

# IVb: Design and erection of prefabricated structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **26.09.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

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

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

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

## **Haftungsausschluss**

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

## IVb1

### **Recent Developments in Structural Precast Concrete in Great Britain**

*Récents développements concernant la construction en béton préfabriqué en Grande-Bretagne*

*Neuere Entwicklungen bei der Vorfabrikation von Betonelementen in England*

KENNETH SEVERN

Sutton, Surrey (Great Britain)

The prefabrication of structural concrete members has been given considerable impetus in Great Britain during the last two years. In part, this is due to a shortage of artisans skilled in the traditional building crafts, which has compelled firms to seek means of fabricating elements away from the site. Initially entrusted to relatively unskilled labour, this work of prefabrication is demanding no less skill from its operators. It is leading to the development of new crafts and it requires greater management skill from those in charge of both fabrication and erection. Fortunately, this demand is quickly being recognised by training establishments and greater efficiency of production may be expected in the next few years.

The most significant increase in the use of precast concrete during the past two years has been in multi-storey flats. Industrialised housing is a relatively new feature of the British economy and much has been learnt from other European countries, particularly Denmark, France and Sweden. There are now nearly four hundred licensed systems of prefabricated houses and multi-storey flats. A large proportion of these use precast concrete.

It seems likely that, in the future, there will be a slowing up in the demand for system-built flats and houses and that more attention will be given to the manufacture of small elements designed to standard dimensions, giving architects and engineers a wider choice of prefabricated units. As yet, the precasting industry is not organised to take advantage of this eventual demand, though there is a refreshing flexibility being shown in some of the more recent systems which make them adaptable to buildings such as hospitals and offices as well as to the multi-storey flats for which they were originally intended.

The enlarged building programme, which has been promoted by the Government, initially in schools, but now in hospitals, houses and communications, has done much to speed up the development of prefabrication techniques. However, cost remains the chief criterion of choice between in-situ concrete and precast. The more promising developments during the last two years have been those which compete economically with in-situ work. There has

been a tendency to incorporate in structures the maximum number of small repetitive units and to use these in a form of composite construction. This is done most advantageously when the structural framing system and the joints are kept as simple as is practicable.

Valuable work has been done by the Ministry of Public Building and Works in the adoption of partial prefabrication for a number of tall buildings. Examples of this method of combining in-situ concrete with precast elements are illustrated in Figs. 1 and 2. This type of construction can be briefly summarised as involving the maximum number of repetitive precast elements, simple joints, in-situ concrete for connection of the precast elements, with horizontal forces carried to the ground by floors and walls acting as horizontal and vertical girders.

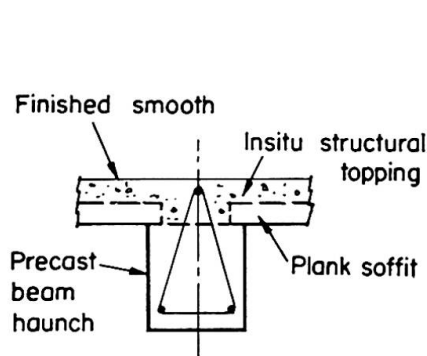


Fig. 1.

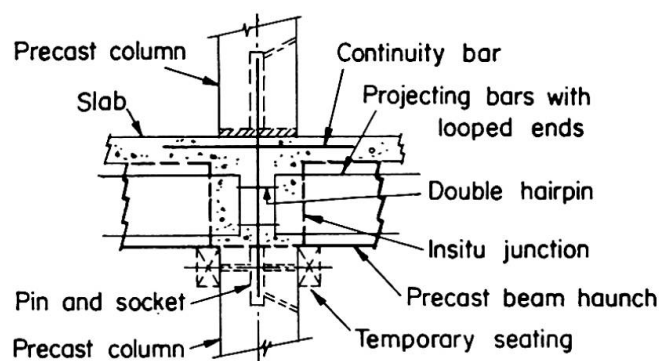


Fig. 2.

The Ministry, in conjunction with industrial organisations is also developing an "open" building system, encouraging the prefabrication of standard profiles for structural elements and cladding. The adoption of a system of this form will impose a tight discipline on both architects and engineers, but it offers the most promising results for a fully-stretched building industry.

Another development is the manufacture of very large units, limited only by crane capacity and transport facilities. Cranes have increased both in capacity and in mobility. It has become practical to employ a heavy crane for a short period on site, using a light crane or hoist for the day-to-day work of construction. Because of the difficulties of casting in-situ the 10 ft (3 m) thick top biological shield at Calder Hall nuclear power station, the dia-grid plug for a subsequent reactor was precast on the ground, 50 ft (15 m) in diameter and about 10 ft (3 m) deep. This required a 350 ton (356,000 kg) lift.

Large precast members are used increasingly in bridges. The beams on the approach viaducts of the new Medway Bridge, illustrated in Fig. 3, are 135 ft (41 m) long and weigh 190 tons (193,000 kg). Larger units are used in the high roofs of single storey buildings, such as power stations, where form-work and centering costs would be high, and, for a similar reason, in theatres,

churches and other places of assembly where advantage can be taken of the decorative finishes and interesting shapes that can be achieved in concrete. Large precast members have also been used where short construction periods have embraced the winter months. An interesting form of precasting is shown in Fig. 4, where one of a series of folded plate units weighing  $6\frac{1}{2}$  tons (6600 kg) for the roof of a bakery in Swansea, is being loaded. The 2-in. (5 cm) slabs,

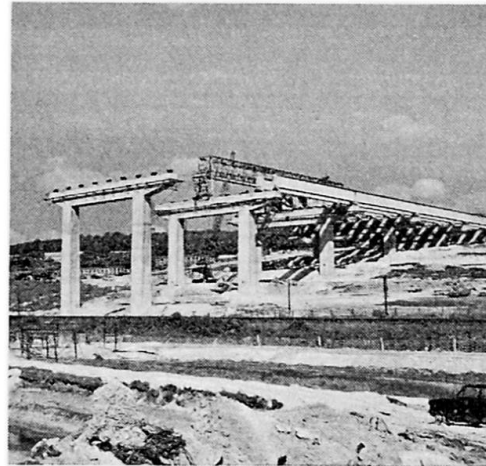


Fig. 3. Medway Bridge approach viaduct.

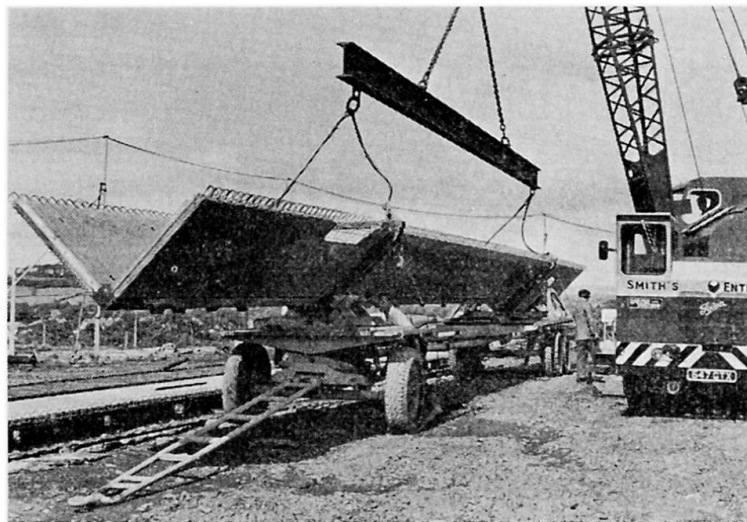


Fig. 4. Precast units for folded plate roof.

3 ft. 7 in (1.1 m) wide and 67 ft. 8 in (21 m) long were cast horizontally in a stressing bed. Pairs were then set in a wooden cradle and the valleys cast to form the V-units of the folded-slab roof.

A further interesting and attractive use of precast members is illustrated in Fig. 5 showing the hoisting of cruciform units, and Fig. 6 showing the completed structure — a cricket pavilion, with the units incorporated in the roof.

As yet, the only specific example of the use of profiles interchangeable between different precasting firms is in the standard range of bridge beams,



described in the Report. I-section standard beams are now used extensively, but Hollow box sections are not yet being manufactured to the standard dimensions. This is because bridges with spans greater than fifty feet can be designed more economically in a different form, or precasting firms, not yet set up for the manufacture of standard units, can offer a less expensive non-standard section. Fig. 7 shows the very extensive used made of prestressed



Fig. 5. Cruciform units for a pavilion roof.

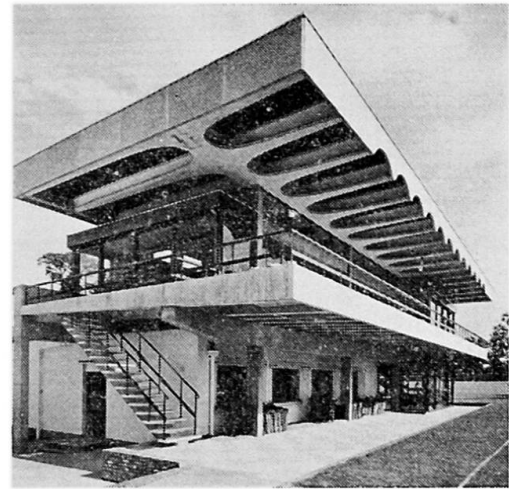


Fig. 6. Cricket pavilion in precast concrete.



Fig. 7. Prestressed bridge beams in the Chiswick-Langley motorway.

bridge beams on the Chiswick-Langley motorway, where the total of 4300 beams justified a slight departure from the standard profile.

An investigation by the Building Research Station into the combination of prestressing with normal reinforced concrete is showing encouraging results now that high-strength bars are available. Laboratory tests have been made on concrete beams subjected to varying amounts of prestressing force and reinforced with round mild-steel bars, high-tensile bars or strand. During the tests measurements were made of strains, deflections and cracking. For the

prestressed reinforced concrete beams the crack widths and deflections were less than in reinforced concrete beams of the same ultimate strength. This form of construction should be particularly effective for reinforcing steels of higher strength than those now in use, as crack width could be reduced, deflections limited, and greater span/depth ratios obtained.

The ideal joint between precast members remains as elusive as ever. It has been claimed, with some justification, that the grouted pin and socket joint is economical. It has the virtue of easy erection with wide tolerances; it introduces little uncertainty in design since the joint must be accepted as a pinned connection. Use is being made of the higher working stresses that are permitted on confined bearing areas of concrete. This allows the column load to be transferred directly through the concrete without lapping the steel. The pin and socket joint for a column to column connection, illustrated in Fig. 8, has been developed by the Ministry of Public Building and Works,

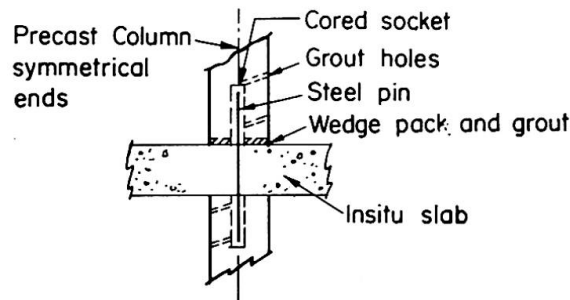


Fig. 8.

and its feasibility proved in tests carried out by the Cement and Concrete Association. In each of four tests of the joint, as designed, failure occurred in the top column. With a reduction by half in the number of stirrups in the column ends, failure again occurred in the upper column. A differing pattern of failure resulted from a weakening of the mortar joint and it was concluded that this should be of a strength not less than 75% of the concrete in the columns.

It would be useful to make a comprehensive survey of the behaviour of joint types in use, if only to show that certain types of joint remain satisfactory. Joint inefficiency will generally be demonstrated by increased maintenance costs and these may well become significant in the future.

Under the lead of the recently established Government Building Agency, precasting firms will in the near future be encouraged to produce elements within a standard range to predetermined dimensions, and this will probably represent the greatest challenge to the industry in the next three years. Side by side with this, significant developments in structural precasting can be expected as production within the building industry rises, whilst the labour force remains relatively static. Further developments of interest and technical importance may be expected before the eighth congress of the Association.

### Summary

This report describes recent developments in structural precast concrete in Great Britain, and illustrates a number of recently completed projects. It brings up to date the report contained in the "Preliminary Publication" and emphasises such items as have been shown during the last two years to be of special importance.

### Résumé

L'auteur décrit les récents développements qui ont marqué la construction en béton préfabriqué en Grande-Bretagne et cite un certain nombre de projets dont la réalisation vient de s'achever. Il complète la contribution contenue dans la "Publication Préliminaire" et met l'accent sur tout ce qui, au cours des deux dernières années, s'est révélé comme ayant une importance particulière.

### Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt neuere Entwicklungen bei der Vorfabrikation von Betonelementen in England und berichtet über einige kürzlich erfolgte Ausführungen. Damit wird die im «Vorbericht» erschienene Arbeit ergänzt, und es werden die Punkte hervorgehoben, die sich in den letzten zwei Jahren als besonders wichtig erwiesen haben.

## IV b 2

### Montage durchlaufender Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen

*Erection of Multiple Bridges Built with Precast Reinforced Concrete Segments*

*Montage des ponts continus en béton armé constitués par des éléments préfabriqués*

M. S. RUDENKO

Ing.

In dem im Vorbericht erschienenen Beitrag «Montage-Methoden für Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in den UdSSR» wurden charakteristische Anwendungsbeispiele des Einschwimm-Verfahrens für Balken- und Bogenbrücken aufgeführt. Hier erörtern wir nachträglich einige Sonderfälle des Einschwimmens schwerer Großelemente bei Durchlaufsystemen.

Ende 1963 und im Jahre 1964 wurden in der UdSSR durchlaufende Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen ausgeführt, wobei 3000 t schwere Großelemente durch Einschwimmen montiert wurden. Beim ersten Beispiel, eine mehrfeldrige Stadtbrücke in Leningrad, wurden die 3000 t schweren, vollwandigen Großelemente am Ufer betoniert und vorgespannt. Anschließend erfolgte das Verschieben auf die Pontons, Transport bis zur Baustelle, Einfahren in die richtige Stellung und Zusammenfügen zu einem Durchlaufsystem.

Beim zweiten Beispiel, die Brücke über die Wolga, liegt eine durchlaufende Stahlbetonfachwerkbrücke vor. Das gewählte Montageverfahren wurde am Modell erprobt (siehe JEWGRAFOV und BOBRIKOW: «Die Prüfung der Modelle eines Brückenfachwerkes aus Spannbeton», «Vorbericht», 1964). Das mehrfeldrige, durchlaufende, vorgespannte Fachwerk (mit Stützweiten von je 166 m) wurde aus 2600-t-Fachwerkgroßelementen von 120 m Länge (Stützelemente) und aus 600-t-Vollwand-Elementen von 46 m Länge (Mittelöffnungen) zusammengesetzt. Die gesamte Brücke wurde anschließend vorgespannt.

Die Fachwerkgroßelemente wurden am Ufer aus einzelnen Gurtungs- und Streben-Elementen zusammengefügt. Diese Elemente wurden industriell hergestellt und alle Zugstreben vorgespannt. Der Untergurt und zwei anschließende Streben wurden auf einem Gestell in horizontaler Lage zu dreieckigen Fachwerkkfeldern vormontiert. Anschließend wurden sie durch eine Kippvorrichtung in die vertikale Lage gebracht, zum Montagegerüst geführt und dort zu einem Raumfachwerk zusammengesetzt (Fig. 1). Das Montagegerüst der Großelemente bestand aus einem Gerüstturm unter jedem Fachwerkknotenpunkt. Diese Gerüsttürme bestanden aus je 4 wiederverwendbaren Schleuderbetonstützen und aus einer Ausfachung aus Stahlelementen. Auf diesem Gerüst wurden in den Knotenpunkten die Fugen ausbetoniert und anschließend die Fachwerkobergurte vorgespannt.

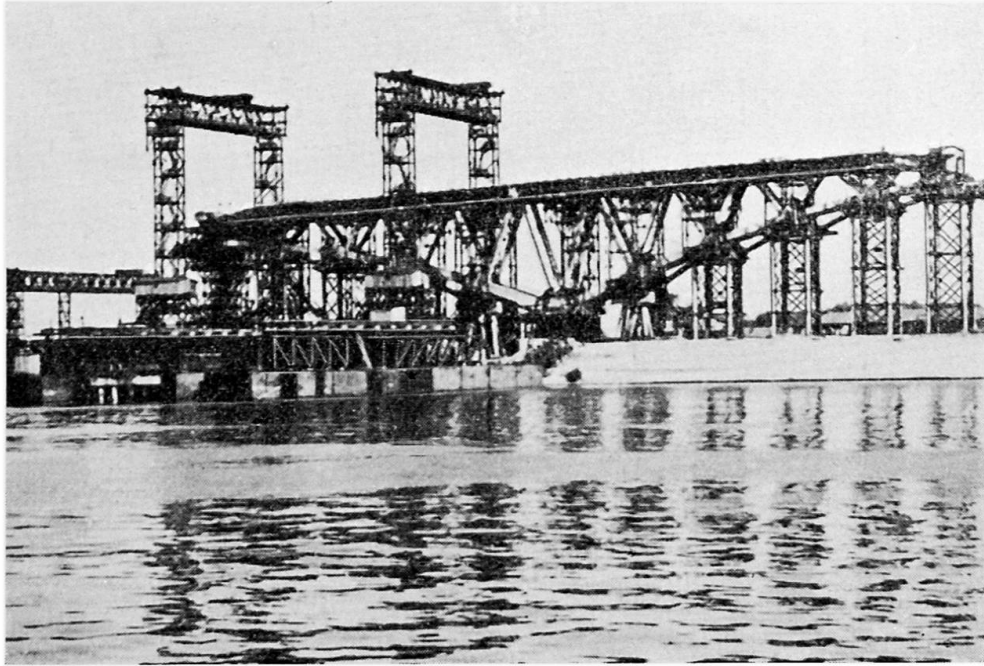


Fig. 1. Montage des Raumfachwerks aus Stahlbeton auf dem wiederverwendbaren Gerüst.

Der zentrale Auflagerknotenpunkt ruhte auf einem stählernen Balkenrost, der seinerseits auf Rollen gestellt war, um dadurch das Verschieben der Großelemente auf dem Pier zu erlauben. Außer der zentralen Auflagerung des Großelementes wurde auch einer der Kragarme auf einem beweglichen Turmgerüst abgestützt, wobei dieses Gerüst auf einem zweiten, parallelen Pier verschoben werden konnte. Zusatzgewichte auf der Seite des Turmgerüsts gewährleisteten eine genügende Standsicherheit während des Verschiebens des Großelementes (Fig. 2).

Als Verschiebebahn wurden 2 parallele Piers errichtet, mit zweigleisigen Schienenwegen für die Rollen der zentralen Hauptstütze und des Turmgerüsts. Nach dem Verschieben eines Großelementes konnte bereits das nächste auf dem bestehenden Gerüst aufgebaut werden. Inzwischen wurde beidseits des Hauptpiers eine Schwimmstütze mit einem Überbau aus wiederverwendbaren Stahlelementen eingefahren und nach dem Fluten der Schwimmkörperpontons unter dem vorgeschobenen Großelement eingeschwommen. Nach dem Auspumpen der gefluteten Schwimmkörper lagerte das ganze Großelement auf der Schwimmstütze (Fig. 3).

Die Schwimmstütze bestand aus zwei aus Standardpontons zusammengesetzten Schwimmbatterien und wurde auf dem Wasserweg zur Baustelle transportiert. Die Standardpontons, die in der UdSSR eine breite Anwendung finden, haben folgende Abmessungen:  $7,2 \times 3,6 \times 1,8$  m. Sie können zu Schwimmkörpern mit praktisch beliebiger Länge und Breite zusammengesetzt werden und besitzen einen Tiefgang bis zu 3,6 m. Die Pontons werden mittels Bolzen den Kanten entlang steif miteinander verbunden; dabei weist diese Bolzen-



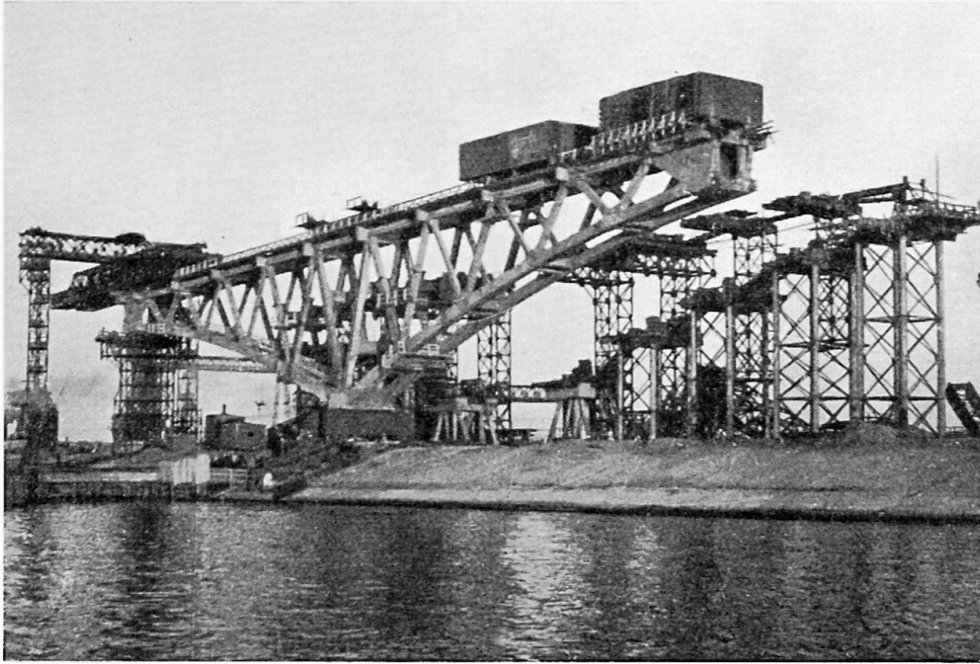


Fig. 2. Das zusammengesetzte und vorgespannte 2600-t-Fachwerk wird auf Rollen flußwärts verschoben.

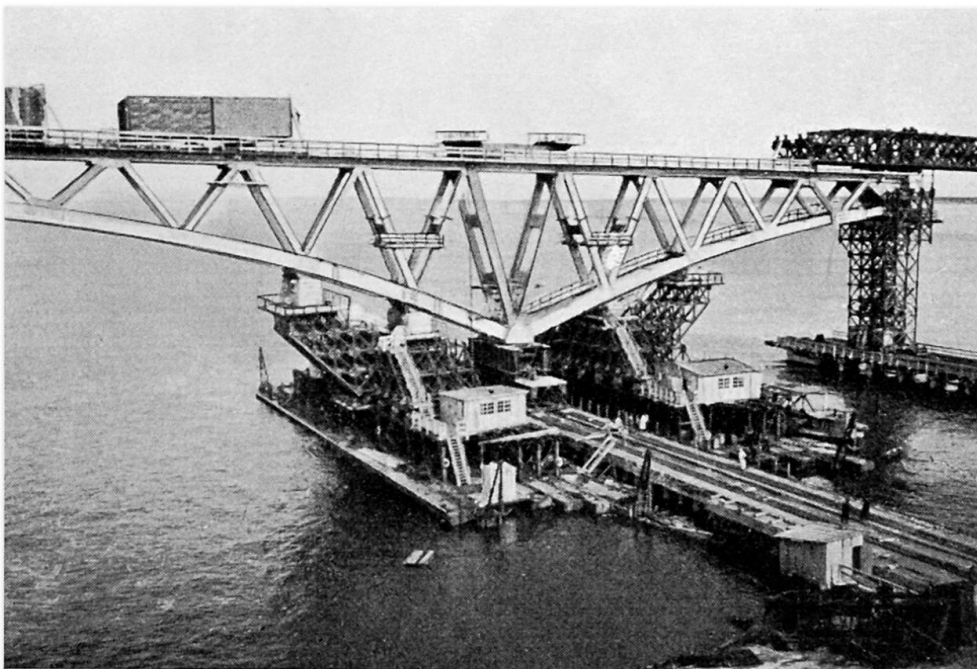


Fig. 3. Das Raumfachwerk ist am Ende des Piers zur Aufnahme durch die Schwimmstütze bereit.

verbindung eine Festigkeit auf, die fast gleich derjenigen des ganzen Vollquerschnittes des Pontons ist.

Bei der Errichtung dieser Brücke, wie auch bei allen anderen Brücken aus Fertigteilen in der UdSSR, wurden wiederverwendbare Stahlelemente benutzt,

die für die verschiedensten Behelfskonstruktionen, wie Gerüste, Rolltürme, Zwischenpfeiler, Aufstockungen von Schwimmstützen u. a. verwendet werden können. Diese Behelfskonstruktionen werden aus leichten Elementen (Winkelprofile und Knotenbleche) mit Bolzenverbindungen zu Raumkonstruktionen mit Feldern von  $2 \times 2$  m, bzw.  $4 \times 4$  m zusammengesetzt. Die Haupttrag-elemente (Gerüststützen und Fachwerkгурtungen) können aus einem, zwei oder vier Winkelprofilen (zulässige Beanspruchung 100 t) zusammengesetzt werden.

Nach dem Einfahren der Schwimmstütze in die Brückenöffnung und nach dem Fluten wurde das schwere Großelement auf dem Stropfpfeiler aufgesetzt.

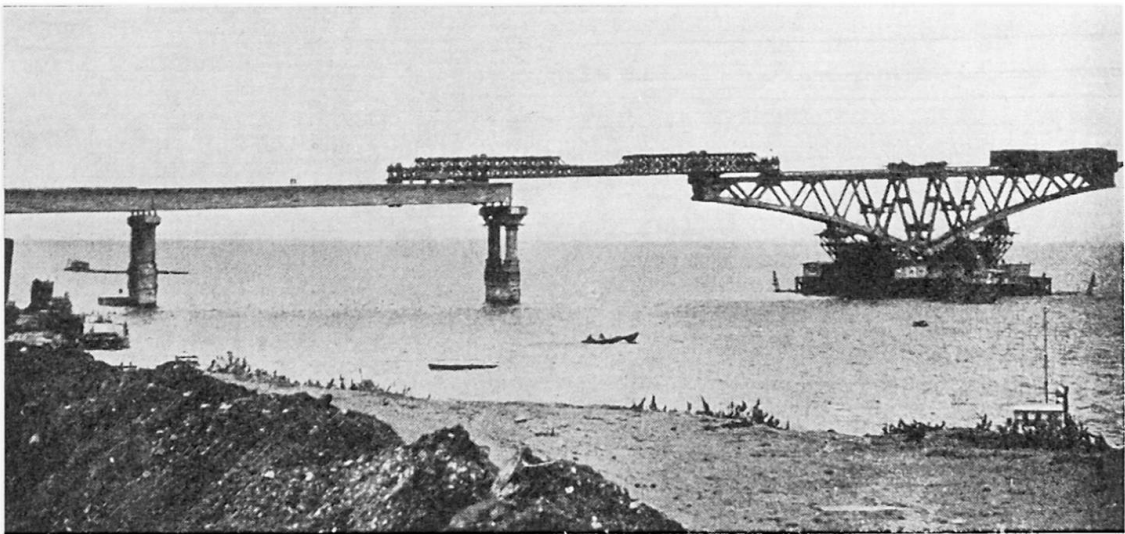


Fig. 4. Das Raumfachwerk wird mit dem schon früher aufgestellten Raumfachwerk durch einen Schnabel verbunden.

Auf der einen Seite wurde gleichzeitig ein 23 m langer stählerner Vorbau-schnabel miteingeschwommen, dessen Gewicht durch auf der Gegenseite angeordnete wassergefüllte Pontons ausgeglichen wurde. Dieser Schnabel wurde nach dem Einschwimmen mit dem Gegenmontagekragarm auf dem schon aufgestellten Brückenteil verbunden (Fig. 4). Mit Hilfe spezieller, an den Vorbau-schnäbeln eingebauten Hebeanlagen wurden die 46 m langen vollwandigen, vorgespannten Stahlbetonträger gehoben, in den Verbindungspunkten mit dem bereits montierten Fachwerk durch Vorspannschlösser miteinander verbunden, wodurch die ganze Konstruktion zu einem fünffeldrigen, durchlaufenden Fachwerkträger ausgebildet wurde.

Das Einschwimmverfahren von Großelementen (in diesem Falle waren 8 Großelemente zu montieren) hatte zwar eine unbedeutende Baukosten-zunahme zur Folge, bietet aber eine Gelegenheit zur Baubeschleunigung, da die Brückenpfeiler und die Stahlbetonträger aus Fertigteilen gleichzeitig errichtet werden können.



Das hervorragendste Beispiel für das Einschwimmverfahren war die Errichtung der Stahlbetonbrücke aus Fertigteilen für Straßen- und U-Bahnverkehr neben dem Lenin-Stadion in Moskau. Beim Bau dieser insgesamt 200 m langen Bogenbrücke mit Zugband und halbversenkter Fahrbahn, mit einer Hauptöffnung von 108 m, wurden bis zu 5200 t schwere Großelemente eingebaut. Dank der gleichzeitigen Errichtung der Brückenpfeiler, Brückenrampen und des Brückenoberbaus am Ufer, mit nachträglichem Einschwimmen des Oberbaus in Großelementen, wurde diese hervorragende Brücke in weniger als zwei Jahren gebaut.

### **Zusammenfassung**

In diesem Beitrag wird die Anwendung des Einschwimmens von Großelementen beim Bau großer, durchlaufender, vorgespannter Stahlbetonfachwerkbrücken näher beschrieben.

### **Summary**

The author describes in detail the application of the floating of large elements for the erection of continuous truss bridges constructed in prestressed concrete.

### **Résumé**

L'auteur décrit en détail l'utilisation du flottage d'éléments de grandes dimensions lors de la construction de ponts en treillis continus, réalisés en béton précontraint.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV b 3

### Vorfertigung kleiner Straßenbrücken

*Prefabricated Construction of Small Bridges*

*Préfabrication de petit ponts-routes*

JOZEF TROKAN

Prof. Ing. Dr., Bratislava, ČSSR

In den letzten Jahren wurden an der Slowakischen Technischen Hochschule zahlreiche Untersuchungen an vorgefertigten Straßenbrücken mit Spannweiten von 10 bis 20 m durchgeführt, wobei nebst Fragen über Konstruktion und Montage auch die statische Wirkungsweise geprüft wurde.

Da die Mehrzahl der Straßenbrücken nur kleine Spannweiten aufweist, lohnt sich eine gründliche Untersuchung der verschiedenen Systeme sowohl im Hinblick auf die wirtschaftliche Herstellung durch Massenvorfertigung als auch auf die Erzielung kürzerer Bauzeiten. Ein besseres Bild über den Einfluß der Vorfertigung auf die Bauzeit gibt die nachfolgende Tafel, in welcher die Bauzeiten für Brücken von 2 bis 9 m für verschiedene Vorfertigungsgrade aufgeführt werden.

*Bauzeiten für Straßenbrücken von 2 bis 9 m in Funktion des Vorfertigungsgrades  
(in Tagen angegeben)*

Ausführung	Grün- dung	Wider- lager	Tragkonstruktion	Fahr- bahn	Total
Widerlager monolithisch, Tragsystem teilweise vorgefertigt	39	44	Montage 2 Armierung 1 Betonierung 2 Erhärtung 24 } 29	5	117
Widerlager vorgefertigt, Tragsystem teilweise vorgefertigt	4	2	29	5	40
Ganze Brücke vorgefertigt	4	2	5	5	15

Die Bauzeiten wurden für die folgenden 3 Fälle untersucht:

- Monolithischer Unterbau und teilweise vorgefertigte Tragkonstruktion mit 30% Anteil an Ortsbeton. Wegen der erforderlichen langen Erhärtungszeit dauert hier die Herstellung der Tragkonstruktion ungefähr 30 Tage.

- Vorgefertigter Unterbau und teilweise vorgefertigte Tragkonstruktion wie oben. Totale Bauzeit ungefähr 40 Tage.
- Komplette Vorfertigung der Brücke, wobei die Elemente der Tragkonstruktion durch vorgespannte Schrauben in Querrichtung verbunden sind, wodurch eine totale Bauzeit von nur 16 Tagen erreicht wird.

Nebst den Totalzeiten ist auch die Zeit für die einzelnen Bauphasen aufgeführt. Natürlich ist diese Aufteilung der Bauzeiten nicht allgemein gültig und hängt stark von der gewählten Konstruktion ab. Diese Beispiele zeigen aber deutlich, daß nur durch eine komplette Vorfertigung aller Brückenteile eine kurze Bauzeit erzielbar ist. Dies führte auch dazu, daß für die weiteren Entwicklungsarbeiten die folgenden Bedingungen zu beachten waren.

- Möglichst vollständige Vorfertigung aller Bauteile.
- Minimale Betonierarbeiten auf der Baustelle.
- Anwendung für beliebig schiefwinklige Brücken.
- Erfüllung der statischen Anforderungen.

Die Untersuchungen erfolgen an bereits verwendeten Brückentypen sowie an Neuentwicklungen. Die charakteristischen Querschnitte sowie die Art der Querverbindung der Tragkonstruktion sind aus Fig. 1 ersichtlich.

Die verschiedenen Brückentypen lassen sich praktisch in zwei Gruppen unterteilen, eine mit Spannweiten bis 10 m und eine zweite mit 10 bis 20 m Spannweite. Die Tragelemente werden entweder aus normalem Stahlbeton hergestellt, im Spannbett fabriziert oder mit Kabel vorgespannt. In Quer-

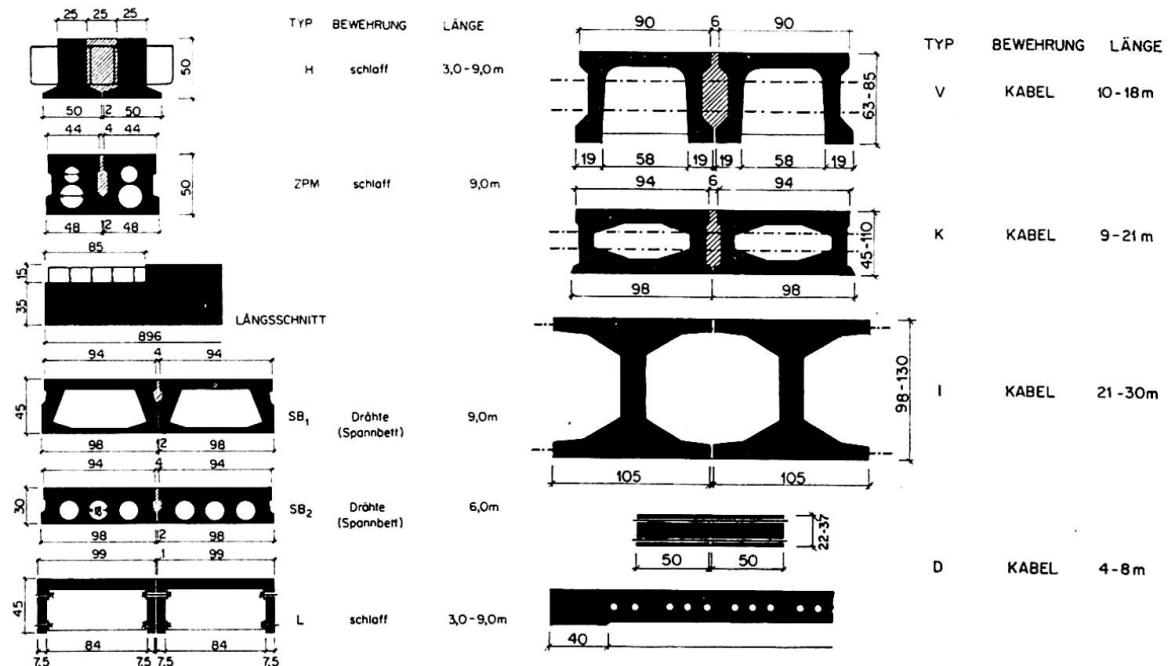


Fig. 1. Charakteristische Querschnitte der Brückenfertigteile mit ihren Querverbindungen.

richtung sind diese Elemente durch Kabel oder Schrauben miteinander verbunden oder einfach durch Vergießen der Zwischenräume mit Ortsbeton. Je nach der Art der Ausbildung der Elemente und der Querverbindung erhält man im Falle des Vergießens eine mehr oder weniger ausgeprägte gelenkige Querverbindung.

Bei den Momentanverbindungen (durch Schrauben oder Kabel) ist die statische Zusammenwirkung klarer, erlaubt jedoch die Schiefwinkligkeit nur stufenweise durchzuführen und stellt hohe Ansprüche an die Herstellungsgenauigkeit, um Übereinstimmung der Öffnungen in Querrichtung für die Durchführung der Schrauben und Kabel zu erreichen.

Fig. 2 zeigt die Belastungsprüfung am Typ «L», bei welchem die Querverbindung durch vorgespannte Schrauben erstellt wurde. Bei doppelter Nutz-

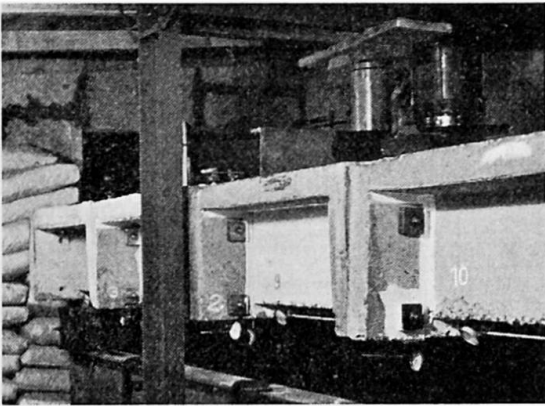


Fig. 2.

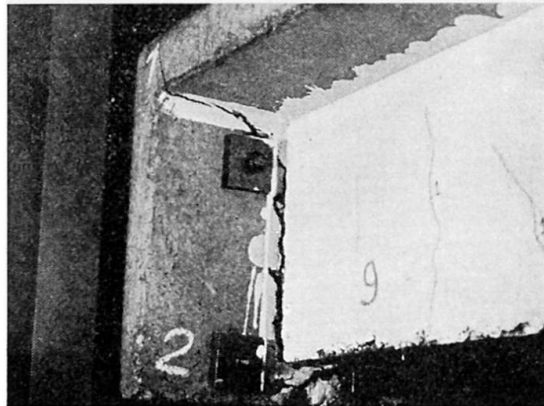


Fig. 3.

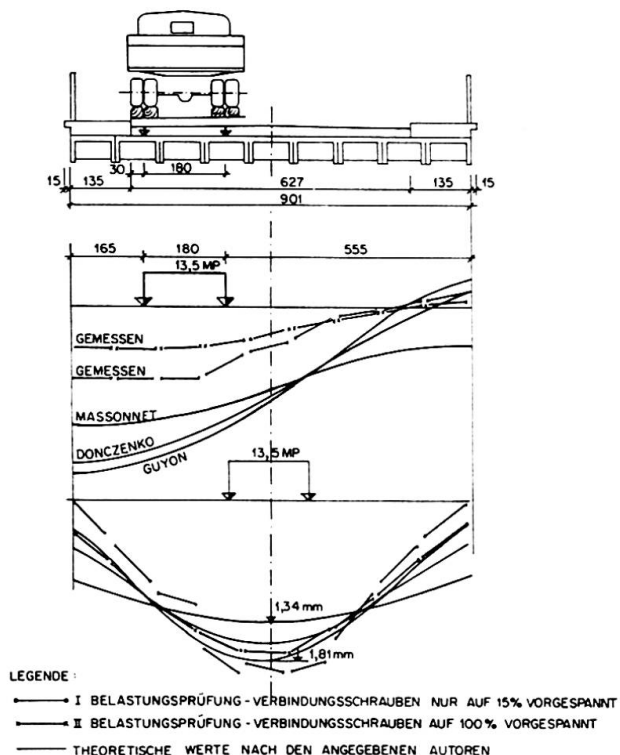


Fig. 4. Auswertung der Durchbiegungen für Typ «L».

last trat noch kein Bruch der Schraubenverbindung ein, wohl aber der Bruch der Schweißverbindungen der Querbewehrung, wie in Fig. 3 ersichtlich.

Die Resultate der Belastungsprüfungen sowie die Ergebnisse der Berechnungen nach DONCENKO, GUYON und MASSONNET sind in Fig. 4 aufgetragen.

Trotz des guten Verhaltens wurde dieser Brückentyp nicht weiter entwickelt im Hinblick auf die große Korrosionsgefahr für die Schrauben. Fig. 5 zeigt noch ein Anwendungsbeispiel, bei dem auch die Widerlager vorgefertigt wurden.



Fig. 5.

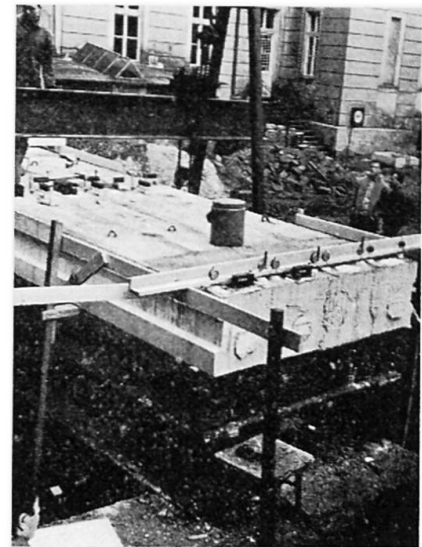
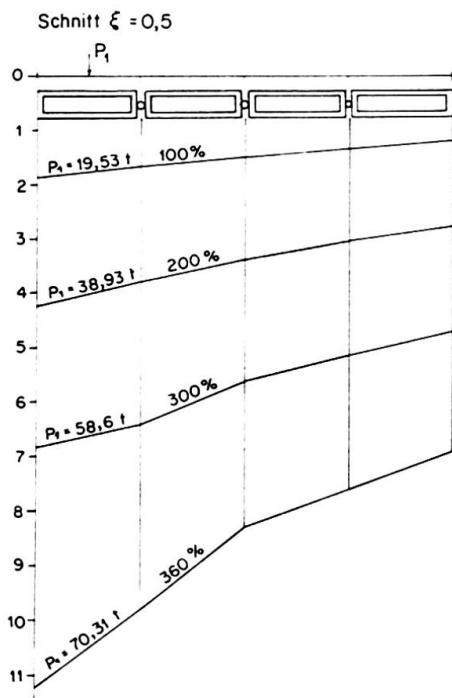
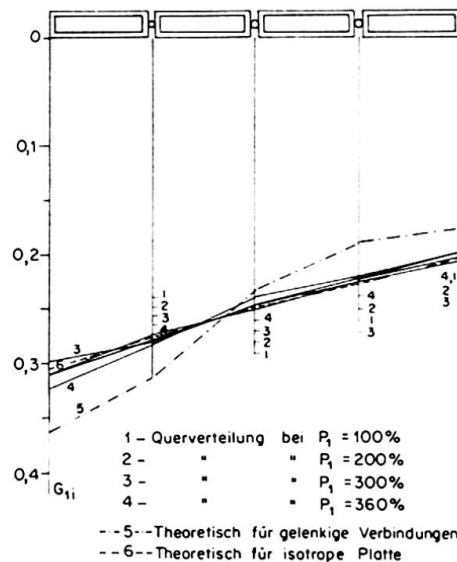


Fig. 6.



Rekapitulation der Durchbiegung für Einzellasten  $P_1$  auf dem Randträger.



Rekapitulation der Einflußlinien der Querverteilung für den Träger Nr. 1  $g_1$ .

Fig. 7.

Die weiteren Untersuchungen erfolgten mit dem Typ ZPM, wobei sowohl Laborversuche als auch Feldtests an fertig montierten Brücken ausgeführt wurden. Fig. 6 zeigt eine solche Versuchsbrücke.

Das Zusammenwirken der einzelnen Elemente in Querrichtung ist in Form von Betongelenken aus Ortsbeton gewährleistet. Bei diesem Typ kann eine beliebige Schiefwinkligkeit der Brücke erreicht werden, demgegenüber steht aber der Nachteil größerer Mengen von Ortsbeton mit entsprechend langer Erhärtungszeit.

Die Belastungsprüfungen (Fig. 7) ergaben, daß selbst bei exzentrischer Belastung die «Gelenke» erst bei 260% Überbelastung in Funktion traten und somit für Gebrauchslast die Querverteilung gleich wie bei einer isotropen Platte angenommen werden darf (gestrichelte Linie).

In Fig. 8 sind noch für drei Belastungsfälle die Ergebnisse von Durchbiegungsmessungen angegeben. Aufgetragen wurden für die Brückenmitte sowohl die maximalen Durchbiegungen als auch die bleibende Verformung.

Da die Versuche noch im Gang sind, können noch keine Schlußfolgerungen gezogen werden. Weitere Erprobungen werden zur Zeit mit nach dem Baukastensystem vorgefertigten Widerlagern durchgeführt, die eine beliebige

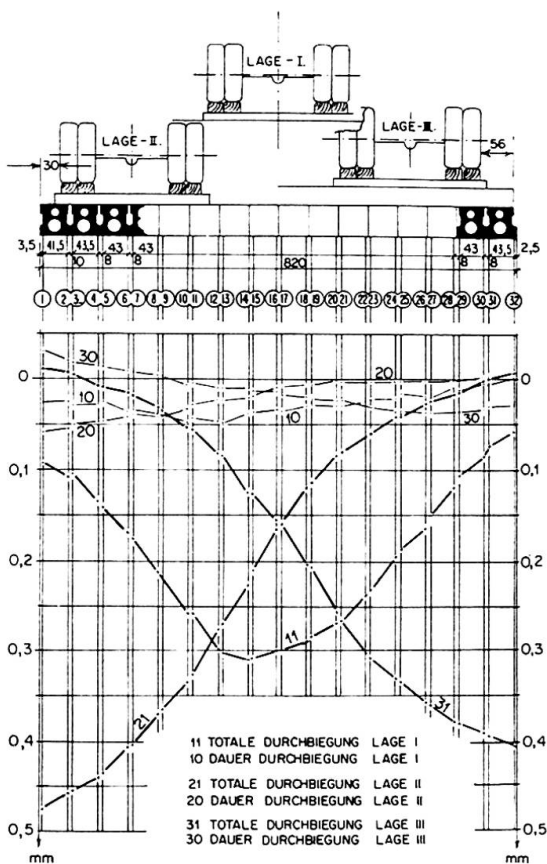


Fig. 8. Die Durchbiegung aus drei Lastpositionen.

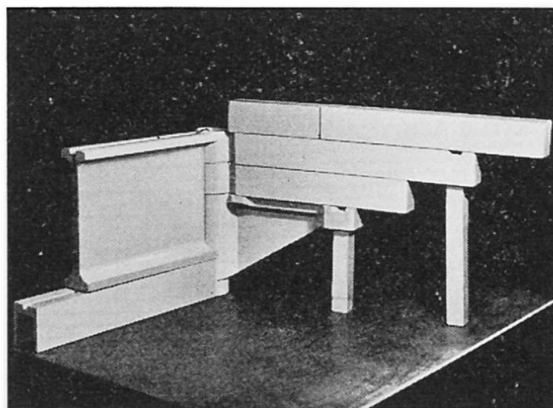


Fig. 9.

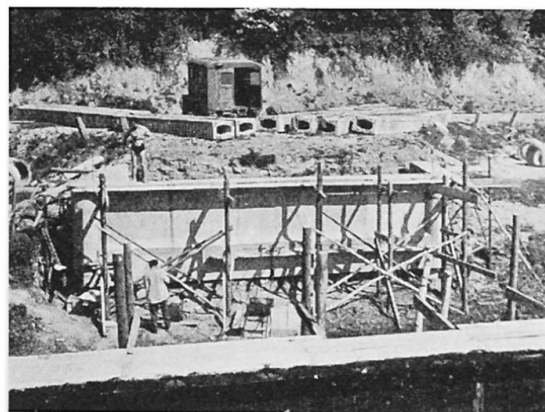


Fig. 10.



Höhen- und Winkeländerung der Flügelmauern erlauben. Fig. 9 zeigt eine Modellstudie des Zusammenbaues.

Der große Vorzug solcher Widerlager liegt in der kurzen Bauzeit, die — Gründung inbegriffen — nur 6 Tage dauert.

Fig. 10 zeigt noch ein nach diesem System ausgeführtes Widerlager. Durch horizontale Pressen wurde die doppelte effektive Belastung angebracht, wobei diese Horizontalbelastungen an Widerlagern ohne obere Brückenkonstruktion ausgeführt wurden, d. h. unter ungünstigeren Bedingungen.

Die Untersuchungen zeigten, daß in der Vorfertigung von Betonkonstruktionen, Theorie, Konstruktion, Technologie und Wirtschaftlichkeit nicht getrennt behandelt werden können. Diese Probleme bilden hier ein Ganzes, und zu ihrer Lösung müssen alle Richtungen der Ingenieurwissenschaft herangezogen werden.

### **Zusammenfassung**

Der Autor behandelt vorgefertigte Straßenbrücken mit Spannweiten von 6 bis 20 m. Der Entwurf muß eine weitgehende Vorfertigung der Tragkonstruktion und der Widerlager vorsehen, um möglichst kurze Bauzeiten zu erzielen, sowie sich auf die tatsächliche statische Wirkungsweise stützen, um eine wirtschaftliche Lösung zu erreichen.

### **Summary**

The author describes standardised road bridges with spans ranging from 6 to 20 m. The erection of these bridges should be carried out with prefabricated elements, the time taken for the construction is very short and the effective strength should be conceived from the point of view of an economic project. The general scheme also comprises the erection of the infrastructure and the construction of the foundations.

### **Résumé**

L'auteur décrit des ponts-routes standardisés de portée allant de 6 à 20 m. Le montage de ces ponts doit être fait à partir d'éléments préfabriqués, le délai de construction est très court et l'on doit concevoir la résistance effective dans la perspective d'un projet économique. L'ensemble comporte également le montage de l'infrastructure et l'exécution des fondations.

## IVb4

### Development of a Jointing Technique for Precast Columns

*Le développement d'une technique d'assemblage des piliers préfabriqués*

*Die Entwicklung eines Verbindungssystems für vorgefertigte Pfeiler*

J. J. SPYRA

Consulting Engineer, Manchester and  
London

R. B. L. SMITH

Ph. D., Lecturer, Manchester College of  
Science and Technology

This paper describes the development of a type of joint for precast columns. The idea is shown in Fig. 3. The reinforcement of the lower part terminates in steel tubes welded to the column rods, and projecting rods from the bottom of the upper part are inserted into the tubes and the joint is made by an expanding cement grout which has been placed in the tube. The excess grout combines with the normal jointing grout between the concrete contact areas and is prevented from spilling down exposed faces by the edge seals shown. No grout holes are required and the joint can be made by unskilled labour. Tests have indicated that such joints can achieve the full yield strength of the reinforcement with only about nine rod diameters length of joint.

The first tests compared the strengths of glued joints made with normal Portland cement grout with those of epoxy resin. A deformed reinforcing bar was pulled out of a hole formed by ribbed metal sheathing in a concrete block. The joint was made by pouring a quantity of the "glue" into the hole, inserting the rod and curing for seven days. The result of these tests may be summarised as follows: at a load corresponding to about one half of the permitted design tensile stress of the rod, the rod was pulled out of the joints using cement grout, but in the case of the epoxy resin joints the concrete blocks split, at a somewhat higher load, without any damage to the joints.

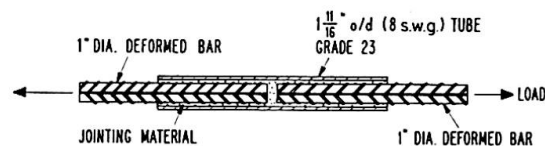


Fig. 1.

Consequently it was decided to design further tests on the basis of direct transfer of tension along the reinforcement through the joints, and this led to results, using epoxy resin joints, in close agreement with the work of IGONIN [1]. A test specimen is shown in Fig. 1. The size of the tube was chosen to have an easy fit for the bar and to have approximately the same cross-sectional area as the bar. Using epoxy resin (Araldite X 83/120, six parts,

with hardener MY/750, ten parts<sup>1</sup>) as jointing material, tests at the age of one day with 6 inches grip length of rod resulted in yielding followed by rupture of the tube at the section where the two rods abut.

With this type of test specimen it was difficult to obtain reliable compaction, and therefore in further tests the detail shown in Fig. 2 was used. A rod is welded to one end of the tube and the rod to be jointed is inserted at the other end after the tube has been filled with "glue" in a vertical position.

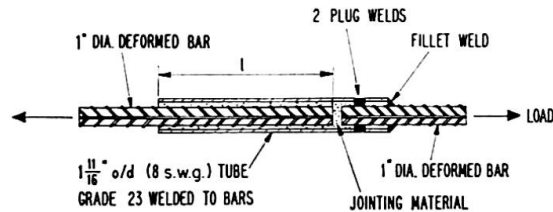


Fig. 2.

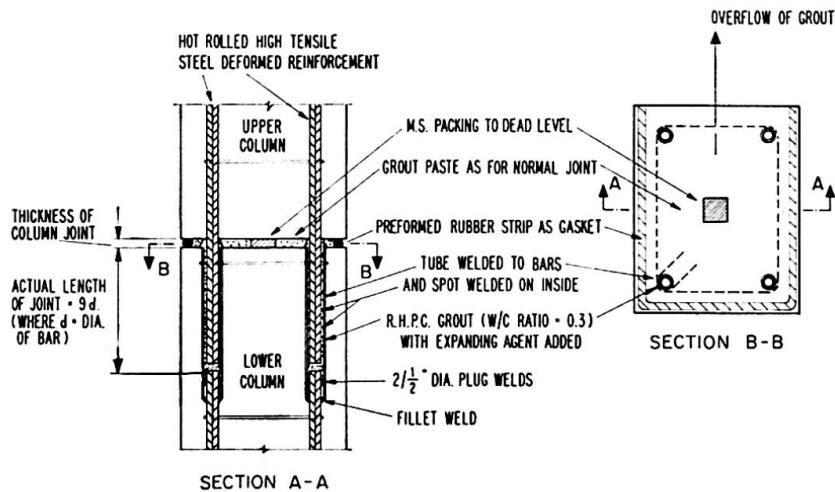


Fig. 3. Typical Column Joint.

This detail corresponds to the actual procedure in construction illustrated in Fig. 3. At this stage of the investigation the fire resistance of these joints was considered, and it had to be accepted that such joints depending on epoxy resin, would not satisfy fire regulations for buildings although they might be quite satisfactory in other types of structure in which the fire risk may be ignored (bridges, silos, roads, etc.). This results from the fact that this material, being organic, is destroyed at 300° C and loses its strength below this temperature, since the first reduction of strength begins at 36° C. So in the final joint design described below, Portland cement grout with an expanding agent and also ciment fondu were used as the jointing material. Methods of providing a mechanical key to the internal wall surface of the tube were investigated.

<sup>1</sup>) Manufactured by C.I.B.A. (ARL) Ltd., Duxford, Cambridge, England.

### Tests of the Final Design

The first of these tests was carried out using untreated tubes. A marked superiority of load capacity of specimens using Portland cement grout with an expanding agent, Conbex<sup>2</sup>), (Grout PCX) compared with those using ciment fondu without any additives (Grout CF) was discovered. In making these joints, the tube was clamped in a vertical position. A quantity of the grout was fed into it, and gently rodded to eliminate any large voids; the rod to be jointed was then pushed into the tube by a continuous pressure without any vibratory movement. This procedure was strictly applied in order to reproduce the practical conditions in jointing members. For this purpose it was found that the water-cement ratios given in Table 1 were suitable.

Table 1. Failure loads in tons

a) Using untreated tubes. 1" diameter deformed rods

l, inches	6		9		12	
	PCX	CF	PCX	CF	PCX	CF
age at test						
3 days	15.0 PO	3.7. PO	18.4 PO	5.0 PO	22.5 WF	5.0 PO
3 days	—	1.5 PO	—	3.0 PO	—	13.0 PO
7 days	17.5 PO	—	22.7 WF	—	19.7 WF	—
8 days	16.0 PO	—	18.4 WF	—	21.5 PO	—

b) Using grooved tubes. All tests, l=9 inches 1" dia. deformed rods

Type of grout	PCX (1)	PCX (2)	CF (3)	PCX (4)	CF (5)
Age at test	4 days	11 days	4 days	28 days	28 days
Failure load (tons)	14.3 TF 13.1 TF	26.5 WF 26.5 WF	22.0 WF 23.0 WF	28.6 PO 29.0 PO	27.3 PO 29.0 RF

Notes:

In b), columns (2) to (5), tube strengthened externally by welded straps. Columns (4) and (5), additional weld reinforcement. Details of joint as shown in Fig. 2.

Grout PCX: Rapid hardening Portland cement with Conbex, water-cement ratio 0.3.

Grout CF: Ciment fondu, water-cement ratio 0.27.

Types of Failure: PO rod pulled out of joint.  
 TF tube failure } secondary failures.  
 WF weld failure }  
 RF rod failure }

<sup>2</sup>) Manufactured by Chemical Building Products Ltd., Hemel Hempstead, Herts, England.

Further tests utilised tubes with an internal helical groove to improve the adhesion. This had the effect of weakening the tubes and all specimens, with both types of grout, failed in the tubes. To prevent this, in order to determine the actual strength of the joints, straps were welded along the outside of the remaining grooved tube specimens, but these now failed in the weld. A further four specimens (two with each type of grout) of grooved tubes with external straps and additional strengthening of the weld, were tested at the age of 28 days. As may be seen from table 1, in comparison with the load-strain characteristic of the type of rod used, Fig. 4a, the failure loads of these joints

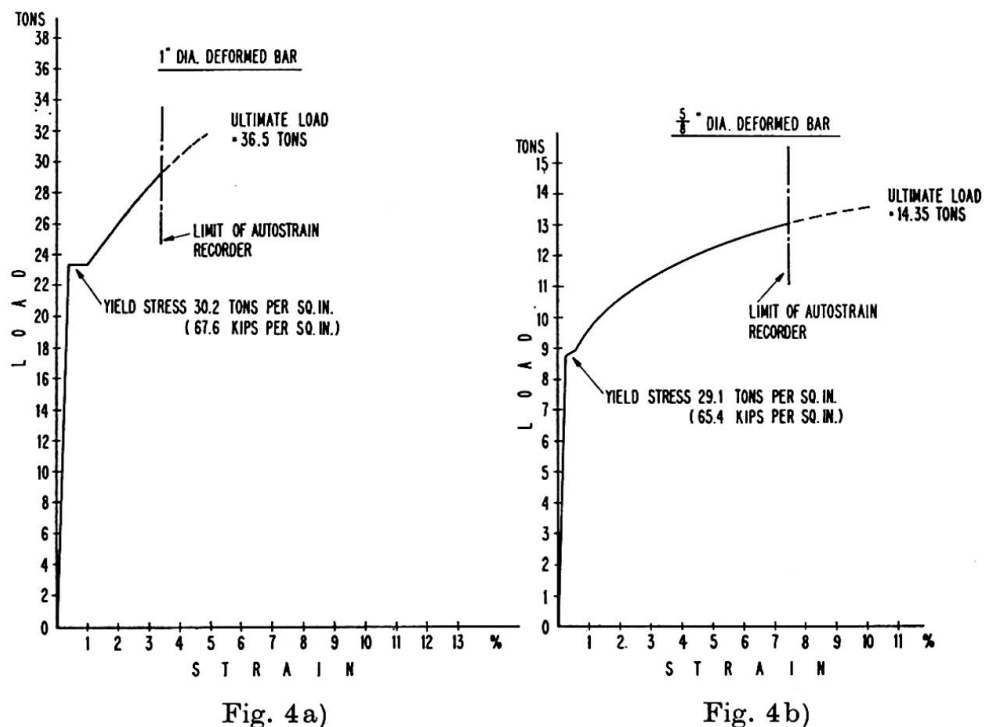


Fig. 4a)

Fig. 4b)

Fig. 4. Tension Tests on Reinforcement.

was above the elastic limit of the rod. It is not considered that these constitute true joint failures, since the strains associated with steel yield are obviously incompatible with joint cohesion.

It appeared as a result of these tests that a satisfactory joint had been achieved, but the actual strength using Grout PCX in untreated tubes had not been found since most of these tests resulted in weld failures. Further investigation, using untreated tubes, was therefore desirable, since grooving the tubes not only weakened them but was very expensive. As an alternative to grooving, roughening the internal surface by means of scattered weld spots was tried. This was much cheaper and did not weaken the tube.

The further series of tests, which are still in progress, were planned to investigate;

a) the effect of inaccurate placing of the rod in the tube. In practice, it is liable to be offset from the centre due to constructional errors.

- b) determination of the minimum grip length for full joint strength.
- c) comparative tests with 5/8 inch diameter rods in correspondingly smaller tubes.
- d) testing a set of identical specimens at intervals over a long period in order to investigate the effect of time on the joint strength.

The results in table 2 indicate that placing the rod off-centre in the hole had no significant effect on the strength and also that roughening the tube with weld spots had little effect on the failure load, but increased the load at which the first cracks appeared in the jointing material. Since this load is above the yield point of the rod in all cases, these joints appear to have increased ability to resist the effects of steel yield.

A few tests with 5/8 inch diameter deformed bars using 6 inch joint lengths with Grout PCX which are the first specimens of a long term series gave the results in table 3. In all these tests, except one, the failure load was in excess of the yield strength of the rod (about 9 tons, as shown in fig. 4b) and the beneficial effect of internal roughening of the tubes is again apparent. The tests at 6 and 9 weeks age are not significantly different in result from the comparable short term tests.

Table 2. Failure loads in tons  
*l* = 9 inches. Grout PCX. 1 inch diameter deformed rods

Age at test days	Untreated tubes		With weld spots Rod central
	Rod central	Rod offset	
3	26.6 (23.7) WF	25.4 (23.0) WF	29.4 (26.0) TF
	24.2 (23.0) PO	28.6 (23.0) TF	29.2 (26.0) TF
7	29.3 (22.0) TF	29.1 (22.0) TF	26.8 (26.0) WF
	26.7 (22.5) WF	25.0 (23.0) WF	29.0 (25.0) RF

Figures in brackets are the load values at which the first cracks appeared in the jointing material. Details of joint as shown in Fig. 2.

Table 3. Failure loads in tons  
 5/8 inch diameter deformed rods. 1.34 inch external diameter tubes (10 swg) *l* = 6 inches. Grout PCX

Tube surface	Untreated		Weld spots		Untreated	
	3 days	7 days	3 days	7 days	6 weeks	9 weeks
Failure loads (tons)	11.5 PO	11.9 PO	13.3 PO	13.1 PO	10.6 PO	13.5 RF
	10.5 PO	11.6 PO	12.8 GS <sup>1)</sup>	13.6 RF	12.9 RF	9.0 PO <sup>2)</sup>
	12.2 PO	7.4 PO	13.3 PO	13.2 RF	12.4 PO	12.2 PO
					14.1 PO	

1) Slipping of the machine grips.      2) Defective joint with voids.



### Conclusions

On the basis of the short term tests the load factor based on the first signs of joint failure in comparison with a design stress of 30,000 psi is greater than 2.0 for both the 1 inch diameter rod with  $l = 9$  inches and the  $\frac{5}{8}$  inch rod with  $l = 6$  inches, which amounts in fact to the ratio of yield to permitted stress. It appears that the best design will utilise Grout PCX, and tubes internally roughened with weld spots, to resist the first effects of steel yield. Although the continued tensile strength of these joints over a long period has yet to be established, their use is already of advantage in the construction of buildings made of precast concrete members, by permitting the rapid erection of frames, even when the design is such that the final loading condition of the columns does not require the full strength of the joints.

The tests were carried out in the laboratories of the Department of Structural Engineering, Manchester College of Science and Technology. The authors acknowledge the assistance of E. C. GARNER and M. E. PHIPPS.

### Reference

1. L. A. IGONIN: "Glued Joints for Reinforcing Bars and Precast Units". *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, 1964 (2), 16—21.

### Summary

The development of a cheap, easily and rapidly made system of jointing precast concrete columns is described, in which the full strength of the reinforcement is attained at an early age. The projecting reinforcement of the upper member is inserted into tubes welded to the reinforcement of the lower member and bonded by means of expanding cement grout as shown in Fig. 3, the bar projection being only 9 diameters long.

### Résumé

On décrit le développement d'un système d'assemblage des piliers en béton préfabriqués qui présente l'avantage d'être bon marché, rapide et d'exécution facile; en outre, la pleine résistance de l'armature est atteinte dans des délais très brefs. A l'armature de l'élément inférieur sont soudés des tubes dans lesquels on introduit le prolongement de l'armature de l'élément supérieur conformément à la Fig. 3; la liaison est assurée par un coulis à base de ciment expansif. La partie saillante de l'armature supérieure n'a que 9 diamètres de longueur.



### **Zusammenfassung**

Die Autoren beschreiben die Entwicklung eines neuen Verbindungssystems für vorgefertigte Pfeilerelemente, das folgende Vorteile aufweist: billige, rasche und einfache Herstellung, zudem wird die volle Tragkraft nach kurzer Zeit erreicht. Die Armierung der oberen Elemente wird dabei in Rohrstücke eingeführt, die auf die Bewehrung der unteren Elemente aufgestülpt und angeschweißt sind. Die Verbindung wird erzielt durch Vergießen des Zwischenraums mit einem expansiven Zementmörtel (siehe Fig. 3); dabei haben die überstehenden Enden der Armierung nur eine Länge, die dem Neunfachen des Durchmessers entspricht.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV b 5

### La Silicalcite: caractéristiques et possibilités d'emploi de ce matériau

*Silicalcite — Eigenschaften und Verwendungsmöglichkeiten*

*Silicalcite: Characteristics and Potential Applications of this Material*

LUIGI NOÈ

Milan

Le développement des techniques de préfabrication de bâtiments civils et industriels est basé d'une façon fondamentale sur l'organisation des chantiers. Très importante, aussi d'un point de vue économique, est la corrélation qui existe entre le poids des éléments de la construction et les moyens nécessaires au levage, au transport et à la mise en œuvre.

Plusieurs systèmes ont été imaginés pour réduire le poids unitaire des éléments, et le coût des outillages de chantier aussi: allègement obtenu au moyen d'évidements expressément pratiqués à leur intérieur, emploi de la brique associée au béton armé, utilisation de légers matériaux isolants spéciaux disposés en panneau-sandwich pour garantir une bonne isolation thermique.

Il nous semble donc très intéressant — et non seulement aux fins citées — de parler brièvement d'un matériau de construction silico-calcaire mis au point aux environs de 1950, selon une nouvelle formule, par un chercheur esthonien, Dr. JOHANNES HINT et qui a eu beaucoup d'applications en Russie dans les derniers dix ans: la *Silicalcite*.

Ce matériau est obtenu, de même que d'autres produits silico-calcaires, moyennant traitement à l'autoclave, en milieu de vapeur d'eau saturée, d'un mélange de sable, de chaux et d'eau, avec addition de substances appropriées, le tout finement broyé dans un désintégrateur.

Il est possible d'employer, pour sa fabrication, des matières premières, c'est-à-dire du sable et de la chaux, de peu de valeur: le sable, par exemple, peut contenir, en effet, jusqu'à 55% de silice et avoir même des teneurs élevées en substances argileuses et en impuretés organiques, sans préjudicier sensiblement le matériau.

La production de Silicalcite donne lieu à deux types bien distincts de matériaux: la Silicalcite cellulaire ou «légère» et la Silicalcite compacte ou «lourde».

La première, qui peut être produite dans des conditions de poids/volume allant de 450 à 1300 kg/m<sup>3</sup>, est obtenue en ajoutant au gâchage un agent levant. La charge de rupture à la compression standard, mesurée sur un matériau séché jusqu'à un poids constant, augmente en comparaison du poids/volume et, d'une valeur minimum de 25 kg/cm<sup>2</sup> pour la Silicalcite d'un poids/

volume de  $500 \text{ kg/m}^3$ , peut atteindre  $180 \text{ kg/cm}^2$  pour un poids/volume de  $1200 \text{ kg/m}^3$  et dépasser  $300 \text{ kg/cm}^2$  pour un poids/volume de  $1300 \text{ kg/m}^3$ .

D'une manière analogue augmente la résistance à la traction: de 3 à  $15 \div 20 \text{ kg/cm}^2$  et le module d'élasticité qui d'un minimum de  $25\,000 \text{ kg/cm}^2$  atteint  $70\,000 \div 80\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

En substance, la Silicalcite caractérisée par un poids/volume allant de  $1200$  à  $1300 \text{ kg/m}^3$  présente une résistance à la compression égale ou peu inférieure à celle d'un bon béton non pas industriel, pour un poids réduit de moitié. Signalons l'intérêt tout aussi considérable du coefficient de conductibilité thermique, qui peut atteindre la valeur de  $0,06 \text{ Kcal/m.h. }^\circ\text{C}$ , pour un poids/volume de  $500 \text{ kg/m}^3$ . Il s'agit évidemment d'un type de Silicalcite avec peu de résistance mécanique et utilisable avec fonction d'isolation thermique. Le coefficient de conductibilité thermique, naturellement, augmente, en comparaison du poids/volume, mais il ne dépasse jamais en tous cas, même pour la Silicalcite cellulaire d'un poids/volume de  $1300 \text{ kg/m}^3$ , la valeur de  $0,40 \text{ Kcal/m.h. }^\circ\text{C}$ .

La Silicalcite cellulaire, surtout les types avec poids/volume supérieur à  $900 \div 1000 \text{ kg/m}^3$ , peut être armée comme le béton, son coefficient de dilatation thermique étant égal à  $1,0 \div 1,4 \times 10^{-5}$ , selon le type de matériau, et sa résistance aux efforts d'adhérence aux surfaces métalliques atteignant de  $30$  à  $60 \text{ kg/cm}^2$ .

Dans ces conditions la Silicalcite cellulaire nous semble convenir parfaitement pour la construction des panneaux préfabriqués de grandes dimensions: préfabrication «lourde»; aussi que pour la construction de panneaux de tamponnement extérieurs et de parois intérieures en matériaux légers avec structures portantes en acier ou béton armé: préfabrication «légère».

Pour les panneaux de façade, sans aucune fonction statique importante et peu de caractéristiques mécaniques, il est possible de réduire considérablement le poids, tout en gardant un coefficient de transmission de chaleur suffisamment faible.

Parmi les types de produits qu'on peut obtenir par la Silicalcite cellulaire, outre les panneaux de façade, nous pouvons signaler, sans en vouloir rédiger une liste complète, les panneaux pour parois intérieures, les plaques pour plancher, les panneaux pour enceintes, les plaques pour contreplancher, les plaques et les éléments spéciaux pour isolation thermique.

De son côté la Silicalcite lourde se distingue de la Silicalcite cellulaire par son poids/volume allant de  $1500$  à  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

Les matières premières et le système de broyage et de mélange basé sur le désintégrateur sont les mêmes, mais, tandis que la Silicalcite cellulaire est caractérisée par une structure cellulaire, où donc les micropores sont uniformément distribués, la Silicalcite lourde atteint l'optimum de son utilisation seulement lorsque elle est fortement compactée, c'est-à-dire vibrée, ou centrifugée, ou pressée, ou bien traitée par d'autres systèmes.

En effet, la résistance à la compression, qui est la caractéristique la plus intéressante de ce dernier type de matériau, d'un minimum de 200 kg/cm<sup>2</sup> pour un poids/volume de 1500 kg/m<sup>3</sup> peut atteindre 500 ÷ 600 kg/cm<sup>2</sup> pour un poids/volume de 1800 kg/m<sup>3</sup> et peut dépasser 1000 ÷ 1200 kg/cm<sup>2</sup> lorsque le poids/volume a une valeur de 2000 kg/m<sup>3</sup>.

Ces valeurs sont relatives à une production industrielle; elles ont été largement dépassées lors des essais de laboratoire, au cours desquels il n'est pas difficile d'atteindre des charges de rupture à la compression de 1500 kg/cm<sup>2</sup>, tandis que, en utilisant des éléments spéciaux de petites dimensions, on a même obtenu la valeur de 3200 kg/cm<sup>2</sup>.

Le module d'élasticité augmente, en comparaison du poids/volume, de 70 000 kg/cm<sup>2</sup> à 250 000 ÷ 300 000 kg/cm<sup>2</sup>. Le coefficient de dilatation thermique est, comme pour la Silicalcite cellulaire, de  $1 \div 1,4 \times 10^{-5}$  et sa résistance aux efforts d'adhérence aux surfaces métalliques va de 50 à 60 kg/cm<sup>2</sup>. La Silicalcite lourde est donc surtout employée pour des fins statiques, c'est-à-dire pour la construction de plaques pour plancher, de dalles de pavage, pour structures industrielles préfabriquées, etc., pour la raison aussi que le phénomène de retrait pendant tout le processus de dessiccation et de cuisson est bien inférieur à celui du béton, ce qui permet plus aisément la réalisation d'éléments de grandes dimensions.

Signalons l'intérêt de la résistance à l'usure de la Silicalcite lourde pressée, qui est nettement supérieure à celle d'un bon béton.

Au cours d'une série d'essais comparatifs, il a été constaté une résistance à l'usure de 5 à 8 fois supérieure à celle du béton calcaire et environ 5 fois supérieure à celle du béton granitique.

Une autre caractéristique de la Silicalcite lourde, qui permet d'étendre son champ d'emploi, est la résistance à l'attaque d'agents chimiques. Les études à ce sujet viennent d'être commencées mais nous pouvons déjà affirmer qu'elle est sûrement supérieure à celle du béton et même légèrement supérieure en présence de certains types de solutions acides, basiques de détersifs et d'huiles.

Une conséquence de la compacité et de la composition granulométrique très fine, non monogranulaire du matériau, est l'imperméabilité à l'eau, à l'air et à la vapeur d'eau, et donc aussi une bonne résistance aux agents atmosphériques et au gel surtout comme il a été prouvé par les essais de laboratoire et les applications faites dans le champ hydraulique par des conditions climatiques particulièrement sévères.

En définitive on peut remarquer que la Silicalcite est douée d'une gamme de caractéristiques mécaniques et physico-chimiques difficilement retrouvables dans d'autres matériaux de construction jusqu'à ce moment employés dans l'art de la construction.

Nous pensons donc qu'un bon choix du type de Silicalcite à employer peut permettre aisément de satisfaire parfaitement aux exigences les plus variées.

### Résumé

Dans le développement et perfectionnement des techniques de préfabrication un nouveau matériau de construction, récemment mis au point, trouve place: la Silicalcite.

Caractérisée par une excellente résistance mécanique, par une bonne isolation thermique et par une bonne résistance aux agents atmosphériques, à l'usure, à l'attaque des acides et au feu, la Silicalcite est propre à être employée dans un large champ d'applications.

### Zusammenfassung

In der Entwicklung und Verbesserung der Vorfabrikationsmethoden erscheint nun noch ein neuer Baustoff: Silicalcite.

Dieser Baustoff wird charakterisiert durch sehr guten mechanischen Widerstand, gute Wärmedämmung und guten Widerstand gegen atmosphärische Einflüsse, Verschleiß, Säuren und Feuer und weist somit Eigenschaften auf, die einen weiten Anwendungsbereich ermöglichen.

### Summary

A new building material, Silicalcite, which has recently been developed, is finding an outlet in the constantly increasing extension and improvement of light and heavy prefabrication techniques.

Characterised by excellent mechanical strength, good thermal insulating properties, good resistance to wear and to atmospheric agents, to attack by acids and to fire, Silicalcite is suitable for use in a wide field of applications.