemessungsregeln anzugeben.

Summary

The significance of stresses due to restraint and the consequent redistribution of the internal forces or stresses, which occurs when precast reinforced concrete members are subsequently joined together or completed with in-situ concrete, has in recent years received much attention in literature. The author gives a brief survey of the results of his researches extending over a fairly considerable length of time and compares them with those obtained by other investigators. The present paper primarily considers the permanent stresses and strains which continue to exist in structures which are composed of precast members assembled into structural systems and connected by articulated or rigid joints; the practical effects of the redistribution of internal forces due to creep and shrinkage are indicated.

Furthermore, theoretical and experimental investigations on precast members subsequently completed by the addition of in-situ concrete are described. The order of magnitude of the stress redistribution produced by creep and shrinkage due to differences in the dimensions, the age and the quality of the two concretes is analysed for working-load and for ultimate conditions as well as with respect to cracking. An attempt is made to indicate appropriate rules for analyses and design, based on the theoretical and experimental results obtained.

Résumé

L'importance des contraintes coercitives et des modifications des forces intérieures ou des contraintes qui en résultent, phénomènes qui se produisent quand les éléments préfabriqués en béton sont assemblés ou renforcés ultérieurement, ont été fréquemment étudiées dans la littérature spécialisée récente. L'auteur donne une brève récapitulation des résultats obtenus au cours de ses longues investigations, qu'il compare avec les résultats fournis par d'autres travaux. Sa contribution porte tout d'abord sur les contraintes permanentes et les déformations qui subsistent dans les ouvrages formés d'éléments préfabriqués, assemblés en systèmes porteurs d'une manière rigide ou articulée. L'auteur montre les effets pratiques des variations des forces intérieures dues au fluage et au retrait.

En outre, il expose ses recherches théoriques et expérimentales sur les éléments en béton préfabriqué renforcés ultérieurement et sur place à l'aide de béton. Ce procédé met en jeu des modifications du régime des contraintes, sous l'influence du fluage et du retrait qui résultent des différences de dimensions, d'âge et de qualité entre les deux zones de béton; l'auteur a étudié l'ordre de grandeur de ces modifications, tant pour le régime de la charge de service et l'état limite avant la rupture, que du point de vue de la formation des fissures. A partir de la théorie et de l'expérimentation, il s'est efforcé de dégager des règles corrélatives de calcul.

V b 2

The Effect of Creep in Compressed Plates

Phénomènes d'écoulement dans les dalles comprimées

Kriecherscheinungen in gedrückten Scheiben

GEORGE HERRMANN

Department of Civil Engineering, Columbia University, New York, U.S.A.

Introduction

The phenomenon of creep, which consists in the property of a solid to change its shape with time under constant loading, has gained considerable significance during the past decade and a half. Even though such structural materials as for example concrete, possess this undesirable feature, it is only with the advent of structures and machinery operating at elevated temperatures, that aluminum alloys and even steel began to exhibit the property of creep. As a result, the concept of useful life-time of a structure had to be introduced and became one of the chief characteristic design quantities to be determined by the structural analyst.

The concept of life-time of a structural element is based on experimental evidence that under constant loads the deformations increase at a certain rate with time and become eventually so large that the structure has to be considered useless. In case of plates or columns subjected to compressive loads, it has been observed that creep causes instability in a sense similar to classical buckling, which occurs after a definite lapse of time subsequent to the application of constant loads.

A variety of viewpoints may be adopted to determine analytically this critical time. For example, expressions for the deflection of a compressed element as a function of time can be found, and the critical time can be defined as the time at which this deflection becomes infinite. Another approach could consist in assuming an initial imperfection that would increase with time. The critical time (or life-time) could then be defined as the time at which a certain allowable quantity, such as stress, strain or deflection, is reached. A very comprehensive and illuminating survey of the theories of creep buckling was presented by HOFF [1].

Still another point of view was adopted in a more recent study by this author [2]. It was assumed that the plate is perfectly flat and that the constant compressive stresses will cause a time-dependent decrease of Young's (or shear) modulus, which in turn is proportional to the flexural rigidity. This decrease is determined by establishing the plate equations on the basis of stress-strain relations derived from spring-dashpot models, as is customary in visco-elasticity. The critical time was defined as the instant at which the flexural rigidity reaches a value that would make a corresponding elastic plate unstable under the given loading.

It was shown that for a certain aluminum alloy and a certain temperature level, the theoretically predicted life-times compared favorably with experimental data. Because of the scarcity of information on material properties and life-times a comparison on a broader scale could not be carried out.

The purpose of the present contribution is to suggest an improved version of the approach described above. Whereas in the preceding study [2] the plate was considered isotropic with regard to all its properties, and thus paralleled in this respect the assumptions of the few other plate creep buckling investigations [3, 4], the assumption of different creep behavior in the two principal directions of a uniaxially compressed plate is made in what follows. Regarding this anisotropy, precisely the same point of view is taken as in solving the problem of elasto-plastic buckling of a rectangular plate (see, for example [5, 6], and also [7]), under the same loading.

It is believed that the present version represents a theoretically more satisfactory variant of the approach adopted in [2]. Furthermore, a comparison with experimental results reported in [8] shows a better overall agreement between theory and experiment.

Basic Equations

A flat rectangular plate with edge lengths a and b and thickness h is referred to the system of coordinates shown in fig. 1 and is loaded along the edges $x=0, a$ by a uniformly distributed (compressive) force per unit of length F . All four edges are simply supported.

The stress equation of equilibrium is

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = F \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad (1)$$

where w is the deflection and the plate moments M_x, M_y, M_{xy} are defined in the usual way.

In the present linearized analysis the force F is not related to w . To express equilibrium in terms of one single unknown (deflection w), the stress-strain relations of the material and the geometrical strain-displacement relations have to be specified. If the plate is assumed to be orthotropic and the strain-

displacement relations are taken to be those of the linear classical plate theory, the well-known stability equation of an orthotropic plate is obtained from (1) in the form

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 D_{xy} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + F \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0, \quad (2)$$

where D_x and D_y are the two flexural rigidities, while D_{xy} is the twisting rigidity.

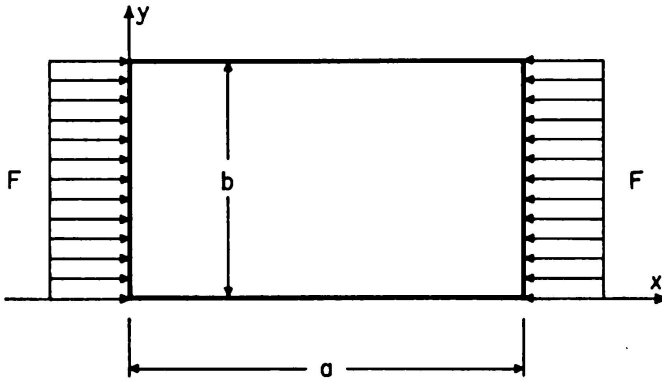


Fig. 1.

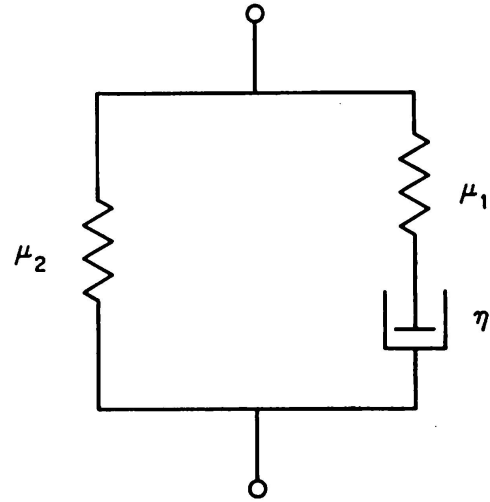


Fig. 2.

The assumption of the plate being orthotropic is introduced for similar reasons as in the case of buckling of plates in the elasto-plastic range, as is discussed below.

To describe its creep behavior, the material is considered to be linearly visco-elastic and its response in shear to be governed by a three-parameter model (see fig. 2). This model of a so-called "standard linear solid" consists of 2 springs with constants μ_1 and μ_2 and a dashpot with constant η . The instantaneous response is governed by

$$\mu_1 + \mu_2 = G_u, \quad (3)$$

which may be called the unrelaxed shear modulus; after a very long time the spring μ_1 will become ineffective and

$$\mu_2 = G_r \quad (4)$$

is called the relaxed shear modulus. The quantity

$$\tau_\epsilon = \eta/\mu_1 \quad (5)$$

is known as the time of relaxation of stress under constant strain, while

$$\tau_\sigma = \eta/\mu_1 + \eta/\mu_2 \quad (6)$$

is the time of relaxation of strain under constant stress.

It will be assumed now that since the plate is subjected to a uniaxial state of stress, it creeps only in the direction of stress, while no creep takes place in the direction perpendicular to it. This implies that the flexural modulus D_x decreases with time, while the flexural modulus D_y does not change as long as the plate remains flat. As regards the twisting modulus D_{xy} , it may be assumed that it also decreases, but slower than D_x . The above assumptions are completely analogous to the ones made in elasto-plastic analysis of plate buckling, [5, 6].

To establish the rate of decrease of D_x we recall that the flexural rigidity D is related to the shear modulus G by the expression

$$D = \frac{G h^3}{6(1-\nu)}. \quad (7)$$

Since the (constant) force F produces constant stresses in the perfectly flat plate, the stress-strain relation in shear, on the basis of the model of fig. 2, takes on the form

$$\tau_{xy} = G_r \left(1 + \tau_\sigma \frac{\partial}{\partial t} \right) \gamma_{xy}. \quad (8)$$

During the interval of time $0 < t < \infty$, the shear modulus $G(t)$ will decrease from G_u to G_r . Since at $t=0$, $\tau_{xy} = G_u \gamma_{xy}$ we obtain from the above equation

$$\frac{G(t)}{G_u} = \frac{G_r}{G_u} \cdot \frac{e^{t/\tau_\sigma}}{e^{t/\tau_\sigma} + G_r/G_u - 1} \quad (9)$$

and further

$$\frac{D_x(t)}{D_u} = \frac{G(t)}{G_u} = \beta. \quad (10)$$

Similarly, as in elasto-plastic analysis of plate buckling we can assume

$$\frac{D_{xy}(t)}{D_u} = \beta^*, \quad \frac{D_y}{D_u} = 1, \quad (11)$$

where β^* is such that

$$\beta < \beta^* < 1 \quad (12)$$

and the buckling eq. (2) takes on the form

$$D_u \left[\beta \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\beta^* \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right] + F \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0. \quad (13)$$

This is the basic equation which can be used to determine the critical or lifetime of the plate.

Determination of Life-Time

Regarding the response of the plate subjected at a time $t=0$ to a constant force F the following observations can be made: If the force F is larger or

equal to an upper buckling force F_u which would cause an isotropic plate with stiffness D_u to buckle, then instability occurs, just as in the purely elastic plate, instantaneously, and no creep effects are exhibited. F_u is obtained from the basic eq. (13) by letting $\beta = \beta^* = 1$ and results in the classical expression

$$F_u = \frac{D_u \pi^2}{b^2} \left(\frac{b}{a} m + \frac{a}{b m} \right)^2. \quad (14)$$

If, on the other hand, the force F is smaller than the lower buckling force F_l , then no buckling will occur even after infinite time. F_l is obtained from the basic equation by taking the value for β reached after infinite time, namely $\beta = G_r/G_u$. This results in

$$F_l = \frac{D_u \pi^2}{b^2} \left(\frac{G_r b^2 m^2}{G_u a^2} + 2 \beta^* + \frac{a^2}{m^2 b^2} \right). \quad (15)$$

If the force F has a value between F_u and F_l , then buckling will ensue after a finite period of time, which is referred to as the lifetime or critical time t_{cr} . Actually, it is more straightforward to find the buckling load corresponding to a given lifetime. All one has to do is to determine first β and β^* for this particular time, from eq. (10), and the buckling load, from eq. (13), will then be given by

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 D_u}{b^2} \left(\beta \frac{b^2 m^2}{a^2} + 2 \beta^* + \frac{a^2}{m^2 b^2} \right). \quad (16)$$

Regarding the determination of β^* , we could assume, by analogy to the suggestion of BLEICH (see [5]),

$$\beta^* = \sqrt{\beta} \quad (17)$$

or a more refined relation, by analogy to the suggestion of KOLLBRUNNER (see [6])

$$\beta^* = \frac{\beta + \sqrt{\beta}}{2}. \quad (18)$$

It appears that both of the above expressions give nearly the same results in creep analysis.

Numerical Example

In order to predict a numerical value for the critical time, three material constants corresponding to the three elements of the model must be known, in addition to Poisson's ratio. These constants may be obtained from a standard creep test.

In reference [2] it was shown how the constants for a 2024-T 3 aluminum sheet at 450° F subjected to a compressive constant stress of 26,000 pounds per square inch may be obtained from a curve which gives total strain against time. With Poisson's ratio of $\nu = 0.3$, the following values were obtained

$$\begin{aligned}
 G_u &= 2.5 \times 10^6 \text{ psi} \\
 G_u/G_r &= 4.5 \\
 \tau_\sigma &= 30 \text{ hours}
 \end{aligned}
 \tag{19}$$

The numerical value of the critical load (or stress), corresponding to any given time, can readily be calculated from eq. (16). To compare with experimental data of reference [8] (see also reference [2]), $b m/a$ can assumed to be equal to unity.

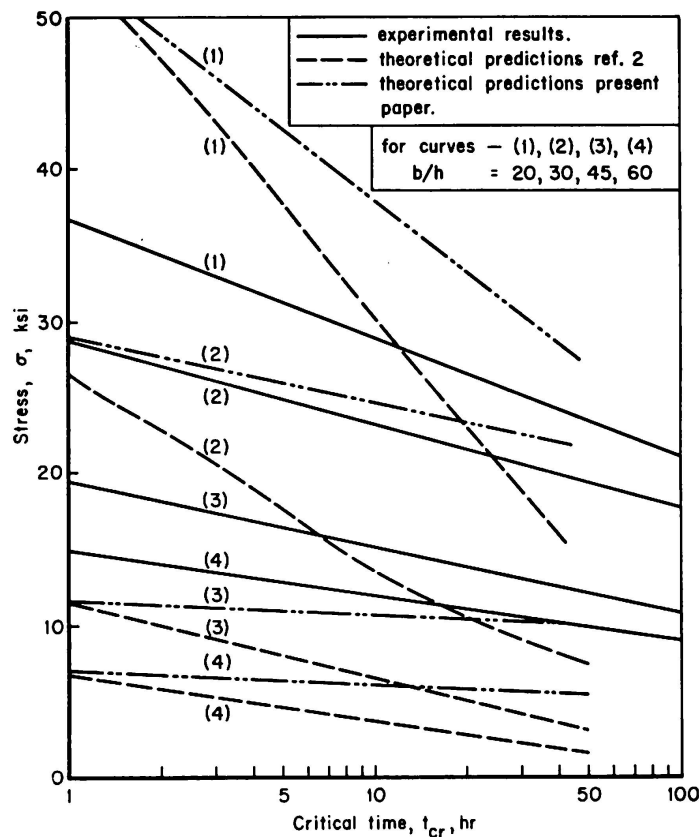


Fig. 3.

The critical stress σ , plotted against the critical time, is given in fig. 3. It is seen that the assumption of the plate being anisotropic in its creep behavior furnishes a somewhat better overall correlation with experimental data, than the earlier study [2], where the plate was assumed to be isotropic.

In conclusion it should be emphasized that it might be difficult to furnish a rigorous justification for the approach to creep buckling employed in this paper. However, the procedure adopted here appears to yield theoretical predictions which are reasonably close to experimental results; this is true not only for the actual numerical values for a given set of relevant parameters, but also with regard to the proper dependence of the critical times upon these parameters. Due to a large scatter of basic creep data, such as relaxation

times, an analysis of creep buckling, at least for the present, cannot hope to achieve more than to provide an order of magnitude of critical times. From this point of view the method of analysis suggested in this paper has the advantage that it conceptually reduces the time-dependent phenomenon of creep buckling to the more familiar time-independent buckling in the elasto-plastic range. Due to an extreme temperature sensitivity of material properties in creep (some examples are quoted in [2]), which excludes a priori a great accuracy in creep buckling analysis, this engineering-type approach to a very complex problem appears to be warranted. Much theoretical and experimental work however remains to be done to provide a firmer basis for a deeper understanding of time-dependent structural response.

Bibliography

1. N. J. HOFF, "A Survey of the Theories of Creep Buckling". Proceedings of the Third U.S. National Congress of Applied Mechanics, ASME, New York, 1958.
2. G. HERRMANN and HU-NAN CHU, "Theoretical Determination of Lifetime of Compressed Plates at Elevated Temperatures". NASA Memo 2-24-59W, Washington, March, 1959.
3. G. N. RABOTNOV and S. A. SHESTERIKOV, "Creep Stability of Columns and Plates". Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol. 6, p. 27, 1957.
4. T. H. LIN, "Creep Deflection of Viscoelastic Plate Under Uniform Edge Compression". Journal of Aeronautical Sciences, Vol. 23, No. 9, p. 883, September 1956.
5. F. BLEICH, "Buckling Strength of Metal Structures". McGraw-Hill, New York, 1952.
6. C. F. KOLLBRUNNER and M. MEISTER, «Ausbeulen». Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1958.
7. C. F. KOLLBRUNNER and G. HERRMANN, «Stabilität der Platten im plastischen Bereich». Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der E.T.H., No. 20, Leemann, Zürich, 1947.
8. E. E. MATHAUSER and W. D. DEVEIKIS, "Investigation of the Compressive Strength and Creep Lifetime of 2024-T3 Aluminum Alloy Plates at Elevated Temperatures". NACA Report 1308, 1957.

Summary

It has been repeatedly observed that if a plate (or a column), made of a material which creeps, is subjected to compressive loads, instability may occur, provided the loads are applied over a sufficiently long period of time. Using a simple viscoelastic model to describe the material properties, this phenomenon of creep buckling of plates is reduced conceptually to the case of elasto-plastic buckling. Linearized equations are used throughout and a simple procedure to determine the critical time, at which the plate buckles, is indicated. The theoretical results compare favorably with some available experimental data.

Résumé

Il a été déjà constaté à plusieurs reprises qu'une dalle comprimée (ou un appui comprimé) constituée par un matériau susceptible de fluage peut être instable lorsque les contraintes s'exercent pendant un temps suffisamment long. Ce phénomène de voilement par fluage des dalles a été ramené au voilement élasto-plastique à l'aide d'un modèle visco-élastique. L'auteur emploie partout des équations linéarisées et indique une méthode simple pour la détermination du temps critique après lequel intervient le voilement. Les résultats théoriques concordent assez bien avec quelques résultats expérimentaux connus.

Zusammenfassung

Es wurde schon mehrere Male festgestellt, daß eine gedrückte Scheibe (oder Stütze) aus kriechfähigem Material instabil werden kann, wenn die Kräfte über eine genügend lange Zeit wirken. Mit Hilfe eines viskoelastischen Modells, das den Charakteristiken des Baustoffes entspricht, wird dieses Phänomen des Kriech-Beulens von Platten auf das elastoplastische Beulen zurückgeführt. Es werden durchwegs linearisierte Gleichungen angewendet, und es wird eine einfache Methode angegeben zur Bestimmung der kritischen Zeit, bei der das Beulen eintritt. Die theoretischen Ergebnisse stimmen ziemlich gut mit einigen vorhandenen Versuchsergebnissen überein.