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

Band: 10 (1976)

Rubrik: Theme VI: Precast 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: 20.01.2026

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

VI

Constructions en béton préfabriqué

Vorfabrizierte Bauwerke

Precast Structures

VI a

Sécurité et stabilité des éléments et des constructions

Sicherheit und Stabilität von Elementen und Bauwerken

Safety and Stability of Elements and Structures

VI b

Développements dans la production et l'assemblage

Entwicklungen in Herstellung und Montage

Developments in Manufacture and Assembly

VI c

Utilisations nouvelles, comprenant les constructions sous-marines et flottantes

Neue Anwendungen einschliesslich Unterwasserbauten und schwimmende Konstruktionen

New Applications including submerged and floating Structures

Leere Seite
Blank page
Page vide

Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes

Comments by the Author of the Introductory Report

Remarques de l'auteur du rapport introductif

HORST SCHMIDT
Prof. Dr.-Ing.
TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen
Dresden, DDR

Sicherheit und Stabilität von Elementen und Bauwerken

Die Fragen nach der Sicherheit und Stabilität von Baukonstruktionen aus vorgefertigten Traggliedern werden hauptsächlich durch die Eigenschaften der Verbindungen zwischen den Fertigteilen beantwortet. Es ist deshalb logisch, wenn die Beiträge des Vorberichtes zum Thema VIa besonders diesen Aspekt behandeln.

Bemerkenswert ist weiter, daß sich diese Beiträge fast ausschließlich mit Hochbauten der Plattenbauweise befassen. Die Ursache dafür liegt in der stark steigenden industriellen Produktion von mehrstöckigen Wohnhäusern und ähnlichen funktionell Wabenzellen bedingenden Hochbauten.

Das Verhalten vorgefertigter Bauwerke unter dem Einfluß horizontaler Kräfte, die aus Wind und insbesondere infolge Erdbeben auftreten wird von V a r s a n o theoretisch und von dem Autorenkollektiv um O k a m o t o mit einer großartig durchgeführten experimentellen Untersuchung beleuchtet. Die theoretische Untersuchung führt auf das Problem der Ermittlung der Eigenschwingzeit derartiger Fertigteilkonstruktionen. Infolge der dabei zu treffenden noch nicht ausreichend erforschten Annahmen können die bisher erzielten Ergebnisse nur als eine grobe Näherung betrachtet werden.

Aus einem Vergleich der Eigenschwingzeit, der mit den empirischen Formeln der französischen und amerikanischen Vorschriften zwischen vorgefertigten Plattenkonstruktionen und monolithischen Skelettkonstruktionen von V a r s a n o durchgeführt wurde, leitet er die These ab, daß die horizontalen Kräfte bei vorgefertigten Plattenkonstruktionen größer als bei monolithischen seien. Diese These kann man jedoch nicht ohne weiteres verallgemeinern, denn nicht alle vorgefertigten Platten- und Skelettkonstruktionen sind steifer und massemäßig so unterschiedlich zu monolithischen Konstruktionen, daß dadurch bedingt größere Horizontalkräfte auftreten müssen. Dies zeigen auch die von O k a m o t o u.a. beschriebenen Versuche an originalgroßen Gebäude-

sektionen. Durch zweckmäßig ausgebildete Verbindungen zwischen den Fertigteilen kann das Verhalten von vorgefertigten Bauwerken so entscheidend beeinflußt werden, daß sie eine "ausreichende Tragfähigkeit und genügendes Verformungsverhalten aufweisen, um auch schweren Erdbeben zu widerstehen".

Leider wurden die mitgeteilten Versuchsergebnisse von Okamoto u.a. im Beitrag noch nicht mit theoretischen Analysen verglichen. Es ist jedoch bemerkenswert, daß die von Okamoto u.a. von zwei Versuchsobjekten mitgeteilten Eigenschwingzeiten recht gut mit Werten übereinstimmen, die sich ergeben, wenn man die von Varsano zitierte Formel (4) der französischen Vorschriften benutzt. Das Versuchsobjekt 1 ergab eine Eigenschwingzeit von 0,1 s und die empirische Formel liefert dafür den Wert 0,125 s. Für das Versuchsobjekt 3-1 wurden 0,12 s ermittelt und die genannte Formel ergibt 0,106 s. Mit anderen Worten, durch die japanischen Versuche konnte die in den französischen Vorschriften von 1969 festgelegte Formel für die Berechnung der Eigenschwingzeit von Fertigteilhäusern für diese Abmessungen untermauert werden.

Bekanntlich sind Explosionen durch Gas oder Heißwasserbehälter in Wohnhäusern trotz umfangreicher Sicherheitsmaßnahmen nicht völlig auszuschließen, wie dies u.a. auch das von Varsano mitgeteilte Beispiel einer Heißwasserboiler-Explosion im 4. Geschoß eines 8-stöckigen Gebäudes in Jerusalem im Juli 1975 beweist. Es ist deshalb notwendig, diesen Lastfall beim Entwurf von Fertigteilhäusern so zu berücksichtigen, daß beim Versagen eines tragenden Bauteils kein fortschreitender Einsturz auftreten darf. Diese notwendige Forderung mit ökonomisch vertretbarem Aufwand zu realisieren, war und ist das Ziel vieler Forschungsarbeiten.

Varsano unterbreitet in seinem Beitrag den konstruktiven Vorschlag, ein dreidimensionales Bandsystem einzubauen, das im Versagensfall einer oder mehrerer Platten die Kräfte zur Stabilisierung des gesamten Bauwerkes aufnehmen kann. Seine dazu gemachten konkreten Angaben über die Ausbildung der vertikalen Fugen, der Schnittpunkte und der Deckenscheiben mit Ringanker werden teilweise bereits bei einer Reihe von Bauwerken, so in der DDR, der UdSSR und anderen Ländern mit Erfolg angewendet.

Das Autorenkollektiv Hanson u.a. informiert hierzu über Versuche an 3/8-Modellen. Dabei wurde das Kragverhalten durch Ausfall einer tragenden Wand im unteren Geschoß untersucht. Für die durch senkrechte Zugglieder und waagerechte Spannglieder sehr wirkungsvoll hergestellten Verbindungen der Wand- und Deckenplatten, wie sie für Bausysteme in Nordamerika üblich sind, konnte ein ausreichendes Kragverhalten für die über der ausgefallenen Wand liegenden Geschosse bei Eigenlast plus 0,33 der Verkehrslast, die als Normalbelastung solcher Gebäude betrachtet werden kann, festgestellt werden. Weitere Versuche sollen zu konkreten Festlegungen für die Berechnung und Ausführung von Plattenfertigteilhäusern unter Beachtung solch außergewöhnlicher Lastfälle führen.

In diesem Zusammenhang möchte ich auch auf den Beitrag im Vorbericht von H e y n i s c h zum Thema Ib hinweisen, wo zum Problem der Gasexplosion im Wohnungsbau Ergebnisse über theoretische und experimentelle Untersuchungen mitgeteilt werden, die u.a. in einem Diagramm münden, aus dem der Belastungsimpuls in Abhängigkeit vom Volumen des Explosionsraumes und der Entlastungsfläche abgegriffen werden kann. Aus diesen Untersuchungen leiten sich auch die Hinweise für den Entwurf wie

- Anordnung großer Entlastungsflächen
- Gasinstallation nur in einem Raum je Wohnung
- keine langgestreckten oder abgewinkelten Explosionsräume

ab.

Wenn auch noch weitere ökonomische, insbesondere technologische und konstruktive Verbesserungen zur Vermeidung von progressiven Einstürzen ganzer Bauwerkssektionen oder Bauwerke der Plattenbauweise möglich und notwendig sind, kann doch zunächst festgestellt werden, daß mit den zwischenzeitlich praktisch erprobten Lösungen das Problem für den außergewöhnlichen Lastfall der Explosion in Wohnungen einigermaßen beherrscht wird.

Auf das Problem des Ausknickens und die verminderte Tragfähigkeit infolge exzentrischer Beanspruchung der schlanken tragenden Wandplatten weist V a r s a n o besonders hin. Er verdeutlicht durch ein Diagramm, daß, wenn durch maßgerechte Vorfertigung und sorgfältige Montage die möglichen ausführungsbedingten Exzentrizitäten klein gehalten werden können, die Tragfähigkeit solcher Wandplatten beachtlich erhöht werden kann. Nach dem von V a r s a n o gezeigten Beispiel ist es möglich, bei einer 14 cm starken, 2,6 m hohen Wand die Tragfähigkeit um ca. 19 % zu erhöhen, wenn die Exzentrizität nur um 1/2 cm gesichert verringert werden kann. Hier kann auch auf das Internationale Symposium "Bearing Walls" in Warschau im September 1975 hingewiesen werden, wo derartige Probleme diskutiert wurden.

Die von M e h l h o r n und S c h w i n g mitgeteilten Ergebnisse über die Tragfähigkeit von glatten und verzahnten Fugen sind sehr wertvoll, weil sie unter Auswertung von Versuchsergebnissen über eine theoretische Analyse zu einem allgemeingültigen Bemessungsansatz für den praktisch tätigen Ingenieur geführt haben. Für Trägheitsmomente von Wandplatten werden ebenfalls in praktisch verwertbarer Form Abminderungsfaktoren bei Berücksichtigung der Schubverformung der Vertikalfugen angegeben. Die zum Tragverhalten von Deckenscheiben aus Fertigteilen angedeuteten Ergebnisse von numerischen Untersuchungen sind leider im Beitrag noch nicht in der gleichen praktisch nutzbaren Form ausgewiesen. Man wird deshalb den hierzu angekündigten Veröffentlichungen mit einem Bemessungsvorschlag mit Interesse entgegensehen.

Zu den Aussagen von M e h l h o r n und S c h w i n g, daß die Steifigkeit der Deckenscheiben aus Fertigteilen geringer als die von Ortbetonscheiben ist, muß hinzugefügt werden,

daß aber für die praktisch vorkommenden Fälle bei konstruktiv zweckentsprechender Gestaltung die Deckenscheiben aus Fertigteilen den an sie gestellten Forderungen hinsichtlich einer ausreichenden Standsicherheit der mehrgeschossigen Gebäude völlig genügen.

Interessante Versuche mit verschiedenen mehrfach wiederholten Belastungen an außerordentlich breiten Fugen hat K a v y r c h i n e mit seinen Mitarbeitern durchgeführt. Für 18 cm breite, verzahnte Fugen mit Schlaufenverbindungen, die als vertikale Fugen in Wandscheiben Anwendung finden, konnten gegenüber bisher bekannter Grenzbeanspruchungen auch infolge wiederholter Belastungen keine negativen Auswirkungen erkannt werden. 6 Versuche mit glatten und 50 cm außergewöhnlich breiten Fugen, in welche von beiden Seiten gerade Bewehrungseisen einbinden, wie dies im Verkehrs- und Brückenbau vorkommen kann, zeigten unter wiederholter Belastung bei Biegung ein Verhalten wie ein monolithischer Stahlbetonträger und bei Längsschub mit Biegung ergab sich eine Grenzschubspannung von 1,13 N/mm^2. Man hätte sich gewünscht, daß die Versuchsergebnisse noch etwas umfassender, besonders im Vergleich zu analythischen Verfahren, im Beitrag beschrieben wären.

Bedauerlich ist, daß zu den anderen Problemen der Sicherheit und Stabilität von Elementen und vorgefertigten Bauwerken, die der Einführungsbericht herausstellt, keine Beiträge eingereicht wurden. Aber gerade solche Fragen

- wie können die erhöhten Qualitätssicherungen bei der Herstellung der Betonfertigteile in die Sicherheitskonzeptionen eingebaut werden ? oder
- wie können die rechnerischen Sicherheiten im Montagezustand für einzelne Elemente, Abschnitte und das gesamte Bauwerk gegenüber dem späteren Gebrauchszustand verringert werden ? oder
- mit welchen sicherheitstheoretischen Methoden werden Abweichungen vom zugrundegelegten idealisierten statischen System im Fertigteilskelettbau erfaßt ?

müssen ausreichend beantwortet werden, weil davon die Wirtschaftlichkeit der Fertigteilkonstruktionen entscheidend mit beeinflußt wird. Wir müssen doch besonders unter dem aktuellen Aspekt eines geringsten und zweckentsprechendsten Materialeinsatzes bei einem weltweit steigendem Baubedarf nicht so sicher wie möglich, sondern so sicher wie notwendig bauen. Es ist zu hoffen, daß die Forschung sich diesem Problem verstärkt zuwendet.

Comments by the Author of the Introductory Report

Remarques de l'auteur du rapport introductif

Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes

M. KOKUBU
Professor, Musashi Institute of Technology
Professor Emeritus, University of Tokyo
Tokyo, Japan

Developments in Manufacture and Assembly

I will give a preliminary talk on Sub-theme VIb of Theme VI, Precast Structures. This sub-theme has the objective of discussing methods of manufacturing elements used in various precast structures and methods of connecting elements together to form assemblies.

The first step towards success with precast structures is the economical manufacture of elements of the specified shapes and dimensions, and which possess the required strengths, durabilities and degrees of watertightness. Numerous studies have accordingly been carried out regarding manufacturing techniques for each type of element so that the present situation in the world is that manufacturing methods are showing progress year by year. As a result, there are many elements for which top-class revolutionary techniques of current concrete technology are being utilized.

Designing and practices concerning such matters as joints between precast concrete elements, connections between precast concrete members, and connections between precast and cast-in-place concrete members are of the greatest importance in construction of assemblies, and much research has been done along these lines in the past.

There are six papers contained in the Preliminary Report which come under Theme VIb.

The paper of Messrs. Dratva and Gebauer discusses the results of studies to obtain high-strength concrete using portland cement clinker as concrete aggregate. The compressive strengths of concrete using ordinary aggregate and concrete using portland cement clinker are illustrated in the paper, and in the case of clinker the strength is approximately 80 N/mm^2 at the age of 28 days, which is 1.45 times the strength in case of ordinary aggregate. The strength in case of using clinker on crushing is even higher, being approximately 1.6 times that for ordinary aggregate. The effect of clinker on concrete is prominent also for flexural strengths as for compressive strengths. This is due to the great improvement in bonding properties between clinker and cement paste

brought about by hydration of the clinker.

It is concluded that the use of portland cement clinker is a way of readily obtaining concrete of high strength. Needless to say, however, examination of the economics will be necessary.

Mr. Dartsch's paper discusses means of increasing concrete strength at very young age. If it were possible to strengthen concrete of young age, stripping time could be shortened to facilitate reuse of forms, which would be advantageous since manufacturing costs of precast members could be reduced.

In the paper, comparisons of compressive strengths when short fibers of steel, glass and synthetic resin of lengths of about 3 cm are mixed in concrete at a ratio of just 0.6% by volume with compressive strength without fibers are illustrated. The effects of these short fibers on concrete strength at early ages within several hours of mixing are clearly indicated with strengths being as high as double the ordinary strength.

Furthermore, the paper states that the addition of fibers does not adversely affect the long-term properties of concrete, that practical addition quantities are 1% by volume or less, and concludes that this measure is economical.

Messrs. Murata, Okuyama and Kokubu discuss a method of increasing torsional strength of prestressed concrete piles.

This method conceives of providing a considerable quantity of spiral reinforcement in a prestressed concrete pile, and placing concrete containing a suitable amount of expansive component for chemical prestress in the peripheral direction. The outside mold is removed after steam curing in order to restrain expansion of concrete by the spirals and impart chemical prestress.

There is a graph in this paper in which angle of twist is indicated on the abscissa and torsional moment on the ordinate. The torsional cracking moment of a prestressed concrete pile with the combined utilization of chemical prestress is increased to 1.5 times that of an ordinary prestressed concrete pile. It is shown that ordinary prestressed concrete piles rapidly lose resisting capacities after development of cracks, but piles with both mechanical and chemical prestress resist torsion until yielding of spirals.

Messrs. Watanabe and Idemitsu discuss the use of a pretensioned cable truss they had devised for erection of a concrete arch consisting of precast blocks. A pretensioned cable truss may be considered as a suspension bridge with stiffening girders replaced by lower cables. The required pretensioning is provided by operating jacks inserted at the ends of upper cables and chain blocks installed at hangers. Cross beams for supporting concrete blocks are fixed to the hangers.

The arch is first divided into a number of parts in terms of width. For example, the arch is divided into three strips and the middle strip is first erected. The strips of the arch on either

side are erected after concrete of the middle strip has hardened. The concept in this case is that the total load would be carried by the middle strip of the arch with no load applied to the pretensioned cable truss. Connections are made by placement of cast-in-place concrete at joints between blocks, at joints between strips, and at the arch crown.

The authors surmise from results of model tests that work could be carried out much more rapidly and economically by utilizing pretensioned cable trusses for bridge erection than by using arch centers.

The paper by Messrs. Brachet, Olivier-Martin and Denis first discusses the results of investigation on prestress in pretensioned concrete girder bridges. Since steam curing is performed on girders of this type, losses in prestress occur due to expansion and relaxation of prestressing tendons, and these losses have been measured.

Losses in prestress were calculated from measured values of tensile forces acting on prestressing tendons obtained from readings of temperature-compensating strain gages, couplers with these gages attached to them being connected to the prestressing tendons and embedded in concrete. Along with other matters, it is stated that on comparing values measured at couplers set outside concrete with those at couplers embedded in concrete, the latter are found to show complex variations when steam curing is performed due to the influence of bond between concrete and prestressing tendons.

Loading tests of a continuous girder made by joining two precast simple girders through placement of concrete between them are next described, and it is reported that reactions due to loading agreed well with theoretical values. I believe the results of long-term loading tests will be described in today's discussion.

Mr. Machida describes performances in construction of two T-beam bridges and one truss bridge utilizing precast members of extremely high-strength concrete for the Sanyo super-express line of the Japanese National Railways.

This extremely high-strength concrete used good-quality aggregate and a water-cement ratio of approximately 0.30, greatly lowering unit water content by addition of a large amount of good-quality water-reducing admixture. In tests conducted prior to construction, it was confirmed that concrete of 28-day compressive strength of 750 kgf/cm^2 and slump of 12 cm could be obtained with a unit cement content of 485 kg/m^3, sand percent of total aggregate of 40% and the use of a polyaromatic sulfonate water-reducing admixture at a rate of 0.75% by weight of cement.

The truss bridge was a Warren truss of 45-m span as shown in Fig. 1. Fig. 2 shows connection of floor beams and Fig. 3 assembly of upper chords.

Based on these job performances, the rate of reduction in dead weight by the use of extremely high-strength concrete is indicated, while it is concluded that a truss bridge is economical since the construction period at the project site can be shortened.

SB

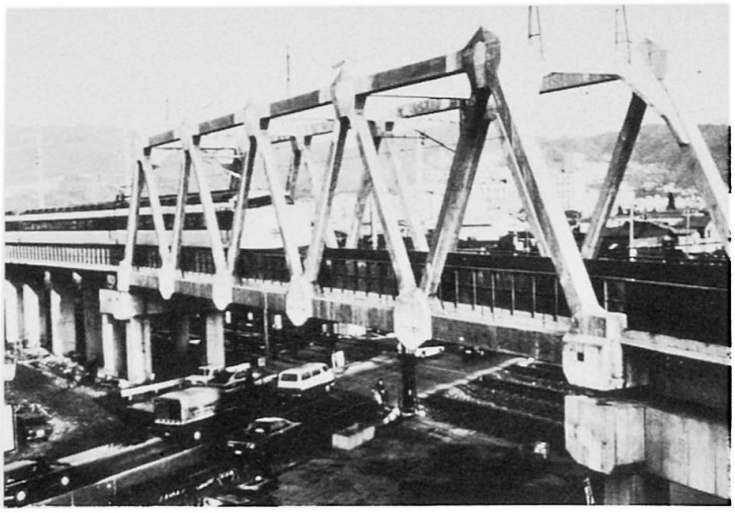


Fig. 1 — Concrete truss bridge of Sanyo super-exress line.

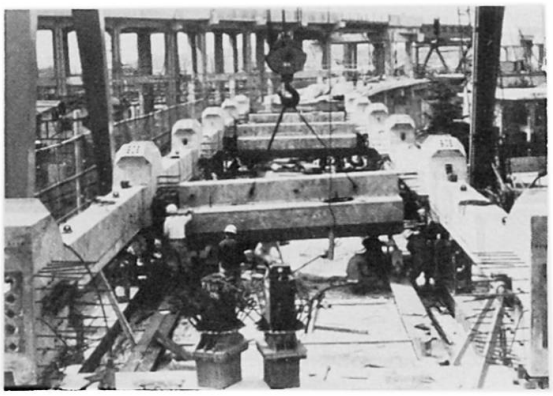


Fig. 2 — Connection of floor beams for truss bridge.

Fig. 3 — Assembly of upper chords for truss bridge.

Each of the six papers which I have just described provides information useful for solving the respective problems involved. However, the methods of designing and constructing a precast structure will differ greatly depending on the purpose for which the structure is used, the size of the structure, the topography, the geology, and other conditions of the jobsite. Accordingly, the problems discussed in these papers comprise only an extremely small part of the whole and there is naturally a considerable number of important problems remaining to be taken up.

The general advantages of the precast construction method are that it is possible to save manpower, that it is possible for rapid construction to be carried out, and that it is economical. However, it has come to be recognized that there are further advantages such as that obstruction of traffic and water flows can be reduced through elimination of shoring, and that disruption of

the environment accompanying construction can be lessened. Recently, it is often the case that these newly recognized advantages are of importance. Research works are being carried out in many countries throughout the world, structure by structure, in order that these advantages will be demonstrated. It is sincerely hoped that valuable discussions concerning the fruits of these works will take place amongst those gathered here today.

A prominent feature of precast construction in recent years is that precast elements have become large-sized with development of larger construction equipment. In order to deal with the larger sizes of elements, improvement in concrete quality, reduction of concrete weight, increasing the reliabilities of elements including accuracies of dimensions, and development of surer and more economical methods of joining elements are problems of particular importance which have arisen. I am especially looking forward to lively discussions ensuing in regard to these problems.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Manufacture and Behaviour of Hollow Composite Members

Fabrication et comportement d'éléments composites creux

Herstellung und Eigenschaften von hohlen Verbundbauelementen

YOSHIJI MATZUMOTO
Professor
University of Tokyo
Tokyo, Japan

KIMIO FUKUZAWA
Research Engineer

HIROSHI ENDO
Research Engineer

Nippon Concrete Industries Co., Ltd.
Tokyo, Japan

1. Introduction

The use of hollow composite members consisting of relatively thin circular or rectangular steel tubes lined with concrete compacted by centrifugal force is conceivable as a means of economically improving the strength and ductility of precast concrete members. This will not only make manufacturing easier but should also handling easier due to a lightening in weight comparing to concrete filled steel tubes.

Hollow composite members are now used mainly as foundation piles, and wide utilization in bridge piers and columns and beams of buildings is looked forward to.

This paper discusses methods of manufacturing hollow composite members with high-strength concrete along with the structural behaviour of such members when subjected to bending.

2. Specimens and Test Procedure

2.1 Specimens

There are three structural types of hollow composite members, which may be cylindrical or rectangular in section, namely, 1) steel tube lined with concrete (Type I), 2) steel tube with reinforcement placed in the axial direction and lined with concrete (Type II), 3) steel tube with prestressing reinforcement lined with concrete and with prestress transferred after hardening of concrete (Type III). Comparison were made of the three structural types with specimens of hollow cylindrical section and in addition concrete filled steel tubes and hollow prestressed concrete members were tested as illustrated in Fig. 1.

The members were 4 m long and about 30 cm in diameter, and measured dimensions are shown in Table 1. The principal test

variables in the investigation were as follows; 1) wall thickness of hollow composite emmbers; 2) thickness of steel tube; 3) compressive strength of concrete; 4)bond properties between concrete and steel tube.

Axially welded mild steel tube were used in the investigation. The tensile and yield strengths of steel tube are reported Table 1. Round steel bar whose diameter 13 mm was used and its tensile and yield strengths were 4,340 kg/cm² and 3,150 kg/cm² respectevly. Prestressing wire whose diameter 7 mm was used and its tensile and 0.2 % proof strengths were 16,500 kg/cm² and 14,800 kg/cm² respecitively.

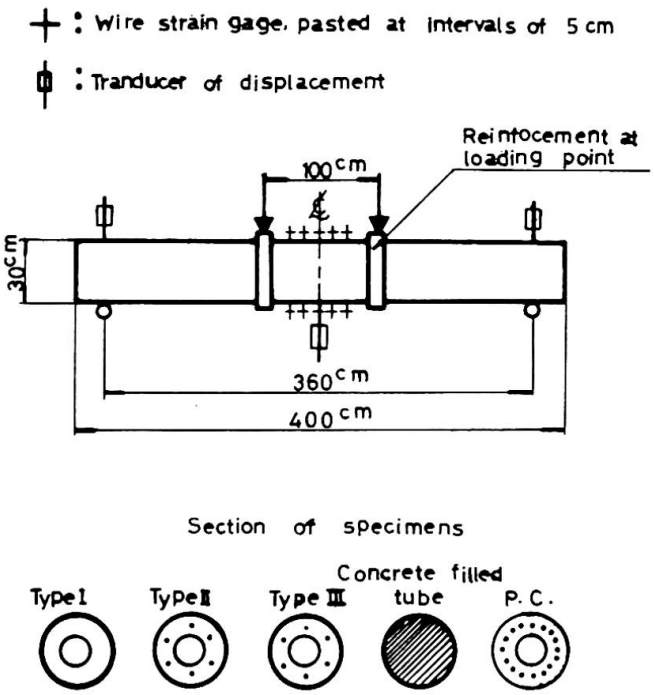


Fig.1 Specimen and gage arrangement

Normal portland cement and expansive component were used. A water-reducing agent whose main component was sodium salt of β-naphthalene sulfonic acid-formaldehyde condensate was used. Crushed stone whose maximum size was 20 mm and river sand were used as aggregates.

The base mix of concrete was as follows: water-cement ratio

Table 1 Specimens and test results

Specimen	Type of Specimen	Type of concrete	Dimension: Outer diameter mm	Dimension: Wall thickness mm	Steel tube: Wall thickness mm	Steel tube: Yield strength kg/cm²	Steel tube: Tensile strength kg/cm²	Concrete: Comp. strength kg/cm²	Ultimate bending strength: Observed tm	Ultimate bending strength: Calculated tm	Observed/Calculated
A	I	Expansive	298	28	3.15	3,220	4,620	844	12.08	13.21	0.91
B	I	Expansive	297	41	3.17	3,220	4,620	844	13.03	13.96	0.93
C	I	Expansive	296	58	3.19	3,220	4,620	1,024	13.88	14.21	0.98
D	Filled tube	Expansive	297	—	3.10	3,220	4,620	823	13.07	13.52	0.97
E	I	Expansive	298	60	3.13	3,220	4,620	458	13.26	12.39	1.07
F	Filled tube	Normal	297	—	3.18	3,220	4,620	426	11.44	11.45	1.00
G[2]	I	Expansive	297	68	3.12	3,220	4,620	1,072	8.78	14.28	0.60
H-1	I	Normal	297	64	3.19	3,220	4,620	1,072	14.17	14.38	0.99
H-2	I	Normal	297	69	3.18	3,220	4,620	1,050	13.65	14.37	0.95
I[3]	I	Expansive	299	61	2.92	2,160	3,640	980	10.95	10.33	1.06
J[3]	I	Expansive	298	61	2.84	2,160	3,640	981	10.60	10.40	1.01
K	I	Expansive	297	59	1.36	2,830	3,730	940	6.23	6.46	0.96
L	I	Expansive	297	61	2.26	2,030	3,550	940	7.61	7.79	0.98
M	I	Expansive	297	61	4.46	3,040	3,870	947	15.21	16.51	0.92
N	I	Expansive	299	71	6.35	2,850	4,840	947	28.34	26.50	1.07
O	II	Expansive	297	64	3.18	3,220	4,630	929	16.97	18.50	0.92
P	II	Expansive	298	61	3.19	3,220	4,620	924	16.77	17.25	0.97
Q	III	Expansive	298	61	3.20	3,220	4,620	1,034	17.03	17.49	0.97
R	P. C.	Normal	302	58	—	—	—	1,002	10.92	10.30	1.06
S	P. C.	Normal	301	62	—	—	—	1,002	4.68	4.65	1.01
T-1	I	Normal	296	61	4.05	2,960	3,730	1,071	16.40	16.02	1.02
T-2	I	Normal	296	63	4.04	3,040	2,820	1,018	16.30	16.10	1.01
U	I	Expansive	296	70	4.06	2,950	3,740	1,128	16.70	16.85	0.99

Note: 1) All specimens were autoclaved but F. 2) Paraffin was coated about 2mm inside of steel tube of G. 3) Chequered plate was used for I and J. Rugged face was out side for I's tube and was inside for J's tube.

0.32, sand-aggregate ratio 42 %, cement content 404 kg/cm², content of expansive components 26 kg/m³, water-reducing admixture 1.6 % wt. of cement, slump 12 cm. The water-cement ratio fell to approximately 0.27 by the time the centrifugal compaction had been completed. The compressive strength was about 900 kg/cm² after autoclaving. Concrete strengths at the time of testing are reported for each member in Table 1 as an average of three 20 x 30 cm centrifugally compacted hollow cylinders which was autoclaved in the form.

Specimens were manufactured following process:

1) Steel tube or steel tube with reinforcement or prestressing reinforcement placed in the axial direction was set in the form.
2) Concrete was placed in the steel tube using concrete pump and centrifugal compaction is performed for 7 minutes. The maximum speed was 1,090 r.p.m..
3) Curing by atmospheric pressure steam at a maximum temperature 50 °C was carried out for about 12 hours.
4) Members were stripped at the next day. Prestress was introduced into concrete and steel tube in the case of type III.
5) Stripped member was cured by high-pressure steam for 9 hours at maximum pressure at 10 atm. (180 °C).

2.2 Test Procedure

All specimens were supported on rollers at 3.6 m centers and were loaded at two points 0.5 m either side of the midspan, as shown in Fig.1. The ultimate load and load-deflection chracteristics were observed. In addition longitudinal and transverse strain of steel tube were recorded thoughout the test. The arrangement of gages is shown in Fig.1. The wire strain gages and strain meter which were able to measure great strain to 10 % were used in the test. Outer face of specimens were reinforced for 10 cm long at loading point, in order to prevent from the falling of concrete by shearing force.

3. Test Results

Typical load-deflection diagrams of hollow composite members are illustrated in Fig.2. It was verified that the properly made hollow composite member irrespective of type has greater ductility than the prestressed concrete member and that

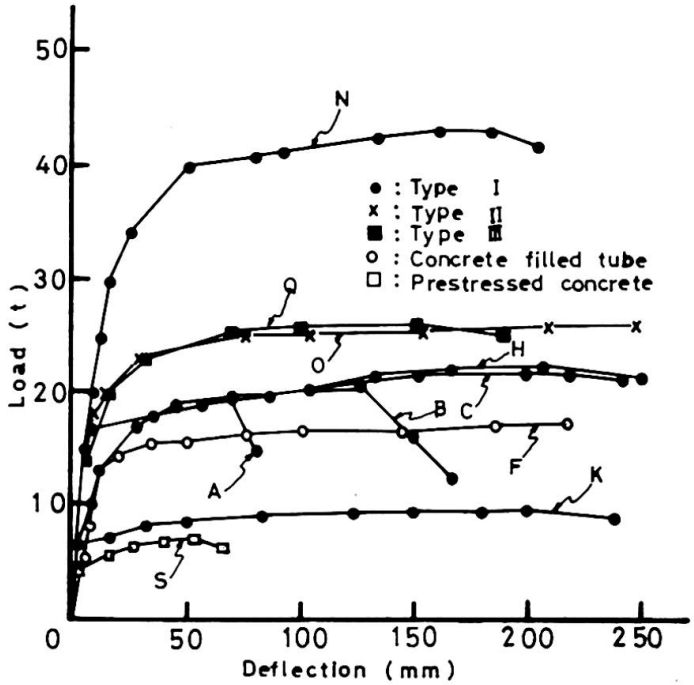


Fig. 2 Load – deflection diagram

structural behavour of hollow composite member was equal to that of concrete filled steel tube. The inside view of tested member is shown in Fig.3. It is shown in this figure that the concrete at compressive zone was completely failed and that the concrete at tension zone developed many cracks and that concrete was not thrusted out to the inside of the member. In case of the member whose wall thickness was thin, concrete at compressive zone was thrusted out into the inside, so that it had not so much ductility.

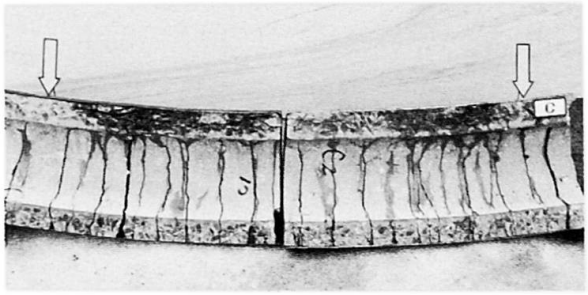


Fig. 3 Inside view of tested specimen

It is conceivable that complete interaction takes place between the steel and the concrete in the case of hollow composite member lined with normal concrete. This is thought to be because even if there is no bond between steel tube and concrete, when the member is deformed due to external force, the concrete is restrained by the steel tube and frictional force is produced between the two, which acts as an apparent bond.

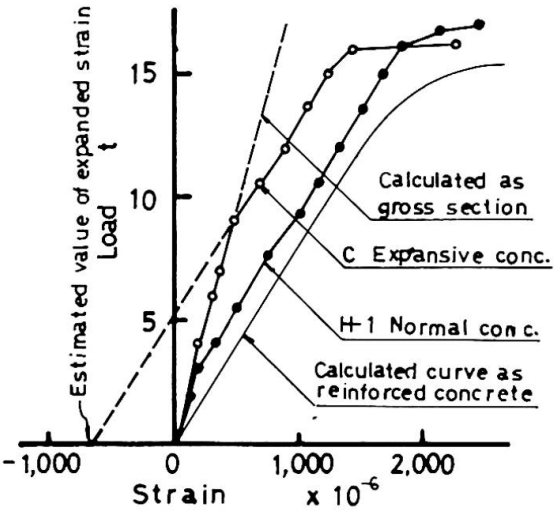


Fig. 4 Load-strain diagram

By using expansive concrete the deflection in the elastic range will be improved. This is because chemical prestress is induced in the member as shown in Fig.4. The chemical prestress induced in the specimen C is estimated about 92 kg/cm^2.

Fig.5 shows the relation between longitudinal strain and ratio of transverse strain and longitudinal strain. The ratio at compression side shows neary fixed value till the longitudinal strain is 1,000 x 10^{-6}, but it increases remarkably when the longitudinal strain exceeds 1,000 x 10^{-6}. This is thought to be because the concrete at the compression zone is failed and steel is expanded by the concrete.

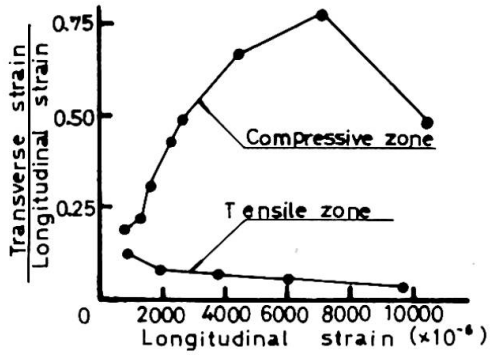


Fig.5 Relation between longitudinal strain and $\frac{\text{transverse strain}}{\text{longitudinal strain}}$

At the tension side, the ratio decreases as the longitudinal strain increases. The value is smaller than the poisson's ratio of steel. This shows that the steel tube is expanded by concrete also at the tension side.

The typical computed load-strain curves are shown in Fig.7 assuming as follows:

1) The concrete has no tensile strength;

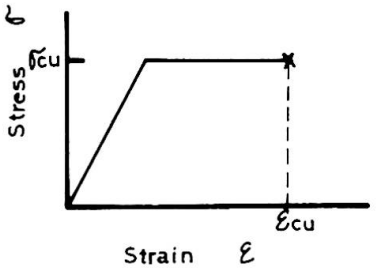


Fig.6 Assumed stress-strain relationship for concrete

2) The stress-strain relationship of concrete under compression is assumed as Fig.6;
3) Uniaxial state of stress for the steel is assumed. And the observed stress-strain relationship is used;
4) Plain section remain plain after bending.

Fig.7 shows that the observed compressive fiber strain was more than 10,000 x 10^{-6} and that the calculated and observed compressive and tensile fiber strain were roughly equal. Fig.8 shows the relation between ultimate bending strength calculated using the four assumptions and observed ultimate bending strength. The ultimate compressive fiber strain was used 10,000 x 10^{-6} for the hollow composite members and 3,000 x 10^{-6} for the prestressed concrete members.

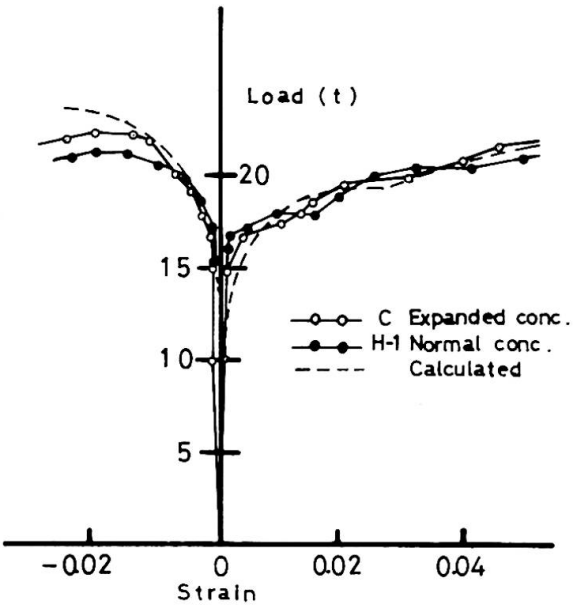


Fig. 7 Load – strain curve

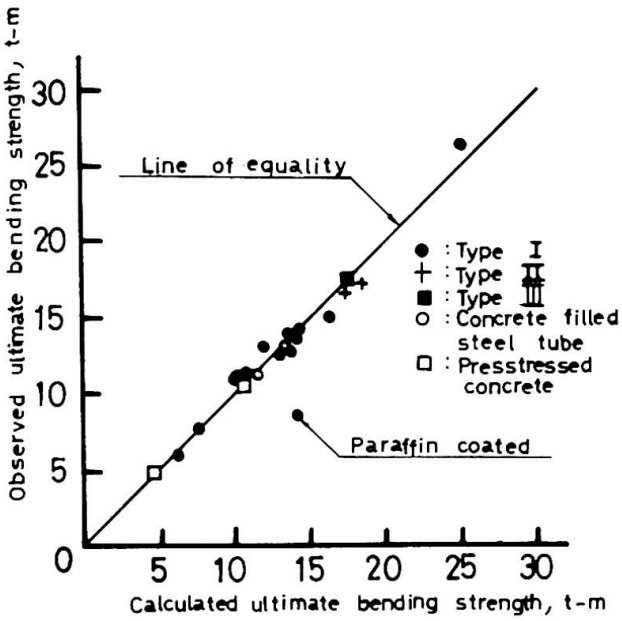


Fig 8 Relation between observed and calculated value of ultimate bending strength

4) Conclusions

The structural behaviour of this type of member indicated by the experiments may be summarized as follows:

1) It was verified that the hollow composite member has a high bending strength and great ductility, and this is thought to be due to the prevention of buckling of the steel tube, to the continuance of the united action of the concrete with the steel even when the internal concrete in the compression zone had become greatly deformed by the restraint of the steel tube and arch action, and to the fact that concrete in the

tension zone did not spall even after crack development.

2) Complete interaction takes place between the concrete and the steel tube of hollow composite member, lined with normal concrete without treating the inside of steel tube. The use of expansive concrete in the hollow composite members introduces chemical prestress to the concrete and improves the structural behaviour of the members at the elastic range.

3) The ultimate bending strength of this type of member could be calculated ignoring the tensile strength of concrete, assuming that the section would at all times maintain a plane, and that the maximum compressive fiber strain is 10,000 x 10^{-6}.

SUMMARY

It was verified that hollow composite members consisting of relatively thin circular steel tubes lined with concrete compacted by centrifugal force has a high bending strength and great ductility. The ultimate bending strength of this type of member could be calculated ignoring the tensile strength of concrete, assuming that the section would at all times maintain plane, and that the maximum compressive fiber strain is 10^{-5}.

RESUME

Il a été vérifié que les éléments composites creux formés d'un tube circulaire en acier mince revêtu de béton compacté par centrifugation, ont une grande résistance à la flexion, et une haute ductilité. L'effort à la flexion maximum pour ce genre d'éléments, peut être calculé sans tenir compte de la résistance à la rupture du béton, en supposant que la section reste tout le temps plane et que l'effort maximum de compression dans la fibre est égal à 10^{-5}.

ZUSAMMENFASSUNG

Die hier behandelten hohlen Verbundbauelemente bestehen aus einem Stahlrohr verhältnismässig kleiner Wanddicke und Beton, welches auf die Innenseite des Rohrs durch Schleudern aufgebracht wird. Es wurde nachgewiesen, dass diese Bauelemente eine grosse Biegefestigkeit und Duktilität besitzen. Ihr Bruchmoment kann unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit unter der Voraussetzung ebenbleibender Querschnitte und einer maximalen Druckstauchung von 10^{-5} rechnerisch ermittelt werden.

Wirtschaftliche Realisierung grosser Deckenspannweiten bei hochinstallierten Gebäuden

The Economic Use of Large Spans in Buildings with Service Floors

Réalisation économique de grandes portées pour des immeubles hauts

KUNO BOLL
Dipl.-Ing.
Beratender Ingenieur VBI
Stuttgart, Deutschland

Die sich überschlagende Entwicklung technischer Einrichtungen (z.B. Medizin, Fernsehen etc.) erfordert Bauten, deren Einrichtung und Installation leicht auf- und abbaubar sind. Wünschenswert sind große Freiflächen und begehbare Installationsgeschosse (Bild 1).

Bild 1. Neubauten des Klinikums Aachen im Ausbauzustand

Es wurden zwei Systeme untersucht, bei dem einen wird die Feldzone frei überspannt, bei dem anderen mit Hilfe eines Zwischenjochs (Bild 2). Die zweite Lösung wurde nur zum Teil mit Installationsgeschossen ausgeführt.

Für die freie Überbrückung der großen Spannweiten wurde eine Höhe für die Deckenträger und Installationsgeschosse von 2,40 m = 1/14 der Spannweite gewählt. In Längsrichtung werden die Träger

Für die Klinik in Aachen mit 1600 Betten erwuchs aus den Funktionsbedingungen für das Hauptgebäude ein Baukörper von 225 m Länge, 135 m Breite und 54 m Höhe - ca. 1,3 Mio m^3 umbauter Raum. Er gliedert sich in vier Kernzonen von je 7,20 m Breite und die dazwischen liegenden drei 33,60 m breiten Feldzonen. Die in Längsabständen von 43 m stehenden 24 massiven Kerne (6 je Kernzone) steifen das Tragwerk aus.

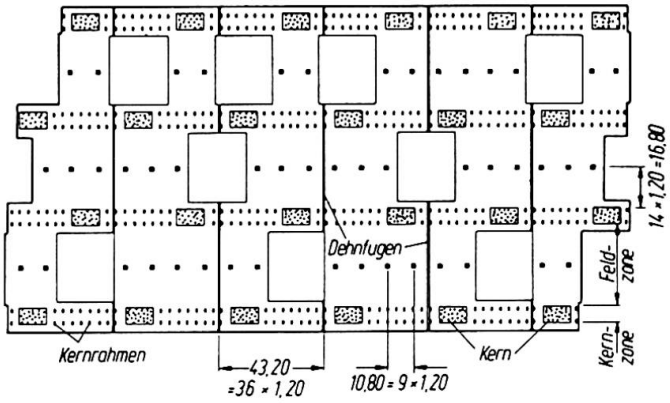


Bild 2. Grundriß des Hauptgebäudes

zur Führung der Trassen durchbrochen. Die ovalen Öffnungen in Trägermitte dienen dem Durchstieg (Bild 3).

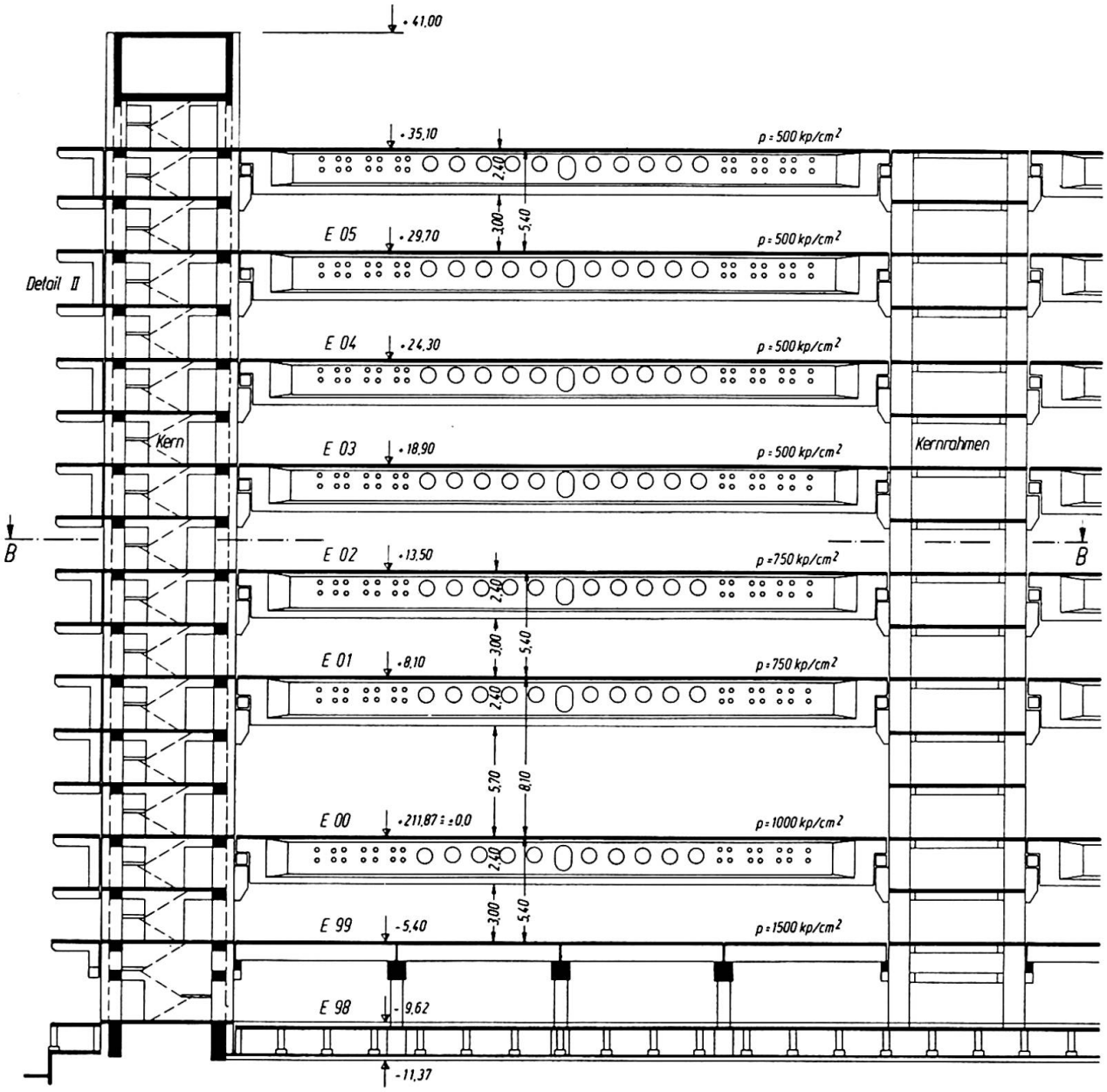


Bild 3. Querschnitt durch eine Außenfeldzone mit angrenzenden Kernzonen (Kerne) links bzw. Kernrahmen rechts. Tragsystem "Große Spannweite"

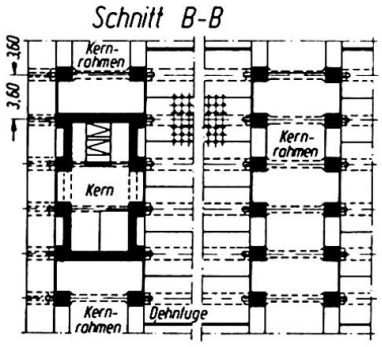


Bild 4. Grundriß der Ebene E 01 im Bereich einer Außenfeldzone mit angrenzenden Kernzonen

Zwei U-förmige Teile bilden je einen Kern (Bild 4). In zehn Tagen wurden je zwei von ihnen in Gleitschalung erstellt (Bild 5). Sie und die zwischen ihnen in Abständen von 3,60 m angeordneten Kernrahmen nehmen über Konsolen die Deckenlasten auf. Die außen liegenden Kernzonen werden um 2,40 m breite Randstreifen erweitert, deren Decken und Kragarme vorgefertigt sind, um sie bei einer späteren Erweiterung

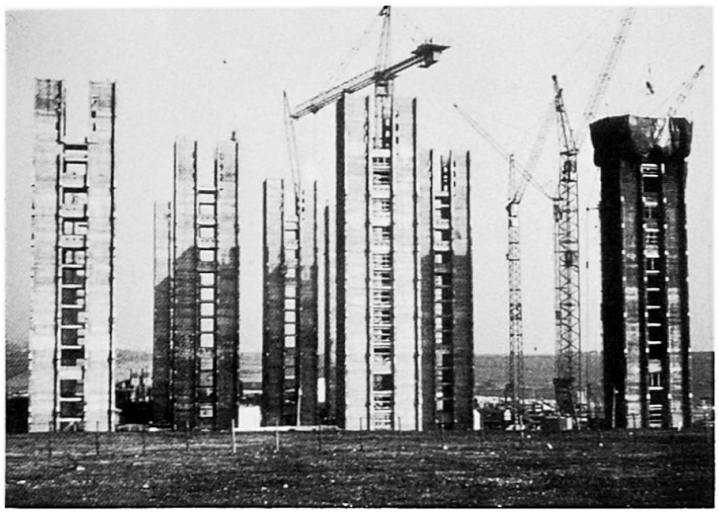


Bild 5. Fertiggestellte Treppenhauskerne

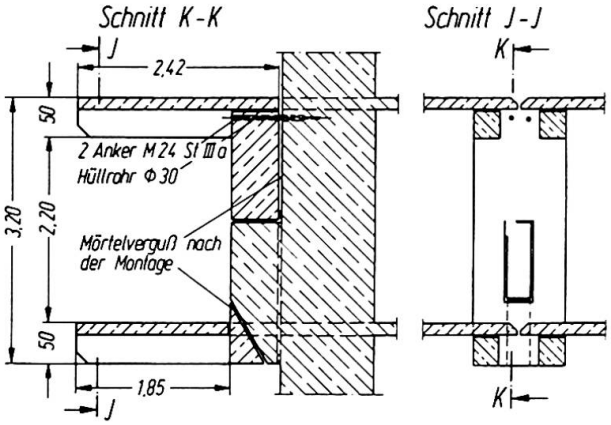
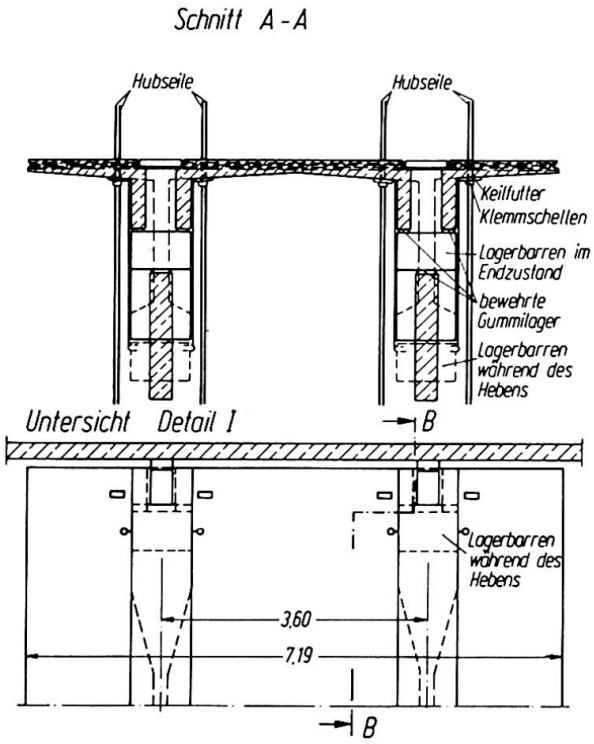


Bild 6. Ausbildung der Randstreifen im Bereich der außenliegenden Kernzonen (vgl.Bild 3) mit vorgefertigten Kragarmen und Deckenplatten



leicht demontieren zu können (Bild 6). Sie sitzen auf für diesen Fall bereits vorgesehenen Trägerkonsolen und sind mit Gewindestäben an Kernwänden und Stützen angeschraubt, um sie leicht entfernen und wieder verwenden zu können.

Die Decken bestehen aus beschränkt im Spannbett vorgespannten 33,50 m langen und 2,40 m hohen π-Trägern aus Beton B450, bemessen für eine Nutzlast von 1000 kp/m^2 (Bild 7). Die Deckenplatte,

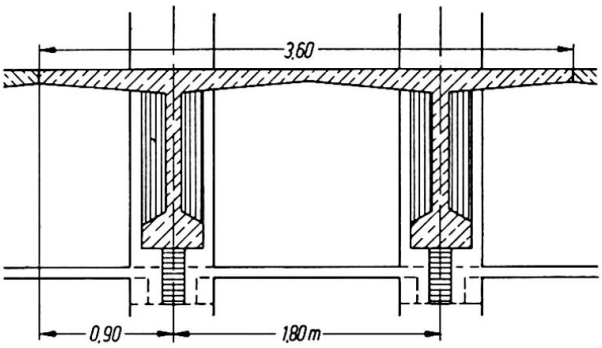


Bild 7. Querschnitt der 33,50 m langen Deckenträger in den Feldzonen

im Mittel 20 cm dick, kragt während der Montage beidseitig aus und wirkt nach Fugenverguß durchlaufend und als horizontale Scheibe. In dem 80 cm breiten Trägerfuß sind bis zu 125 ovale Spanndrähte untergebracht.

An den Trägerenden ist der sonst 20 cm dicke Steg auf Fußbreite verdickt und mit 5 Spannstäben Ø 26 vertikal vorgespannt. Die Auflagerkonsolen sind gabelartig ausgebildet.

Bild 8.
Ausbildung der Trägerenden im Hub- und Endzustand (Detail I, Bild 9)

Bauablauf und Montage wurden wie folgt vorgesehen:

1. Schritt Herstellung der Pfahlgründungen unter den Kernen und der Flachgründungen unter den Kernrahmen. Gleichzeitig Aufbau von zwei Feldfabriken an den Stirnseiten des Bauwerks.

2. Schritt Fertigung der Kerne in Gleitschalung und Montage der in stationären Werken hergestellten Kernrahmen.

3. Schritt Nach Aufbau der Feldfabriken Herstellung der Deckenträger im Spannbett mit Dampfhärtung.

4. Schritt Schienentransport der Deckenträger unter die Einbaustellen; Montage der hydraulischen Senkheber auf den Köpfen der Kerne bzw. Kernrahmen.

5. Schritt Hub der Deckenträger (Bild 9).

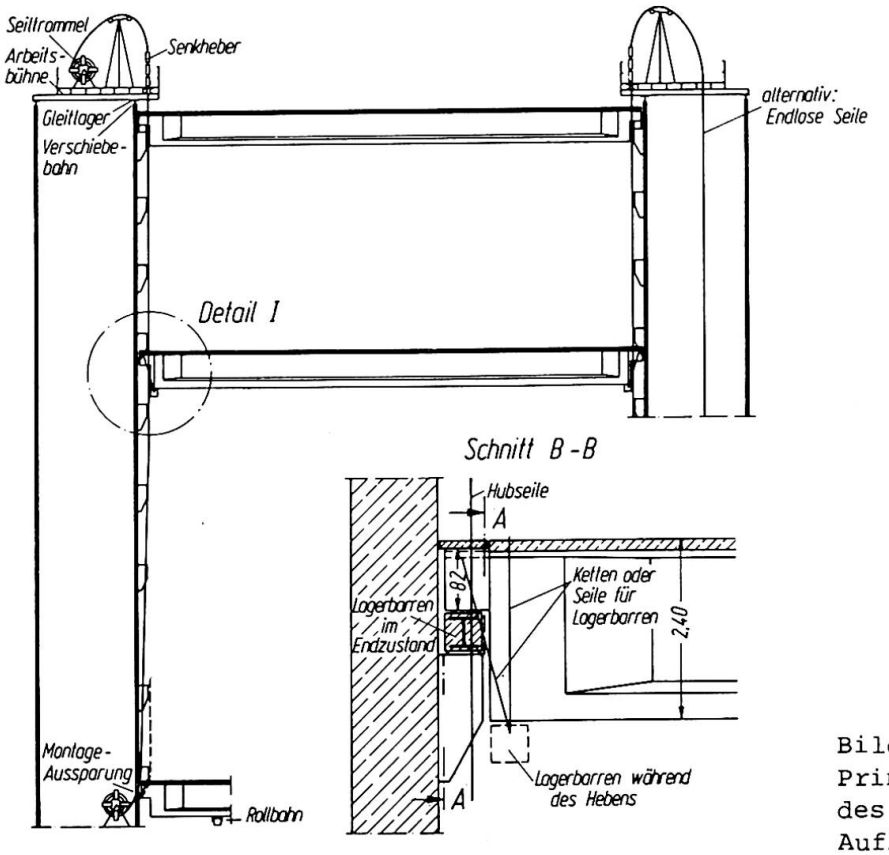


Bild 9.
Prinzipielle Darstellung des vorgesehenen Hub- und Auflagerungsvorganges

Beim Hub der Deckenträger gleiten die Gabelkonsolen an den Stützenkonsolen vorbei. Die vorgesehene Höhe wird etwas überfahren, damit die Lagerbarren versetzt werden können. Letztere hängen während des Hubvorganges an den Enden der Träger an je einer schräg- und einer vertikal gerichteten Kette. Durch Lösen der vertikalen Ketten schwenken die Barren zwischen die Konsolen und ermöglichen das Absetzen des Trägers auf bewehrte Gummilager.

Bei gutem Wetter hebt man alle übereinanderliegenden Träger nacheinander, bei schlechtem Wetter zuerst alle Dachträger, um unter ihrem Schutz alle weiteren Hub- und Montagearbeiten durchführen zu können. Hierzu müssen die Seile der Senkheber hochgezogen werden, damit die Hubausrüstung auf der fahrbaren Arbeitsbühne verschoben werden kann. Parallel zu den Hubvorgängen werden die

Ringanker verschweißt und die Fugen vergossen. Unter Berücksichtigung einer Hubgeschwindigkeit von 5 m pro Stunde, der Arbeitszeit für das Absetzen der Träger und das Verschieben der Arbeitsbühne erfordert das Heben von sieben übereinanderliegenden Trägern 85 bis 95 Stunden. Mit diesen Werten ist es möglich, Montagegeschwindigkeiten von 18 t Fertigteilen = 18 m^2 Deckenfläche je Stunde zu erzielen. Nach Einspielen der Mannschaften erscheint mit zwei Hubausrüstungen in zwei Feldzonen eine Montageleistung von 400 t je Tag möglich.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Neubauten der Medizinischen Fakultät der Universität Aachen wurden zwei Entwürfe erarbeitet. Der eine mit einer Deckenspannweite von 16,80 m wurde ausgeführt. Zur Erzielung von funktionellen und installationstechnischen Vorteilen - z.B. separate Installationsgeschosse - stützte sich der zweite Entwurf auf eine Spannweite der Deckenträger von 33,60 m. Geschosshohe π-Deckenträger überbrücken diese Spannweiten. Der beabsichtigte Bau- und Montageablauf mit Seil-Senkhebern von 250 Mp Hublast je Trägerseite wird beschrieben.

SUMMARY

Two designs, with different span lengths were studied for the new building complex of the Faculty of Medicine at the University of Aix-la-Chapelle. The alternative with the shorter span of 16.80 m was executed. The second design made use of storey-high double T-beams spanning 33,60 m, in order to reduce the number of prefabricated elements and to facilitate erection and accessibility for replacement of installations in service floors. The article describes the envisaged method of construction using 250-ton gear for lifting and lowering.

RESUME

Pour les nouvelles constructions de la Faculté de Médecine de l'Université d'Aix-en Chapelle deux projets ont été élaborés. L'un d'eux, celui d'une portée des dalles de 16,80 m fut exécuté. Pour obtenir des avantages fonctionnels et techniques au point de vue des installations - p.ex. des étages de service séparés - le deuxième projet se basait sur une portée des poutres du plafond de 33,60 m. Des poutres en double T de la hauteur d'un étage franchissent ces portées. Le procédé de construction et de montage prévu au moyen de dispositifs de levage et d'abaissement à câbles de 250 Mp de charge de levage est décrit.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI

A New System for Prefabricated Slab Elements

Un nouveau système d'éléments de dalles préfabriquées

Ein neuartiges System für vorfabrizierte Deckenplatten

R. HENAUER
dipl. Ing. ETH/SIA
Ing.-Büro R. Henauer, dipl. Ing. SIA/ASIC
Zürich, Schweiz

1. Introduction

On the basis of a demand issued by the owner of the planed "Shopping Center, Glatt AG" in Zurich, Switzerland, our office of consulting engineers investigated the possibility of erecting the projected buildings (tall office building, shopping and parking, a total of approx. 1'000'000 cb.m of buildings) with prefabricated concrete elements, and the building time which could thereby be gained. In conformity with the project - already granted-, the column to column span of 8.0/8.0 meters, as well as the maximum store height had to be observed. Under these conditions, normal precast slabs with conventional primary and secondary elements would have met with difficulties, in particular in connection with the Parking, due to the excessive building height. Thus, a new system without girders had to be developped.

2. Slab Elements

As solution we selected a system admissible for transportation by road consisting of slab elements, of which two each could be connected at the center of the span (their own size amounting to 8x4 m), by means of a steel coupling. The main characteristic of this system was the inclusion of the main beam into the secondary elements together with the coupling of the main beams at the center of the span during the phase of erection. (s.illustration no.1). Thus, two slabs were coupled into a span of 8x8 m between the columns (Fig.2, Isometrics of Element Construction). By an adequate positioning of the two couplings it was possible to obtain an uniform type of elements and to avoid a division into "right-side" and "left-side" elements. In addition, the position of the couplings at the center of the span offers the following advantages: reduction of the couplings to two per field, a minimum of shearing forces, an unequivocal moment direction at this particular spot, and one type of element only per field.

Fig 1: Bottom view of slab elements. At the center of the span, the joint where the elements are coupled is visible.

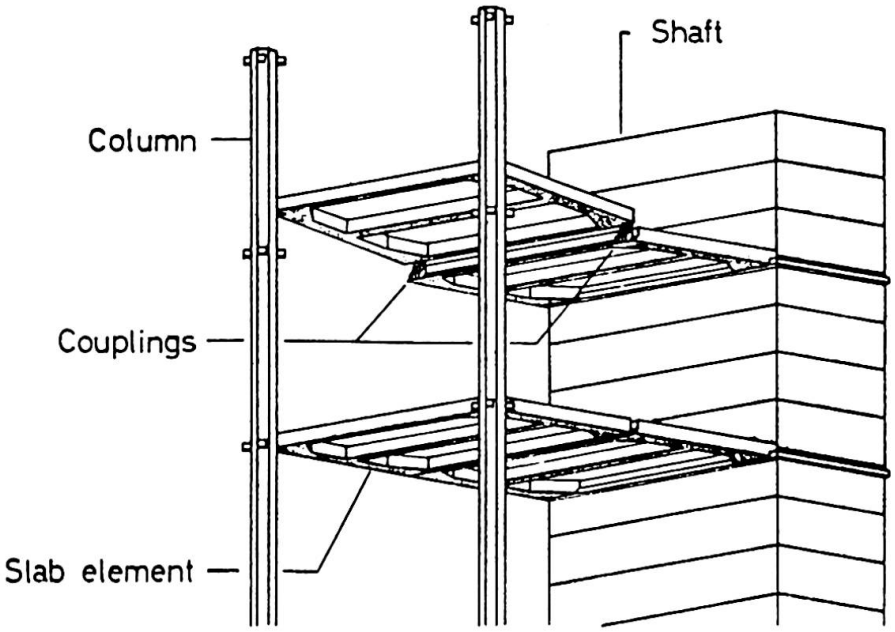


Fig. 2 : Isometrics of Element Construction

The coupling consists of different parallel interlocking steel laminae which are coupled by means of two counteracting cones in the lower (tension) and the upper (compression) area of the slab (see fig. 3 and 4).

The reinforcing rods are directly welded to the laminae, made of St52-3. Each coupling half is factory - made together with the welded reinforcement rods, and is placed into the form as a complete unit.

The slab elements with a slab thickness of 4 cm and a beam height of 35 cm are fitted after assembly with a concrete layer of 7cm thickness, containing a reinforcement with a static effect. The total construction height therefore amounts to 46 cm.

3. Tests

A main element of the tests was the coupling of the slab elements. On the basis of a list of priorities, partly resulting from experiences gathered from other already realized constructions, the following prerequisites took shape:

1. Safety of the connections
2. Adjustability of the horizontal and the vertical plains
3. Short assembly time
4. Immediate carrying capacity, i.e. no setting time for concrete or similar properties, no stressing operations with high quality material from the technical point of view and adequate operating personnel during the assembly process.

This novel and now patented system has been verified through detailed series of tests, among other also carried out by the Swiss Federal Laboratory for Testing Materials and Research (EMPA), as to carrying capacity and fatigue.

The following investigations have been carried out in particular:

1. Optical investigation pertaining to mechanical stress of the main coupling element with corresponding perfectioning of its shape;
2. Dynamic tests of the necessary welding connections under different loads;
3. Extended tests with test girders 1:1 with repeated-stress test (vibration test) and final rupture test.

Deflections were essentially investigated under the following loads:

1. Single dead weight momentum;
2. Double dead weight momentum;
3. Maximum momentum;

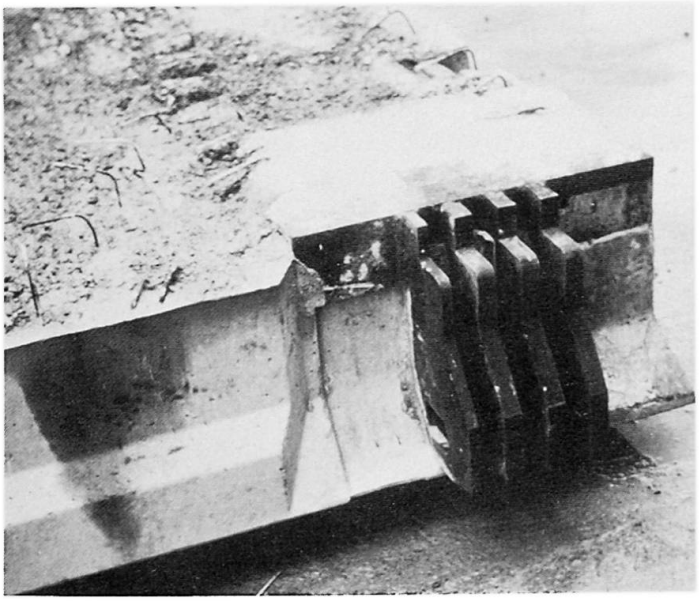


Fig.3: Coupling of Elements.

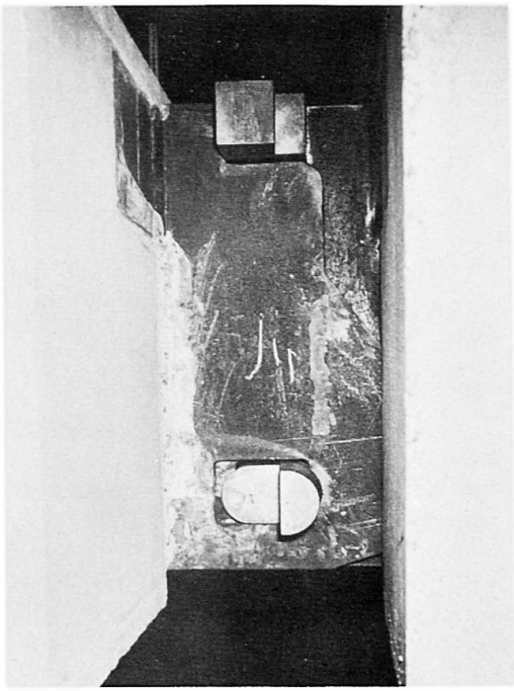


Fig.4: Element Coupling, lateral view showing also the cones on the compression-resp. the tension-side (picture taken during the tests at EMPA).

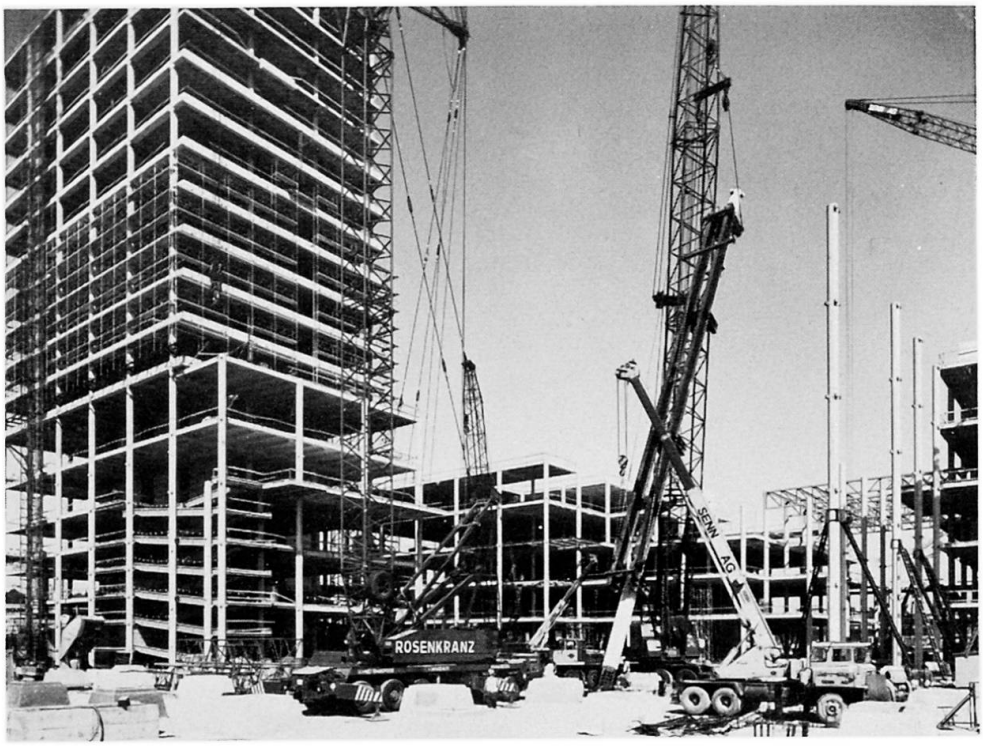


Fig.5: Erection of the Elements.

4. 200'000 oscillations over live load width;

5. Increase of load up to rupture.

As expected, during the first load we met with the cone pressure effect. The deflection at live load width, e.g., amounted during first load to 6 mm, whilst at second load it already decreased to 3 mm. A comparative calculation concerning the E-module of a normal reinforced concrete beam showed a value of E = 295'000 kg/cm2 for second and further loads. An increase of deflection after the 200'000 oscillations attained the value of less than 2 mm, i.e. approx. 1/3100. (For reasons of availability of space, the test beam had a span width of 6.2 m in the test plant).

The final rupture test warranted the following results: up to a load of M = 50 mpm deflections remained linear to a large extent. The stretching-strain limit of reinforced concrete steel was reached between 50 and 55 mpm. By a further consolidation of the coldworked Roll-S-steel, an increase of the momentum stress to 70 mpm became possible, whereafter rupture took place under a load press, i.e. not in the coupling (maximum momentum and shearing force crack). During the subsequent disassembly of the coupling, the cones showed compressed surfaces. Deflections or flow lines on the laminea could not be found.

4. Assembly of the Elements

The sequence of assembly of the elements was carried out in vertical direction. Before application of the covering concrete, the coupling area was reinforced, i.e. supported by especially developped, hydraulic braces, so that the live load and weight of the covering concrete act as a continuous system. By means of an immediate disengagement of the brace after assembly it becomes possible for every slab to be loaded with the dead weight of the ceiling above, in addition to the proper slab weight itself. Thus it became possible to compensate cone compression arising during the first load of the coupling cones over a wide range of the subsequent load width.
From the foundations upward, the entire construction was built with prefabricated elements (s. illustration no. 5). Besides the aforementioned slab elements, also the columns having a height of up to 28 m, and the shafts required for vertical connections (elevators, piping), as well as for the stability of the buildings have been prefabricated.

Assembly of these approx. 12'000 elements started in May 1973 and was terminated for all buildings within one and a half year. This made it possible to finish the construction 10 months earlier than foreseen by the orginal conventional project.

SUMMARY

For the prefabrication of a Shopping-center and high-rise office building in Zurich, a new system of prefabricated slabs had to be found. For the column to column-span of 8.0/8.0 m a slab-element of 8.0/4.0 m was developped; two slab-elements had to be connected in the center of the span with steel-couplings. With this kind of prefabrication the assembly time for the building could be reduced by 10 months.

RESUME

Pour l'exécution d'un centre d'achats et d'une tour commerciale près de Zurich, il était nécessaire de trouver un nouveau système d'éléments de dalles préfabriquées. Pour une distance entre les colonnes de 8.0/8.0 m, on a introduit deux éléments de 8.0/4.0 m qui sont assemblés au milieu de portée par des raccords d'acier.
Une telle construction a permis de réduire le temps de construction de 10 mois.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Vorfabrikation eines Shopping-Centers mit Bürohochhaus bei Zürich, musste ein neues Elementdeckensystem mit Stützenabstand 8.0/8.0 m errichtet werden, das aus 8/4 m grossen Deckenplatten besteht, von denen je zwei in Feldmitte zusammengekoppelt wurden.
Durch diese Vorfabrikation konnte gegenüber dem ursprünglichen vorgesehenen Projekt 10 Monate Bauzeit eingespart werden.

Application of Chemical Prestress to Precast Concrete Box Culverts

Application de la précontrainte chimique aux éléments en béton fabriqué de conduites souterraines

Anwendung chemischer Vorspannung bei vorgefertigten Kanälen mit kastenförmigem Querschnitt

HAJIME OKAMURA
Associate Professor
University of Tokyo
Tokyo, Japan

YUKIKAZU TSUJI
Associate Professor
Ashikaga Institute of Technology
Ashikaga, Japan

1. Introduction

In Japan, with the extremely great increase in sewer line works and construction of underground utilities ducts, the use of precast concrete box culverts has increased rapidly, and 600,000 tons of products were manufactured in 1975. Since permissible crack widths in box culverts are severely restricted to insure the durability, the application of chemical prestress was considered. Chemical prestress is introduced in a reinforced concrete member by expansive concrete overcoming the restraint by steel. The amount of chemical prestress differs greatly if steel quantities and arrangements vary. In general, as the quantity of restraining steel increases, the amount of chemical prestress increases as shown in Fig.2, although the elongation of restraining steel decreases.

Almost as soon as an expansive admixture began to be on the market, chemical prestress was applied in precast products of pipe form[1]. Regarding the products of box form, chemical prestress was not applied until the end of 1973. From the test results of small sized frames, conducted in 1972 and described in this paper, it was confirmed that the application of chemical prestress to box culverts would be promising. Then, chemical prestress was first applied to the actual products of box form in Tsurumi Concrete Company where about 100,000 tons culverts being manufactured annually, after carrying out the quality control tests of expansive concrete and the loading tests of actual products. In 1975, chemically prestressed concrete products reached 50 % of the total products in the company, and it is expected to reach 75 % in 1976.

Concerning the application of chemical prestress, a question

Fig.1 Precast concrete box culvert

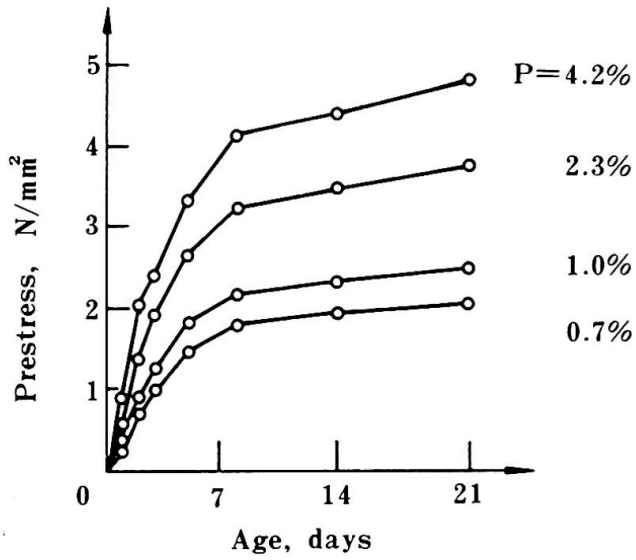


Fig.2 Increase in chemical prestress (p is percentage of steel in concrete)

was raised whether the effect of prestress might be decreased due to creep and shrinkage of concrete, eventually becoming almost completely lost, since the extent of prestress, which would be effectively utilized, would be about 3 N/mm^2 at most. The authors[2] have insisted that the effect of chemical prestress introduced in a member buried underground might last for a long period of time, because

(1) amount of chemical prestress in a member exposed to be weathered but not loaded did not change so much for a year,

(2) amount of chemical prestress in the tension side of a member, which is important for cracking resistance, did not decrease due to the external moment, and

(3) shrinkage of concrete might be small enough to be neglected for a member buried underground.

At this time, in order to confirm our insistence, experiments on actual products were carried out.

2. Behavior of Chemically Prestressed Concrete Box Culverts

2.1 Behavior of Beams

The increase in strain of a tensile reinforcing bar in a chemically prestressed concrete beam when external moment acts is extremely small compared with that in an ordinary reinforced concrete beam[3]. An example is shown in Fig.3. This reduction of strain is because of the chemical prestress, and the degree of the reduction is corresponding to the expansive strain produced in the bar during expansion of concrete. The expansive strain or chemical prestress can be predicted with sufficient accuracy for practical purpose from the result of the standard expansion test, using hypothesis that the work done on the restraining steel bars by unit volume of expansive concrete is to be constant irrespective of concrete mix and curing[4]. Measured expansive strains with various steel percentages (p) were compared with the estimated values from the measured strains of standard specimens which had about 1 % of steel. The differences between the measured values and the estimated ones were within about 20 % as shown in Fig.4. The amount of expansive strain of reinforcing bars can easily become about 5×10^{-4} although it changes according to mix proportion of concrete, curing method, steel percentage and arrangement of bars. Therefore, crack widths of chemically prestressed concrete members could be greatly reduced compared with those in ordinary reinforced concrete members, because crack widths are proportional to the strain of tensile reinforcing bars.

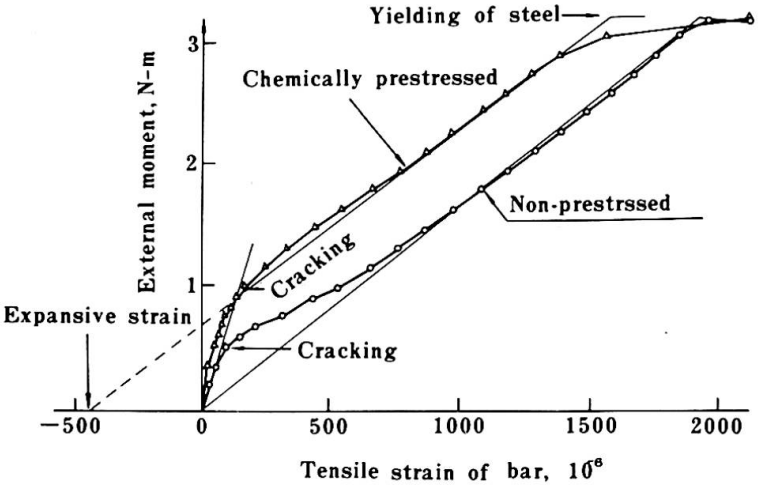


Fig.3 Increase in tensile strain of a bar in beam due to external moment

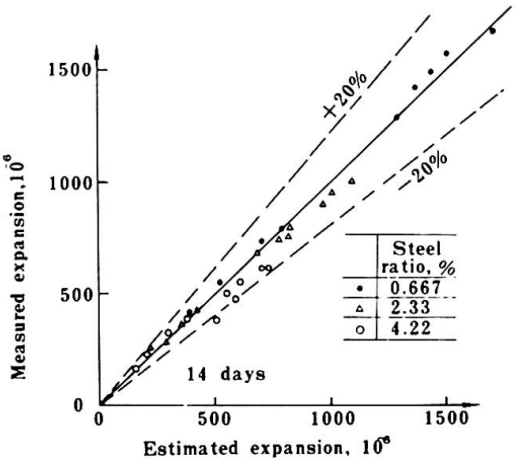


Fig.4 Measured and estimated expansions

2.2 Behavior of Frames

In order to ascertain the behavior of chemically prestressed concrete box culverts, experiments on frame specimens were conducted. The chemical prestress of beams of a frame specimen was about 3.0 N/mm^2, which coinsided with value in case of a different column rigidity and of the beam specimen with identical cross-sectional dimensions. For columns, when cross-sectional dimension was identical, roughly equal value was indicated, but when the cross sectional area of concrete was double leaving steel area equal, expansive strains of bars were increased by approximately 1.4 times while the chemical prestress was about 0.7 times. This suggests that the concept of "work done by expansive concrete" proposed by Tsuji[4] is also applicable to the case of frame.

Similarly to a beam specimen, flexural cracking resistance is improved due to chemical prestress, added to which increase in tensile strain of bars after cracking is smaller as shown in Fig.5. External moments in this figure were calculated from the applied loads on the upper beam of a specimen based on the elastic frame analysis assuming the flexural rigidities of the beams and columns to be constant. As the flexural rigidity of a beam is lowered after bending cracks are produced in it, the moments actually working will be smaller at beams and larger at columns.

After carrying out the tests on actual products, it was decided that the sections of slabs and walls in chemically prestressed concrete box culverts were reduced to 80 % of those in ordinary reinforced concrete box culverts. Besides reduction in quantity of materials, due to reduction of costs in transportation and installation accompanying lightening of product weights, concrete box culverts prestressed chemically are more economical than those without prestress.

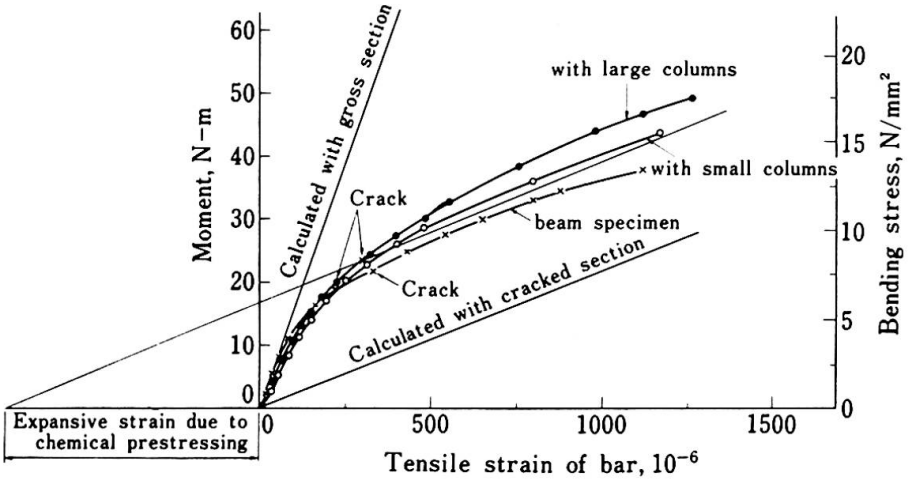


Fig.5 Increase in tensile strain of a bar in box culvert

3. Variation with Time in Effect of Chemical Prestress

For the purpose of confirming the existing of the effect of chemical prestress over a long period of time, experiments on the actual products were carried out. Specimens were selected from products representative of box culverts being sold on the market. Inner widths are 2,500 mm, inner heights 1,500 mm and specimen-lengths 900 mm. The cross sections of slabs and walls of specimens with chemical prestress were approximately 80 % of those without prestress. Two methods of storing specimens were adopted. One was a method reproducing actual conditions in which specimens were buried underground at the age of 2 months and excavated before testing. The other was a method of storing in air in a condition that specimens would not be exposed to rain assuming a state which would be the most adverse for effect of chemical prestress to continue to exist. Up to the present, loading tests have been completed for the ages of 14 days, 2 months and 9 months for storage in air, while testing at the age of 9 months has been completed for the case of underground storage. Further, there are six specimens still in storage and it is scheduled for final testing to be performed at the age of 5 years.

From the results of loading tests at each age, cracking moments were obtained as indicated in Fig.6. A cracking moment was calculated from the load when the first crack appeared in the upper slab, and the flexural cracking stresses in the figure were obtained from the cracking moments assuming concrete is an elastic material. The effect of chemical prestress at the age of 14 days was to increase the flexural cracking stress about 2.0 N/mm^2. When specimens were stored in air, there was recognized a slight reduction in cracking moment, but even at the age of 9 months the effect of chemical prestress was distinct. The cracking moment of chemically prestressed specimens buried underground from 2 months to 9 months were approximately 30 percent larger than the value at the age of 14 days. This result confirms the previous finding[2] that even if dried once the effect of chemical prestress is improved if members are placed in an atmosphere of high moisture.

4. Conclusions

(1) It is clarified that the behavior of box culverts subjected to bending moment can be greatly improved if chemical prestress is utilized.

(2) The effect of chemical prestress in precast concrete box culverts buried underground lasts for a long period of time. Even in case of products placed in air there still remained ample effect of chemical prestress.

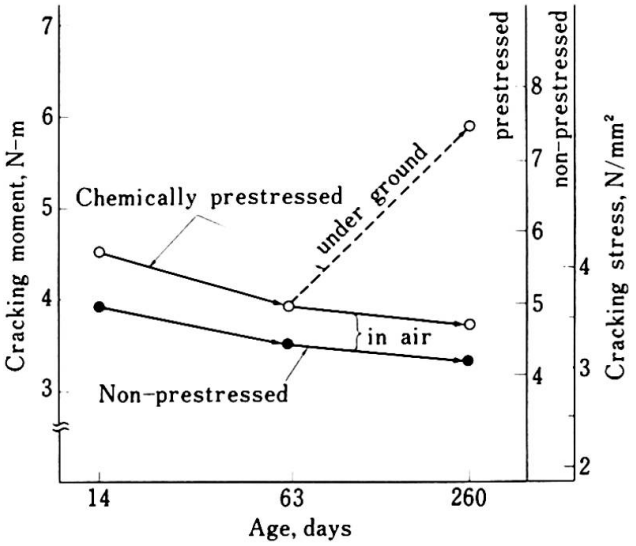


Fig.6 Cracking moments related to age of concrete

In essence, the application of chemical prestress to precast concrete box culverts is useful for cracking resistance and controlling crack widths over a long period of time. Besides reduction in quantity of materials, due to reduction of costs in transportation and installation accompanying lightening of product weights, concrete box culverts prestressed chemically can be more economical than those without prestress.

References

(1) Kokubu,M., "Use of Expansive Components for Concrete in Japan", ACI, SP38, 1973.
(2) Okamura,H., Tsuji,Y. and Maruyama,K., "Effect of Creep on the Behavior of Chemically Prestressed Concrete Members", Abstracts of 30th Congress, Japan Society of Civil Engineers, Vol.5, 1975 (in Japanese).
(3) Okamura,H. and Tsuji,Y., "Behavior of Chemically Prestressed Concrete Members", Transactions, Japan Society of Civil Engineers, No.225, May 1974.
(4) Tsuji,Y., "Fundamental Study on the Use of Chemical Prestress in Concrete", Transactions, Japan Society of Civil Engineers, No.235, March 1975 (in Japanese).

SUMMARY

Flexural cracking resistance in a precast concrete box culvert is improved due to the effect of chemical prestress, added to which increase in tensile strain of reinforcing bars after cracking becomes smaller. The effect of chemical prestress lasts for a long period of time. Therefore, the sections of slabs and walls can be reduced to 80 % of those in usual culverts.

RESUME

La précontrainte chimique augmente la résistance des fissures à la flexion dans les éléments en béton préfabriqué de conduites souterraines; en outre elle diminue la contrainte de traction de l'armature après l'apparition des fissures. L'effet durable de cette précontrainte a pu être constaté, et l'on peut ainsi réduire la section des produits jusqu'à 80 % de la section normale.

ZUSAMMENFASSUNG

Chemische Vorspannung von vorgefertigten Kanälen mit kastenförmigem Querschnitt führt zu einer Erhöhung der Rissesicherheit und zu einer Beschränkung der Rissweite. Die Wirkung der chemischen Vorspannung bleibt lange erhalten. Aus diesem Grunde konnte die Dicke von Platten und Wänden auf 80 % des Ueblichen reduziert werden.

Reinforcing Bar Grouting Method for Connecting Precast Reinforced Concrete Structural Members

Méthode d'injection des armatures en acier pour la liaison d'éléments préfabriqués en béton armé

Injektion von Bewehrungs-Stäben für die Verbindung von vorgefertigten Stahlbeton-Bauteilen

YOICHI NOJIRI — Assistant Head, Civil Eng. Dept.
TADAHIKO NATSUME — Senior Research Engineer
CHOJIRO MIMURA — Senior Research Engineer
Kajima Institute of Construction Technology
Tokyo, Japan

1. INTRODUCTION

"Reinforcing Bar Grouting Method" to be used for jointing and assembling the precast reinforced concrete structural members is shown schematically in Fig.1. The precast concrete elements are arranged the holes beforehand to be inserted the reinforcing bar. When assebling the elements, the re-bar are inserted into the corresponding holes. Then the cement mortar is grouted in the hole to make these elements into a composite unit. It does not need in-situ cast concrete.

This method may be applied to various types of connections making a good use of this method concept. Therefore the structural practicability of this method was experimentally examined. After that, this method was applied to several precast concrete structures.

This paper shows the results of the fundamental experiments.

2. BOND TEST

The bond strength of the re-bar fixed by grouting had been considered to control the structural character of the connection by this method. Therefore the pull-out bond tests, referring to the test method of "ASTM C324-57T", were carried out to know the significant factors affecting the bond strength.

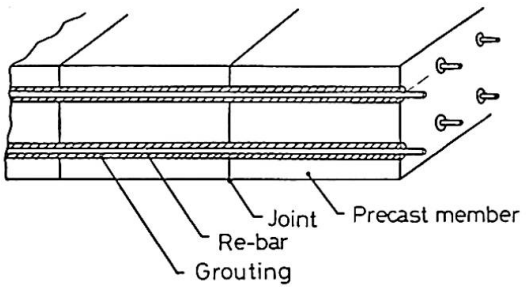
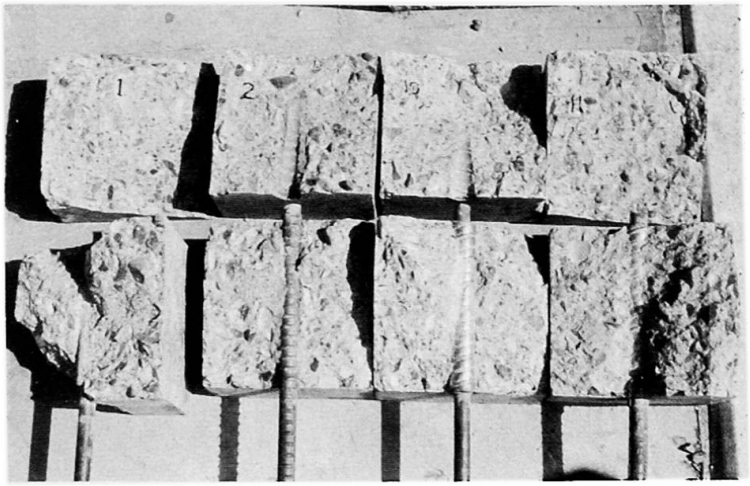


Fig.1 "Reinforcing Bar Grouting Method" concept

16 specimens made by grouting method were prepared under various conditions, i.e. using an aluminum powder admixture with or without expansive cement, making the hole with smooth surface or flexible sheath, grouting vertically or horizontally etc.. And 6 specimens with a directly embedded bar were also prepared for comparison.

The compressive strength of the cement mortal and the concrete used for specimens were about 270 kg/cm² and 335 kg/cm² respectively at the test, 7 days after grouting. The bond strength was measured in each specimen when the slipage of bar at the loaded side was 0.1 mm, 0.2 mm and the load reached to the maximum respectively. According to the variance analysis concerninig the effect of the abovementioned factors for these strengths, each factor had a slight influence. The bond strength of ϕ22 mm deformed bar fixed by grouting was about 80 kg/cm² (at 0.1 mm slipage) and 150 kg/cm² (max.) which were same with or more than that of a directly embedded bar. This confirms that the sufficient pull-out bond strength can be obtained using the conventional cement mortar grouting.



Phot.1 Inside of specimens after pull-out bond test

3. BENDING TEST

The re-bar in this method is generally used for connecting and it has possibility to be utilized as the main reinforcements in precast reinforced concrete structural members. Therefore the bending tests of beam were carried out to know the structural character of the joint and the member.

Dimensions, loading capacities and material characteristics of the beam specimens were as follows;

h=30cm, b=20cm, d=25cm, d'=5cm, $A_s/bd=A_s'/bd=0.011$,
L=200cm, l=150cm,
M_d=2.25t-m (for design calculated as σ_s=1800kg/cm²)
M_u=5.97t-m (for ultimate calculated as σ_s=3600kg/cm²)
where
$f_c \fallingdotseq 340$kg/cm² (for concrete when tested)
$f \fallingdotseq 240$kg/cm² (for mortar when tested)
f_y=3600kg/cm² (for ϕ19mm deformed bar yielding)

4 types of beam specimens, 2 specimens to each type, were prepared for testing.

(1) No-joint beam

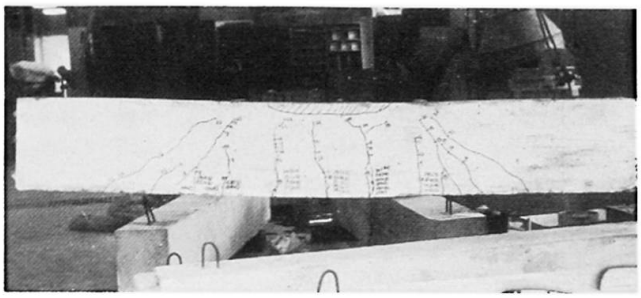
TYPE-A ; The no-joint beam specimen with the reinforcements fixed by grouting

TYPE-A' ; The conventional beam specimen with the directly embedded reinforcements (for comparison)

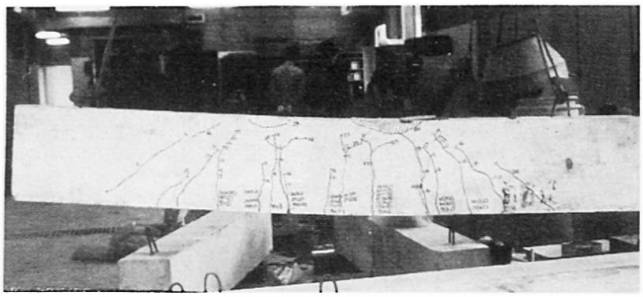
Between both types of specimens under same loading, there was no notable difference in crack pattern and crack width.(Phot.2 and Phot.3) This means that the bond strength of the re-bar fixed by grouting in beam under bending is almost same as that of the conventional beam. In other words, the bending character of the beam made by the grouting method can be insured as same as the conventional one.

(2) Beam with a joint

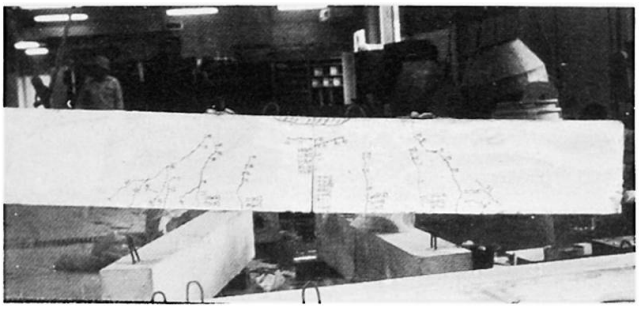
TYPE-B ; The precast beam specimen connected with two elements by the re-bar grouting method



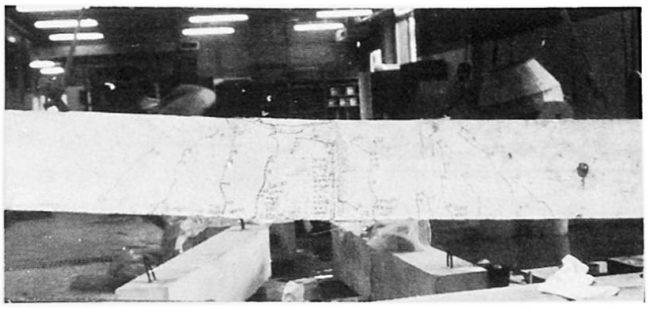
Phot.2 TYPE-A Specimen



Phot.3 TYPE-A' Specimen



Phot.4 TYPE-B Specimen



Phot.5 TYPE-B' Specimen

TYPE-B' ; The conventional beam specimen arranged a construction joint (for comparison)

In both types of specimens, the first crack occured at the joint, which developed as the most significant crack in same manner.(Phot.4 and Phot.5) The regidual deflection after removing the designed load was also similar. Therefore it was known that the re-bar grouting joint could be treated like a construction joint.

(3) Comparison of beam with and without joint

The degradation of flexural rigidity as bending moment increased is shown in Fig.2. The solid line (A) is for the TYPE-A specimen including the TYPE-A' specimen; the dotted line (B), TYPE-B including TYPE-B'.

The dotted line is lower in the range of small load than the solid line, however it is almost same at the designed load for the transformed section by the traditional reinforced concrete beam theory. And both lines show the same ultimate strength.

4. CONCLUSION REMARKS

Through the fundamental experiments, it was known that this method is available for practical use, on condition that the detailed checks depending on circumstances are added. This method may be applied to jointing and assembling the various precast reinforced concrete structural members. The method arranged by prestressing may also effective.

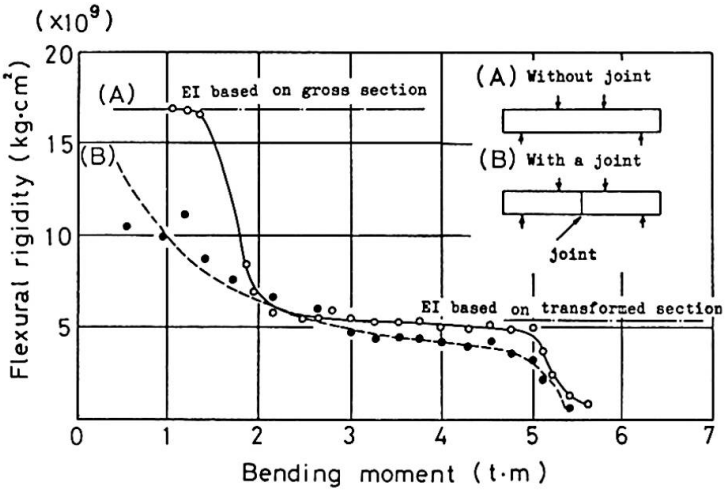


Fig.2 Flexural rigidity of beam with and without joint

SUMMARY

The reinforcing bar grouting method is used for connecting the precast reinforced concrete elements by means of grouted reinforcements. According to the pull-out bond tests and the bending test of beam, this method may be available for practical use depending on circumstances.

RESUME

Cette méthode d'injection des armatures en acier est utilisée pour la liaison d'éléments préfabriqués, en béton armé. D'après les essais d'adhérence par arrachement et les essais de flexion, cette méthode peut être utilisée en pratique, dans certaines circonstances.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Injektion von durchgehenden Bewehrungs-Stäben für die Verbindung von vorgefertigten Stahlbeton-Bauteilen erweist sich aufgrund von Haftversuchen und einer Prüfung der Verbindung auf Biegung als geeignete Lösung.

VI

Béton léger de structure en préfabrication lourde

Leichtbeton für schwere Fertigteile

Lightweight Structural Concrete for Heavy Precast Construction

MAC N'GUYEN
Ing. Civil des Ponts et Chaussées

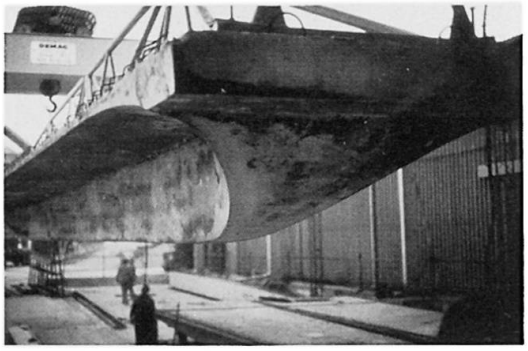
MICHEL AUPERIN
Ingénieur E.C.L.

Entreprise BOUYGUES
Clamart, France

L'Entreprise BOUYGUES a réalisé, pour la construction d'un immeuble de bureaux et d'habitation, 175 poutres préfabriquées en béton léger précontraint.

La géométrie de ces poutres est le résultat d'une recherche architecturale poussée, tant en ce qui concerne les lignes que l'optimisation des volumes. Leurs caractéristiques principales sont les suivantes :

- Section transversale nervurée de section quasi constante en partie centrale, la largeur de la nervure augmentant, et sa hauteur diminuant rapidement au voisinage des appuis,
- Hauteur maximum de 85 centimètres,
- Ames de 20 à 30 centimètres d'épaisseur en partie centrale,
- Table supérieure de 8 à 13 centimètres d'épaisseur, et de largeur variant de 2,95 à 1,88 mètres compte tenu du contour circulaire des planchers.



Vue d'une poutre après décoffrage

Les poutres de 16,37 mètres de longueur hors tout reposent isostatiquement sur des poutres par l'intermédiaire d'appuis en néoprène. Posées côte à côte avec un jeu de 1,6 centimètre, elles sont solidarisées par une chape rapportée, armée d'un treillis soudé, surépaissie au droit du joint. La surface totale du plancher ainsi constitué est de 7.000 mètres carrés.

Le béton léger utilisé ne comporte que du sable naturel (sable silicocalcaire de Basse Seine). Le granulat léger est un schiste expansé belge, l'Agral, dont la masse volumique en vrac est de 700 kg par mètre cube. Un rapport E/C assez élevé – puisqu'il est de 0,46 – et de l'utilisation de 2 kg par mètre cube d'un plastifiant réducteur d'eau ont permis d'obtenir un béton très maniable, le slump à la mise en place restant compris entre 6 et 10 centimètres.

La masse volumique du béton frais ainsi obtenu est comprise entre 1,8 et 1,9 tonnes par mètre cube, ce qui conduit à une masse volumique de calcul de 1,95 tonne par mètre cube, armatures comprises, si bien que le poids des poutres atteint 16 tonnes. La résistance minimale à la compression sur cylindre est de 45 Mégapascal, ou encore Newton par millimètre carré à 28 jours, et la résistance à la traction de 3 Mégapascal.

Les poutres sont précontraintes au moyen d'un câble de 12 torons de 13 millimètres. L'ancrage est du type Freyssinet trois pièces. La force maximale à l'ancrage est de 176 kdaN à la mise en tension.

Le calcul des poutres a été conduit en classe III des recommandations internationales.

Les poutres supportent des charges de cloison de 170 à 1.000 kg par mètre linéaire, et des surcharges réparties qui s'étagent de 600 à 1.200 kg par mètre carré, chape comprise. La contrainte caractéristique dans le béton atteint 20 Mégapascal à la mise en tension, et 5 Mégapascal en traction en service sous charges maximales, en fibre inférieure.

Les quantités mises en oeuvre ressortent, par mètre carré de plancher, à :

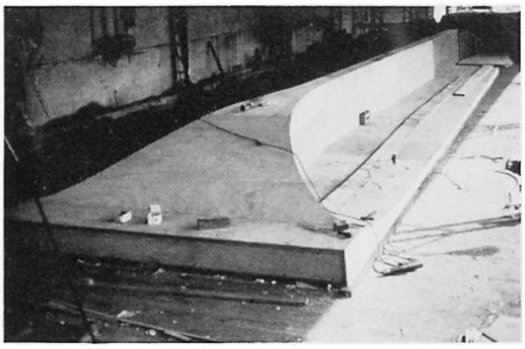
0,21 mètre cube de béton

3,8 kg d'acier de précontrainte, soit 18 kg par mètre cube

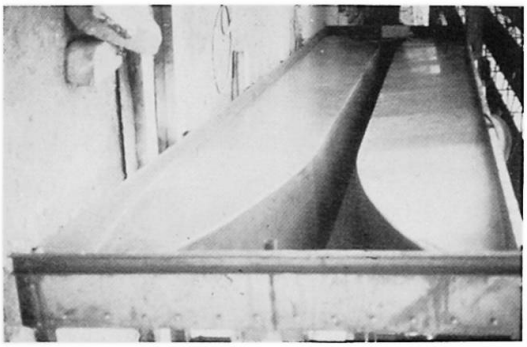
17,2 à 24 kg d'acier à haute adhérence de 420 Mégapascal de limite élastique, soit de 82 à 115 kg par mètre cube.

Les poutres ont été préfabriquées en usine. Le béton a été livré par une centrale de béton prêt à l'emploi ; les granulats légers, protégés par des bâches sur l'aire de stockage, n'ont pas été prémouillés avant malaxage. Le transport, dont la durée était de l'ordre de 30 mn, s'effectuait en camions malaxeurs.

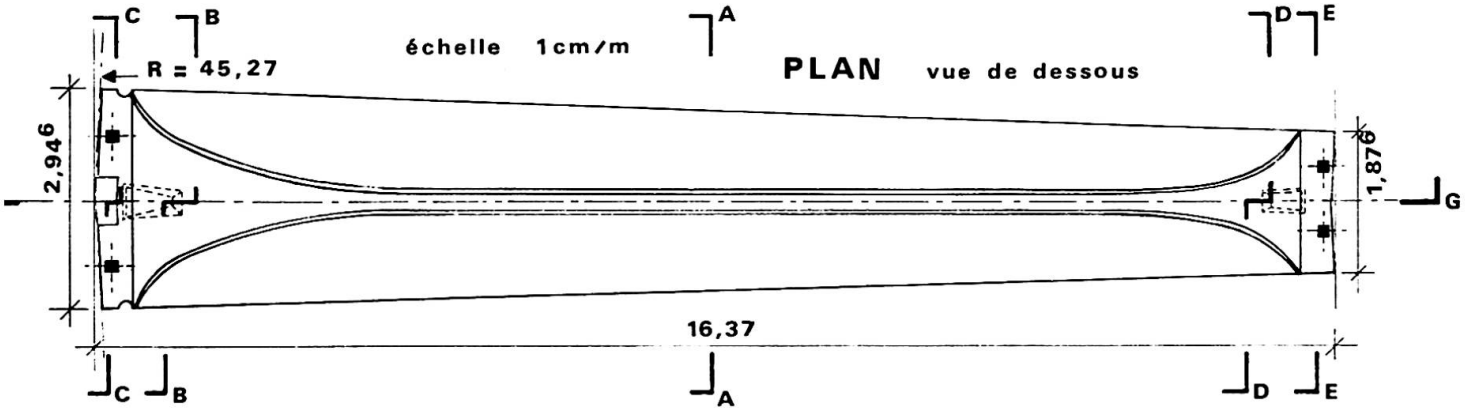
Compte tenu de la géométrie particulière des poutres, les 3 moules de coffrage ont été réalisés en polyester de 10 millimètres d'épaisseur, eux-mêmes moulés sur une matrice en bois.

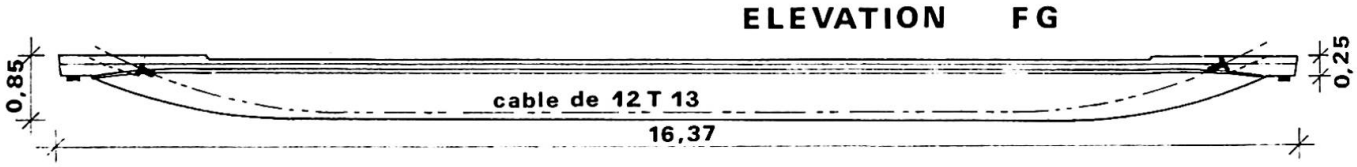


Matrice du Moule



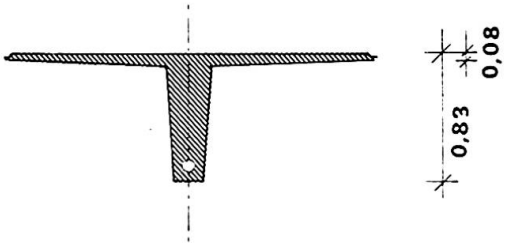
Moule en polyester



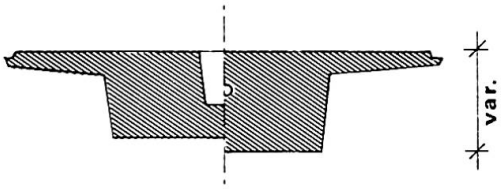


SECTION AA

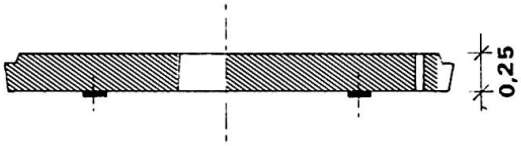
échelle 2 cm/m



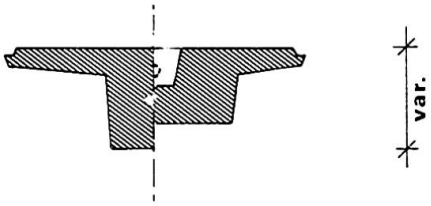
SECTION BB



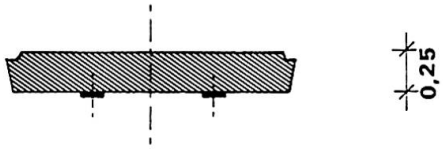
SECTION CC



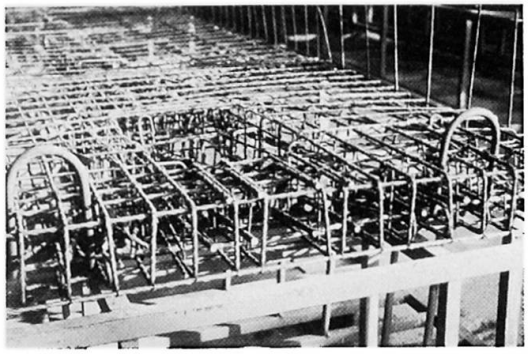
SECTION DD



SECTION EE



Les armatures préfaçonnées ont été montées en 3 cages sur gabarits.



Vue partielle de la cage d'armatures

Le béton vibré avec des aiguilles de 50 millimètres était étuvé au moyen de résistances électriques noyées dans l'âme. La durée du cycle d'étuvage était de 10 heures, la température maximale de 55° centigrades. La durée du cycle de fabrication des poutres a été de 24 heures, leur mise en tension étant réalisée sur l'aire de stockage entre 3 et 7 jours.

La déformation des poutres à la mise en tension s'est révélée conforme à la prévision, donnant des contreflèches de 2 centimètres environ. Des essais de chargement effectués sur 4 poutres ont donné des flèches comprises entre 26 et 32 millimètres, pour 30 prévus, confirmant la valeur du module sécant d'élasticité instantané, évalué à 20.000 Mégapascal.

Il est a noter qu'aucune fissuration n'a été constatée au voisinage des pièces d'ancrage, directement appuyées sur le béton léger.

En conclusion, la préfabrication de poutres en béton léger ne semble pas poser de problèmes particulièrement délicats, pas plus que pour celle en béton traditionnel.

Les expériences acquises en usine dans la fabrication du béton léger et dans sa mise en oeuvre, ainsi que celles obtenues par les bureaux d'études dans l'approche des phénomènes de résistance et de déformation, portent aujourd'hui la promesse d'une utilisation plus courante du béton léger.

RESUME

L'entreprise a réalisé 175 poutres préfabriquées en béton léger précontraint. L'utilisation de granulats de schiste expansé a permis d'obtenir une résistance à la compression sur cylindre comprise entre 45 et 52 Mégapascal. Aucune fissuration n'a été constatée au voisinage des pièces d'ancrage, directement appuyées sur le béton léger.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Firma hat 175 vorgespannte Betonträger aus Leichtbeton hergestellt. Die Zylinder-Druckfestigkeit beträgt zwischen 450 und 520 kp/cm^2 wenn der Leichtzuschlag aus ausgebreitetem Schist besteht. In der unmittelbaren Umgebung der Vorspannungsverankerung wurden keine Risse beobachtet.

SUMMARY

The company has manufactured 175 precast posttensioned beams made of lightweight aggregate. The compressive strength obtained after 28 days on cylindrical testing samples using expanded shist-aggregates varies between 450 to 520 kg/cm^2. No cracking has been descrued in the immediate vicinity of the anchorages which bear directly on the light weight concrete.

Leere Seite
Blank page
Page vide

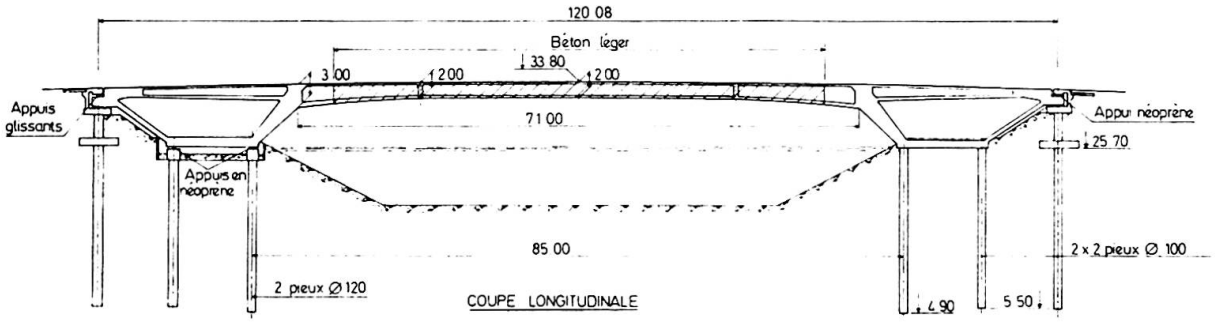
Idées nouvelles pour la construction de ponts en béton léger

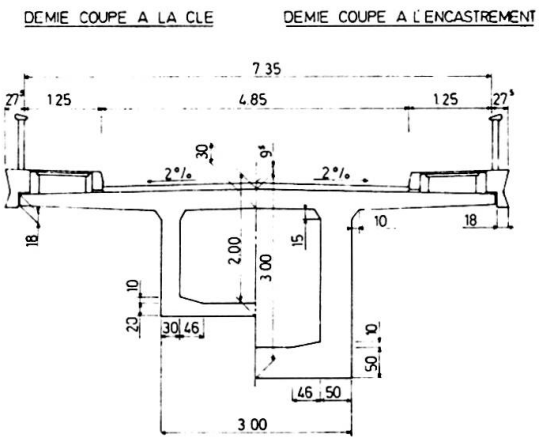
Anwendung des Leichtbetons im Brückenbau

Use of Light Concrete in Bridge Engineering

MICHEL VIRLOGEUX
Ingénieur des Ponts et Chaussées
S.E.T.R.A.
Bagneux, France

Ce n'est que récemment que l'on a commencé, en France, à s'intéresser au béton léger, du fait de l'abondance de matériaux traditionnels de bonne qualité. Le bulletin de 1975 de l'Association Française des Ponts et Charpentes (A.F.P.C.) donne une description assez détaillée des premiers ponts qui ont été construits. Bien que ces ouvrages soient encore modestes par rapport à certaines réalisations étrangères, notamment allemandes et néerlandaises, on peut citer le pont de Bruyères-sur-Oise, qui a été projeté par la STRUCTEC. Il s'agit d'un pont formé de deux portiques en béton traditionnel, sur lesquels s'encastre une travée centrale de 71 mètres en béton léger.

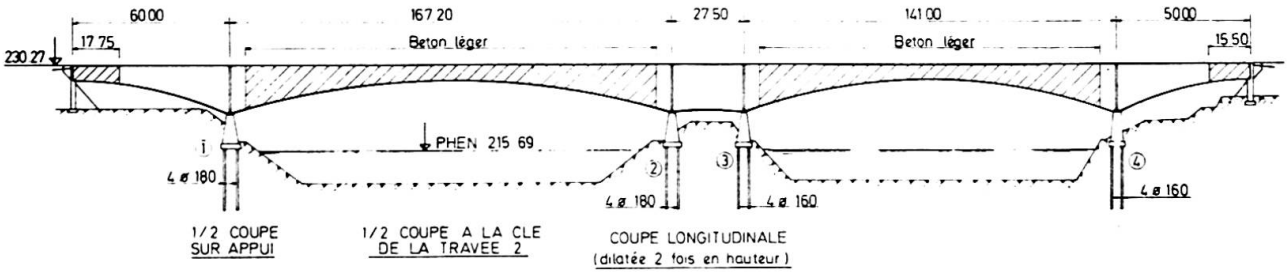


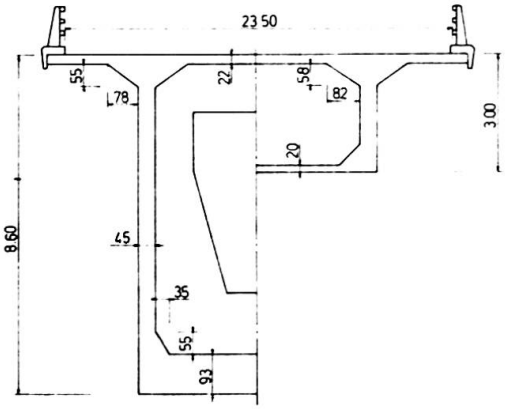


Pont de Bruyères-sur-Oise

Elle a été construite sur cintre, par voussoirs, la dérivation de l'Oise ayant été creusée une fois le pont terminé. Le terrain ne permettant pas de reprendre facilement des poussées, les déplacements horizontaux ont été libérés d'un côté, en interposant entre les pieux et le radier des appareils d'appui glissants.

Des projets plus ambitieux ont été établis récemment, notamment par le S.E.T.R.A., pour le franchissement du canal d'Alsace, à l'aval de l'usine hydroélectrique d'Ottmarsheim. L'emploi du béton léger dans les deux grandes travées permet de réduire les dimensions des fondations, d'amincir

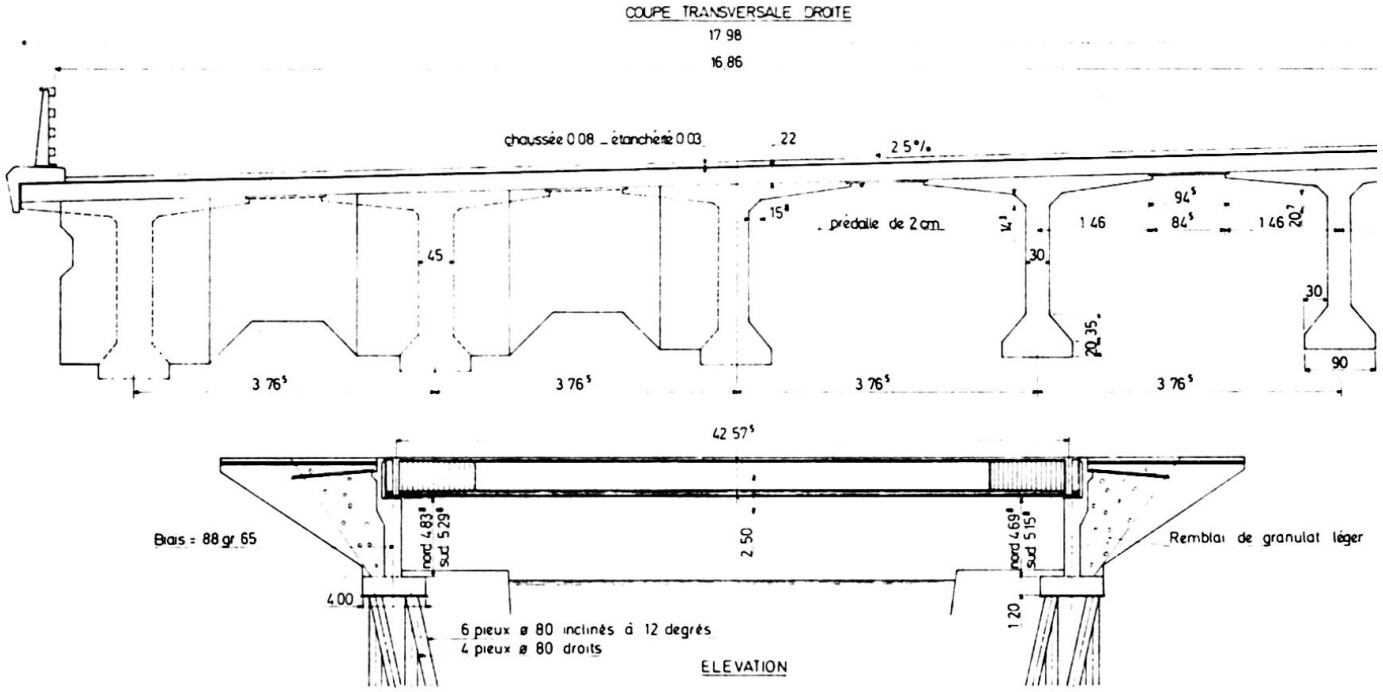




Projet de pont d'Ottmarsheim.

légèrement le tablier, et, par voie de conséquence, de diminuer de quelques mètres les portées des grandes travées. Mais surtout, le maintien du béton traditionnel dans les travées de rive permet, par un effet de contrepoids maintenant classique, de les raccourcir et de les alléger. D'autres solutions ont été étudiées, notamment une solution à deux travées haubannées en béton précontraint. L'appel d'offres est en cours.

Dans les années à venir, l'emploi du béton léger devrait se développer dans le domaine de la préfabrication. En effet, l'allègement qu'il apporte permet des gains sur les moyens d'exécution, qu'il

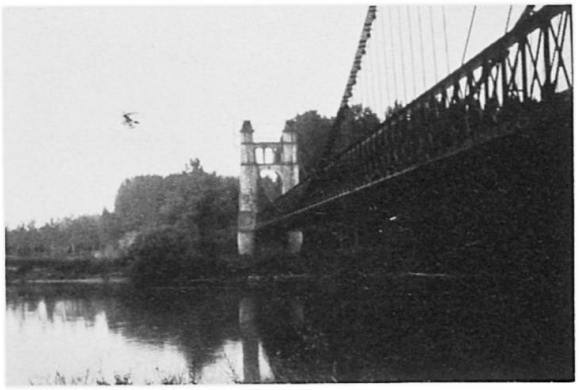


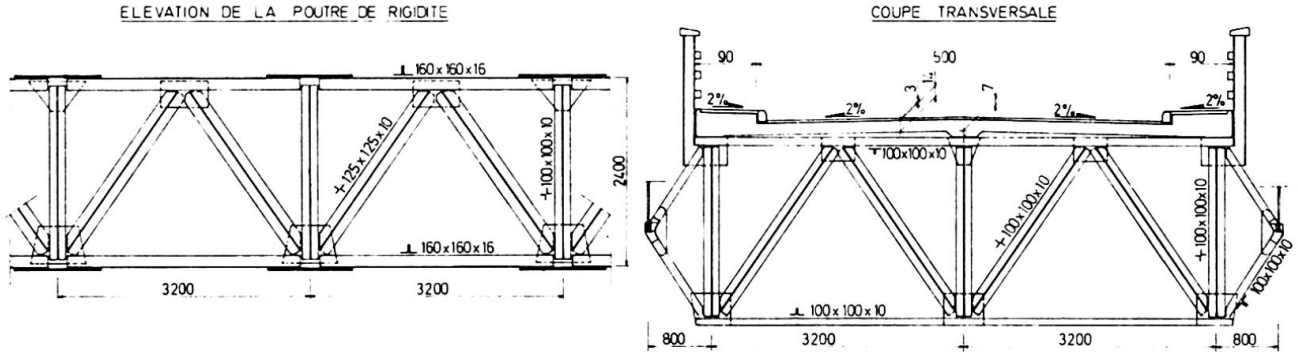
Pont de Calais.

s'agisse des cintres (et on peut penser, en particulier, aux cintres autolanceurs) ou, surtout des engins de manutention de pièces préfabriquées. C'est ainsi que l'emploi du béton léger a permis de réduire de 150 à 110 tonnes le poids des poutres préfabriquées du pont de Calais, en cours de construction. A l'inverse, pour un matériel donné, l'emploi du béton léger permet d'augmenter la taille des élément préfabriqués, poutres ou voussoirs.

Mais le béton léger devrait surtout permettre d'imaginer des structures nouvelles, ou de rendre compétitive des structures qui ne l'étaient plus en béton traditionnel.

Tout d'abord, une solution originale, étudiée par le C.E.T.E. de Lyon et le Centre Technique de l'Aluminium, a été retenue pour la reconstruction du tablier du pont de Groslée, qui comporte une travée unique de 174 mètres sur le Rhône. Le tablier, qui forme poutre de rigidité, est une ossature mixte, aluminium - béton léger. L'association de ces deux matériaux permet de limiter le poids total du tablier à 600 kg/m^2 étanchéité et couche de roulement comprises, soit un gain de l'ordre de 250 kg/m^2 par rapport à une solution classique acier - béton traditionnel.





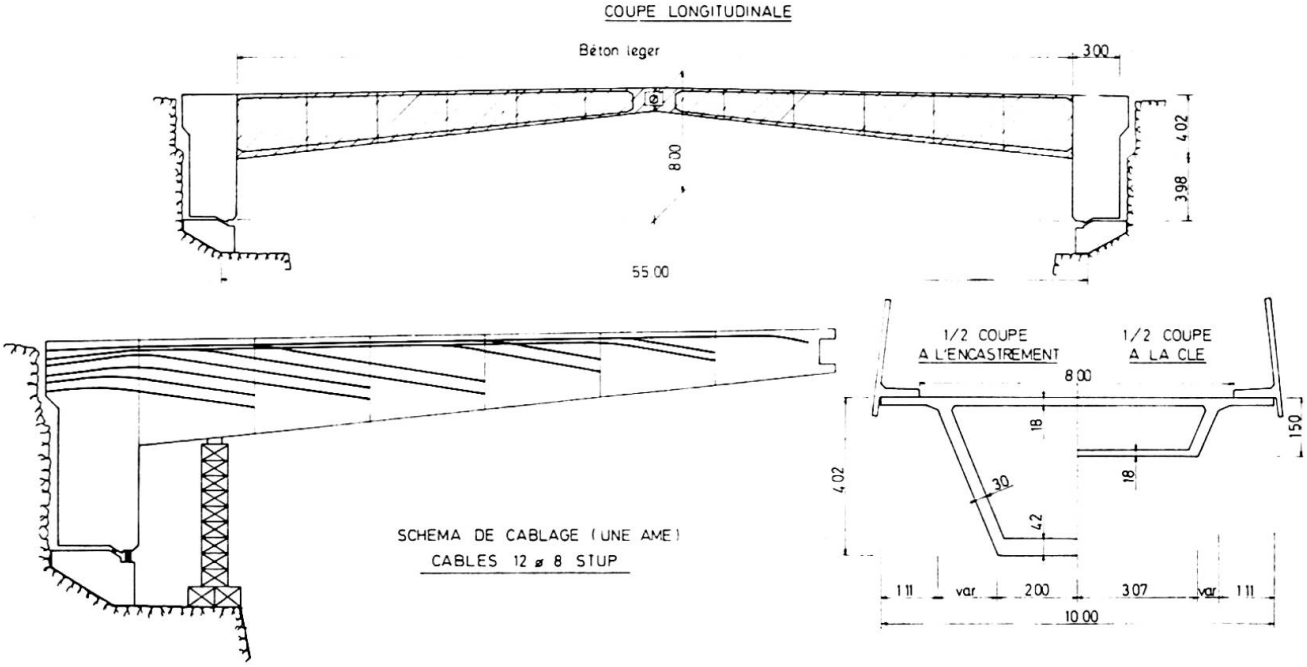
Pont de Groslée.

Une autre idée, qui devrait bientôt faire l'objet de recherches expérimentales, consiste à utiliser le béton léger pour la construction de dalles de couverture de type Robinson. Ces dalles sont formées d'une tôle de 8 à 12 millimètres, munie de connecteurs la liant au béton dont l'épaisseur est de l'ordre de 10 centimètres. Le poids serait d'environ 270 kg/m^2, en choisissant un béton très léger, soit un gain d'environ 80 kg/m^2 par rapport à la dalle Robinson classique. L'emploi du béton léger devrait aussi limiter le nombre des raidisseurs. Ces chiffres sont à rapprocher de ceux qui sont donnés par Messieurs Toshikazu Suruga et Yukio Maeda, dans le rapport préliminaire. Cela conduirait cependant à des structures de conception assez différente de celles que l'on projette avec une dalle orthotrope.

Enfin le béton léger doit permettre, dans certains cas, de réaliser économiquement des arcs par encorbellements successifs.

Un arc à trois articulations vient d'être projeté par la S.E.T.E.C. et le S.E.T.R.A., pour une passerelle à gibier de 56 mètres de portée, dans les Vosges. L'emploi du béton léger a permis de réduire

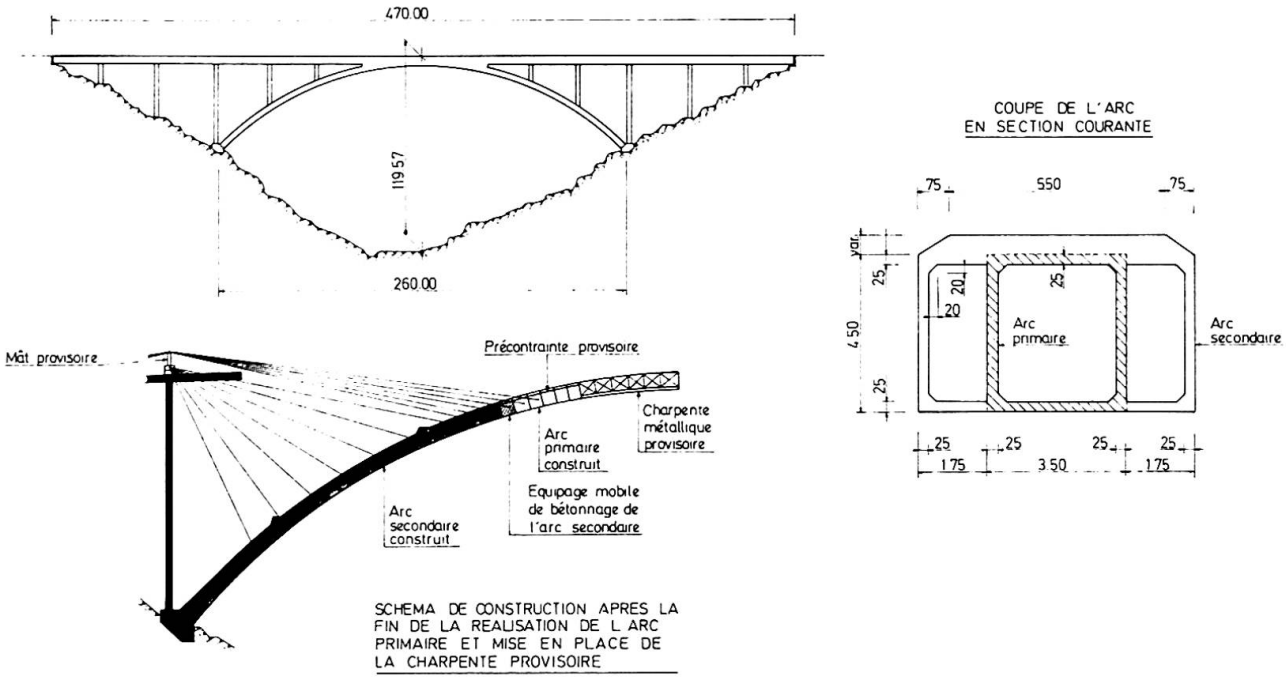
les moments de déséquilibre en phase de construction, ce qui limite le contre-poids ou les ancrages dans le rocher. La poussée de l'arc est telle que le câblage de construction des fléaux est surabondant en service. Cette solution n'a cependant pas été retenue, car une solution en bois lamellé-collé s'est avérée encore plus économique dans ce cas particulier.



Projet de la passerelle de Saverne.

Un des viaducs de Caracas.

En poursuivant cette idée, on arrive aux arcs construits par encorbellements successifs avec haubannage provisoire, dont un exemple est donné par Monsieur Miyazaki dans le rapport préliminaire. Le principe du haubannage provisoire est ancien puisqu'il a déjà été utilisé par Freyssinet pour la construction des viaducs de Caracas. L'emploi du béton permet de diminuer de 30 % la section des haubans de construction, et de presqu' autant les efforts en service. On voit tout l'intérêt que cela peut présenter pour les très grandes portées. Pour s'en faire une idée, on peut se référer à la solution en arc qui avait été proposée par l'Entreprise Campenon-Bernard, en béton traditionnel pour le viaduc du Magnan (une solution classique avait finalement été préférée, à égalité de prix).



Projet d'arc pour le viaduc du Magnan.

Il n'est pas possible d'apporter de conclusion générale, mais, dans le domaine du béton précontraint, on peut quand même insister sur l'intérêt que présente le béton léger lorsque l'ouvrage présente de fortes dissymétries, définitives ou de construction.

BIBLIOGRAPHIE

(1) Bulletin de l'A.F.P.C. 1975 — Pages 151 à 204 (et tiré à part «Ponts en béton léger»).

(2) Bulletin technique de l'A.F.P.C. Compte-rendu de la séance du Comité technique de l'A.F.P.C. du 29 Mai 1975. Le béton léger, par MM. VIRLOGEUX et LOURDAUX (à paraître).

(3) Bulletin technique de l'A.F.P.C. Compte-rendu de la séance du Comité technique de l'A.F.P.C. du 17 Juin 1976. L'utilisation des alliages légers dans le domaine des ponts par MM. LAMBLIN, LECROQ et MOLINA (à paraître).

(4) Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers. Annales de l'I.T.B.T.P. nº 337. Mars 1976.

(5) Bilan et perspectives d'emploi des bétons légers de structure, par Mme BRACHET et MM. ADAM, PERCHAT et VIRLOGEUX. Annales de l'I.T.B.T.P. (à paraître).

(6) Journées de Lille sur les bétons légers — 15 et 16 Décembre 1975. Troisième demi-journée. Les granulats et bétons légers dans les ouvrages d'art par MM. DELPORTE, GRELU,RENAULT, VIRLOGEUX et WEHRLI (à paraître).

RESUME

L'emploi du béton léger peut permettre des économies dans le domaine de la préfabrication. Mais il peut aussi rendre compétitives des solutions non classiques ou nouvelles, soit par leur grande légèreté (dalle Robinson, association avec l'aluminium), soit par la réduction d'importants efforts de dissymétrie (construction par encorbellements dissimétriques).

ZUSAMMENFASSUNG

Die Anwendung von Leichtbeton führt zu Einsparungen bei der Vorfertigung von Bauwerken. Auch neuartige Lösungen werden dank des leichteren Gewichtes wirtschaftlich (Robinson-Platten, Verwendung von Aluminium). Insbesondere bei unsymmetrischen Tragwerken (Freivorbau) zeigen sich Vorteile.

SUMMARY

Using lightweight concrete may lead to saving in precast structures. But it may also make non conventional or new solutions competitive, either due to their extreme lightness (Robinson type slabs, lightweight concrete - aluminium composite structures), or due to reduction of important dissymmetry forces (construction by cantilever method for dissymmetrical bridges).

Continuité des poutres préfabriquées précontraintes par adhérence

Durchlaufwirkung von im Spannbett vorgespannten vorgefertigten Trägern

Continuous Multiple Span Beam by Connection of Precast Prestressed Elements

ANDRÉ DENIS
Ingénieur des Ponts et Chaussées
S.E.T.R.A.
Bagneux, France

A l'occasion de la construction d'un viaduc longeant la rivière LA GARONNE dans l'agglomération de BORDEAUX, en 1974, nous nous sommes posé le problème de la conception et du calcul d'une structure constituée par des poutres préfabriquées en béton précontraint par armatures adhérentes, rendues continues sur appuis par coulage en place d'un chevêtre en béton armé. Le viaduc de cette voie sur berge comprend en effet 131 travées de 13,50 m de longueur chacune. Ces travées sont solidarisées entre elles et à leurs appuis (piles-pieux) de manière à constituer une succession de portiques encastrés à 5 travées.

Au cours de l'année 1974, nous avons constitué 2 montages représentatifs de la structure, afin de les soumettre à des essais de chargement. Le premier montage a subi l'essai de chargement 20 jours après la réalisation du clavage en béton armé. Les conditions et les résultats de cet essai sont relatés dans le rapport préliminaire, page 568 et suivantes.

Le deuxième montage, sensiblement identique au précédent, a été réalisé 21 jours après la fabrication des poutres et a été suivi pendant 18 mois, avant de subir finalement un essai de chargement jusqu'à la rupture, le 2 Juin 1976.

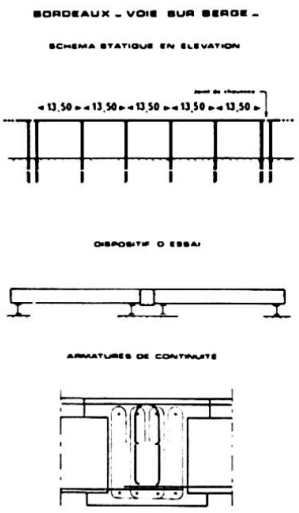


Fig. 1 Schéma statique et dispositif d'essai

1 — Suivi du montage

L'objet des mesures faites pendant la période de 18 mois qui a suivi la réalisation du second montage était de suivre l'évolution des redistributions d'efforts dus au fluage des poutres précontraintes préfabriquées, gênées dans leurs libres rotations par le chevêtre en béton armé. Nous avons pour cela procédé à la pesée des réactions d'appuis à l'aide de pesons à lame de flexion posés dès la réalisation du clavage et laissés en permanence sous les appareils d'appuis.

Afin de pouvoir dissocier les effets du fluage de ceux des gradients thermiques, nous avons implanté des sondes de température en divers points de la structure.

Fig. 2 Pesée permanente des réactions d'appuis.

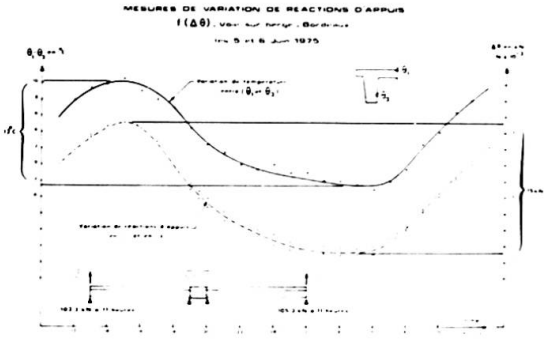


Fig. 3 Corrélation réaction d'appui / gradient thermique.

Le suivi à long terme de notre modèle a abouti aux résultats suivants :

a) Les variations journalières des réactions d'appuis constatées à l'issue de différents cycles de mesures ont été relativement importantes comme l'indique ce dessin qui récapitule les résultats d'une journée ensoleillée. Les températures mesurées au coeur du béton ne suivent pas une loi linéaire sur la section. Nous avons pu constater cependant que les redistributions d'efforts mesurées correspondent sensiblement à des différences fictives de température variant entre 8°C et – 2°C entre fibres extrêmes d'une même section, calculées en supposant un gradient thermique linéaire.

b) Les redistributions d'efforts dues au fluage des poutres et aux pertes de précontrainte ont été évaluées à partir des mesures de réactions d'appuis et compte tenu de la correction précédente. Les résultats révèlent une évolution de ces réactions, que nous représentons ici pour un appui d'extrémité : On constate en particulier une augmentation de 22 % de la réaction sur cet appui au cours des 18 mois qui on suivi le clavage.

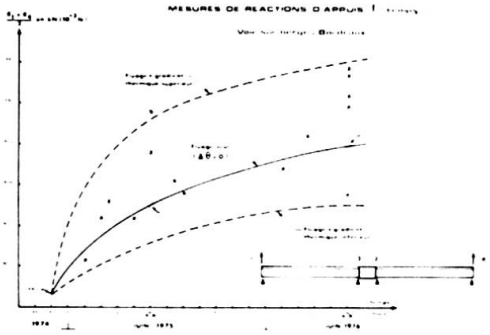


Fig. 4 Evolution des réactions d'appuis.

Les mesures nous permettent de conclure en l'existence d'un moment fléchissant positif permanent sur les appuis de continuité avec mise en traction de la fibre inférieure (1). Nous sommes donc à l'opposé des structures analogues coulées en place. Ce fait doit être particulièrement pris en considération par les projeteurs afin qu'ils sachent éviter les désordres consécutifs à une sous-estimation des armatures passives en fibre inférieure au voisinage des appuis.

2 — Essais de chargement

L'essai de chargement s'est déroulé le 2 Juin 1976 et il a permis d'exécuter différents cycles de chargement d'intensité croissante. Parmi les nombreux résultats recueillis, trois peuvent retenir plus particulièrement notre attention :

a) Le diagramme liant la réaction R sur un appui d'extrémité à la charge F appliquée dans chaque travée, révèle le fonctionnement hyperstatique de la structure ainsi que le transfert de charge accompagnant l'apparition d'une rotule plastique.

b) Le diagramme R/F en fonction de F précise d'ailleurs le processus de ruine qui s'amorce à partir de la section d'appui (cycle 2) et s'achève par la section à mi-portée (cycle 3). Les diagrammes théoriques se réfèrent à des matériaux élastoplastiques parfaits.

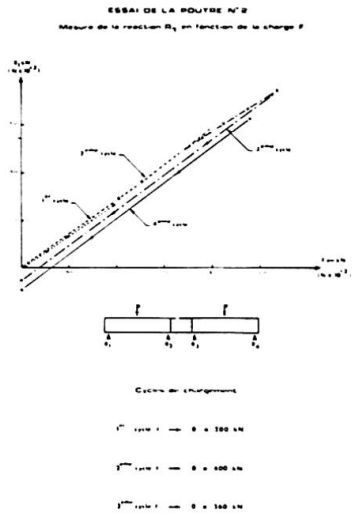


Fig. 5 Relation réaction/charge.

c) Enfin, nous avons indiqué sur ce diagramme les valeurs de R.F obtenues par voie théorique en supposant la section d'appui non fissurée (droite 1) et ensuite en supposant que tout le béton tendu de cette section est fissuré (droite 2) : nous constatons un cheminement de la droite 1 vers la droite 2 lors des essais répétés. Cette évolution semble révéler l'incidence de la fissuration du chevêtre, fissuration qui atténue la liaison hyperstatique de la structure. On rejoint ici les constatations relatées par MM. OKADA, OHURA et HOSAKA dans le rapport préliminaire.

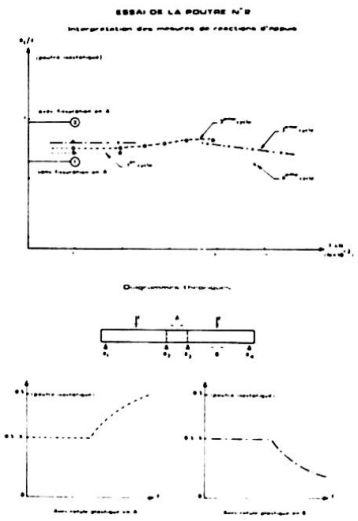


Fig. 6 Relation R/F/ en fonction de la charge F appliquée.

(1) La liaison entre travées étant assurée par un chevêtre en béton armé, le moment dû aux forces de précontrainte est nul dans ces sections,aux pertes de tension près (terme hyperstatique). De plus, retrait et fluage des poutres mettent en traction les zones de clavage.

Les conclusions de ces mesures et de ces essais ont été appliquées au calcul d'ouvrages utilisant cette technique — Sur la base du calcul d'un ouvrage à 4 travées dont les portées sont respectivement de 12 mètres, 2 x 17,50 mètres et 12 mètres, nous avons établi la comparaison suivante (ph.9).

QUANTITÉS PAR M² DE PONT

12 m 17,5 m 17,5 m 12 m

	Travées isostatiques	Travées continues	
Hauteur poutre	1/18	1/20	1/20
Béton poutres préfabriquées	0.48 m³	0.39 m³	
Acier de précontrainte	14 kg	10.4 kg	
Armatures passives du tablier	50 kg	63 kg	
	Joint	Clavage	

– pont à 4 travées indépendantes ;

– pont à 4 travées rendues continues en ignorant les efforts supplémentaires étudiés. Ce sont les résultats rayés figurant sur le tableau ;

– pont à 4 travées rendues continues et calculé en tenant compte de ces efforts supplémentaires.

Fig. 7 Exemples de dimensionnement.

BIBLIOGRAPHIE

R. BONNEPART et D. LACROIX – Utilisation des éléments préfabriqués précontraints par adhérence dans les ouvrages d'art de portée moyenne. Travail de fin d'études à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – PARIS – Juin 1976.

Laboratoire Régional de BORDEAUX – Liaisons par chevêtre en béton armé – compte rendu d'essais.

Mme BRACHET, J. OLIVIER-MARTIN, A. DENIS – Recherches pratiquées en FRANCE dans le domaine des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension, à durcissement accéléré par étuvage – A.I.P.C. rapport préliminaire au X° Congrès TOKYO 1976.

RESUME

L'auteur présente les résultats des mesures faites sur des poutres préfabriquées rendues continues sur appuis par un chevêtre en béton armé, coulé en seconde phase. Le montage réalisé aux fins d'essais a été suivi pendant 18 mois. Les redistributions d'efforts dues au fluage des poutres précontraintes ont pu être évaluées après correction tenant compte de l'influence des gradients de température. Enfin , les essais de rupture pratiqués en juin 1976 sur ce montage sont présentés et reçoivent ici une tentative d'interprétation.
Les répercussions de cette étude sur le dimensionnement des ouvrages relevant de cette technique sont examinées au dernier alinéa.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Resultate von Messungen an vorgefertigten, nachträglich zu einem Durchlaufträger verbundenen Balken werden mitgeteilt. Die Schnittkraftumlagerungen infolge Kriechen des Betons wurden während 18 Monaten verfolgt. Sodann fand ein Bruchversuch statt.
Schlussfolgerungen in Bezug auf die Bemessung derartiger Konstruktionen finden sich im letzten Abschnitt.

SUMMARY

This paper presents the results of some measurements on structures made up with precast members assembled into statically indeterminate structures by the pouring of concrete in a second phase. The effects of the creep of the prestressed concrete have been measured during a period of 18 months after the construction of the connexion. The results are discussed after corrections due to thermal gradients. The second part deals with the loading test conducted in order to check the long-term hyperstatic behaviour of the structure.
Consequence of these studies on the design of continuous structures made up with prefabricated elements are presented in the last part of this paper.

Precast Prestressed Concrete Truss Railway Bridge using Extremely High Strength Concrete

Pont ferroviaire en treillis en béton préfabriqué et précontraint utilisant du béton de très grande résistance

Eine Eisenbahn-Fachwerkbrücke aus vorfabrizierten vorgespannten Bauteilen aus höchstfestem Beton

YOSHIJI MATSUMOTO
Professor of Civil Engineering
University Tokyo
Tokyo, Japan

TOSHIHIKO SAITO
Former Branch Manager

TOKIO KONDO
Director, Structure Design Office

Japan Railway Construction Public Corporation
Tokyo, Japan

ICHIRO MIURA
Professor of Civil Engineering
Meisei University
Tokyo, Japan

YOSHITAKE MINE
Deputy Manager, Design Department
Oriental Concrete Co., Ltd.
Tokyo, Japan

TAKEHIKO MARUYAMA
Research Engineer
Nippon Concrete Ind., Co., Ltd.
Tokyo, Japan

1. Introduction

The Akkagawa railway bridge, completed in 1975 by the Japan Railway Construction Public Corporation, is the first precast, prestressed, concrete truss bridge to be erected in Japan and is also the first structure in which autoclave cured, extremely high strength concrete has been used.

2. Planning of the Truss Bridge

The Akkagawa bridge was planned as part of the construction of a new railway line. An Akkagawa Bridge Committe was set up and the planning and design of the bridge discussed thoroughly by experts from each field.

In selecting the type of structure for the bridge, main consideration was given to the following three points:

(1) The structure should incorporate aspects of the most recent technical developments in bridge design.

(2) In view of its proximity to the sea coast, the bridge should be a concrete structure because of its advantage of requiring almost no maintenance.

(3) Since the bridge was to be located in a scenic, steep-sided valley, the structure should reflect aesthetic considerations.

With these considerations in mind, various structures were proposed and after detailed examination by the Bridge Committee, the PC truss structure was selected. It was also decided that autoclave cured concrete with a compressive strength of 800 kg/cm^2 should be used in the PC truss structure.

3. Preliminary Testing

Prior to the construction of the truss bridge, a series of preliminary tests were conducted to determine and iron out any problems in the materials, autoclave curing, design, erection, etc. The following were the main tests carried out.

3-1 Compressive Fatigue Test on Extremely High Strength Concrete

Because truss members are subject to repeated axial stress, the behaviour of compressive fatigue was investigated using autoclave cured concrete with a compressive strength of more than 800 kg/cm^2.

The tests showed that the behaviour of compressive fatigue in members made of extremely high strength concrete differed little from that in members made of ordinary strength concrete and it was found that the compressive fatigue strength after one million repeated loads was 55-60% of the static compressive strength.

3-2 Autoclave Curing of Large Section Members

The representative section of the truss members was 55 x 55 cm and to determine a suitable cycle for the curing of such massive concrete members, a thermocouple was used to investigate the internal temperature distribution. Through these tests, the optimum temperatures and time for the curing cycle were determined.

3-3 Photoelasticity Test and Finite Element Method Stress Analysis

Photoelasticity tests were carried out to examine the degree and flow of secondary stress which occurs in a truss structure as a whole through differences in panel point dimensions and joining methods and the results were incorporated in the design data.

A stress analysis using the finite element method was made on the panel points and the results used in determiming the measurements and form of the panel points.

3-4 Model Test

Using a four span, 1:5 scale model , as shown in Fig. 1, static tests were conducted to investigate the flexural rigidity, stress, crack development and type of fracture which occur in the truss structure. Dynamic tests were also carried out to study fatigue behaviour.

The test results agreed very closely with the calculated values and confirmed the suitability of the PC truss structure.

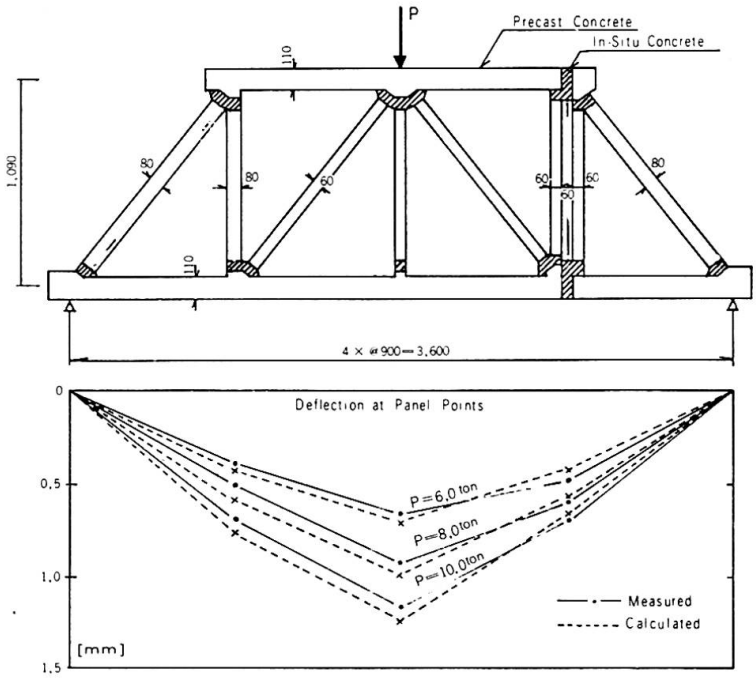


Fig. 1 Deflection Determined From Load Tests on 1:5 Model.

3-5 Load and Vibration Tests on a 24 Meter Span Bridge

Before construction of the Akkagawa bridge, a bridge of identical design, but with a single span of 24 meters, corresponding to a scale of 1:2, was erected at Otanabe and as well as studying problems arising from the design and erection of the bridge, manufacture of the members, etc., load and vibration tests were carried out and the safety of the bridge confirmed.

The ratio of measured stress to calculated stress when a 72 ton load was applied was between 0.80 and 0.96 and the relatively close agreement of these values was confirmed.

The vibration tests were conducted by setting up a 15 ton duplex vibration generator in the middle of the span. The peak of the resonance curve appeared at 7 Hz vertically and at 4-6 Hz horizontally, confirming the safety of the design against earthquakes.

4. Design

The Akkagawa railway bridge is a precast, prestressed concrete truss bridge with an overall length of 305 meters, consisting of six 45 meter spans and one 27 meter span, as shown in Fig. 2

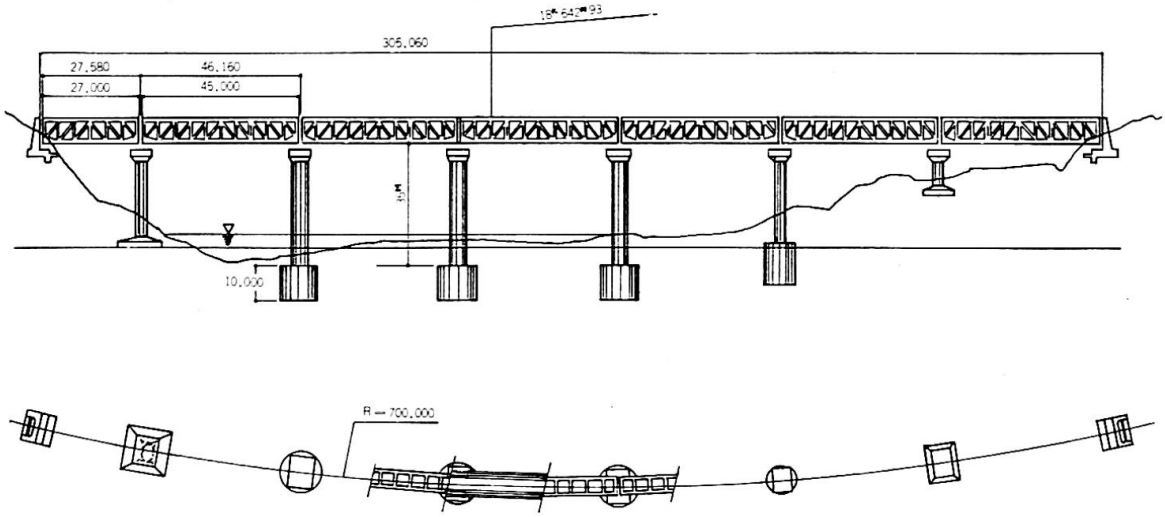


Fig. 2 Side View and Plan of PC Truss Bridge

The Howe truss was chosen because of the simplicity of manufacture of its members, assembly and erection and because of its suitability as a concrete structure. Consideration of the problems associated with the foundations and high piers led to the adoption of the deck bridge structure.

Fig. 3 shows the dimensions of a 45 meter span made up of 10 panels, each 4.5 meters long. The representative section of the upper and lower chord members is 55 x 55 cm and that of the diagonal and verticle members is 30 x 55 and 40 x 55 cm. A tension of 800 tons (280 kg/cm^2 prestress) was introduced in the eight cables in the lower chords, 100 tons in the two cables in the upper chords and a suitable degree of prestress was introduced in the verticals. However, no prestress was introduced in the diagonals, these being compression members.

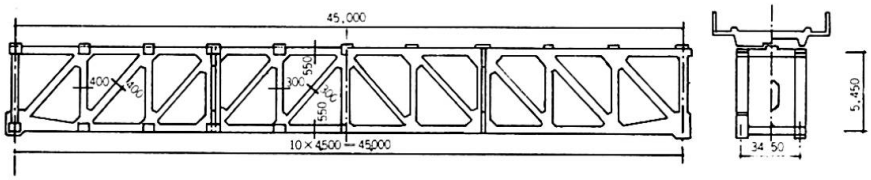


Fig. 3 45 Meter Span Plane Truss

The design compressive strength of the concrete used in the precast members was 800 kg/cm^2 and this was attained through autoclave curing. The design strength of the in-situ concrete for joining members at the panel points was 600 kg/cm^2 and it was possible to obtain this strength by using a high performance water reducing agent and without special curing.

Fig. 4 shows the precast members in a 45 meter span. Each of the plane trusses is made up of 3 upper and 3 lower chord members with the diagonal and

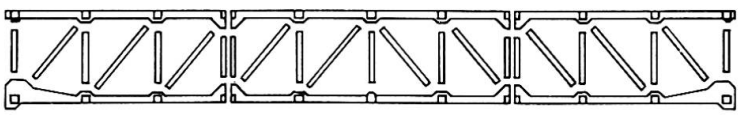


Fig. 4 Precast Truss Members

vertical members all being separate components. With 58 members in each 45 meter span, a total of 384 precast members were manufactured. The largest of these were the upper and lower chord members in the central blocks which were 18 meters long and weighed 15 tons.

5. Manufacture of Precast Members

5-1 Mix Proportions of Concrete

In selection of the aggregates, fine and coarse aggregates with a high silica content were chosen because silica forms high strength crystals during autoclave curing.

The concrete mix used a 0.30 water-cement ratio with a cement content of 530 kg/m^3 and a high performance water reducing agent. While concrete using this water reducing agent has a high viscosity and is difficult to handle, the object was to obtain concrete with a slump of 12 cm $\pm$ 2.5 cm which is relatively workable and stable.

5-2 Manufacture of Precast Members

The precast members were cast in steel molds into which pre-assembled wire reinforcement cages had been arranged, great care being taken that all the splices, sheaths and steel reinforcements would retain their respective positions and directions during and after casting.

The concrete was mixed in a one cubic meter forced-type mixer and placed in the molds using a screw bucket. It was compacted using a relatively large amplitude vibrator inserted into the concrete at close intervals and then the surface was smoothed off immediately.

After steam curing and after confirming that the compressive strength was over 300 kg/cm^2, the members were stripped from the molds and the surface chipped to give a rough finish for later jointing. A temporary prestress of 30 kg/cm^2 was introduced to prevent crack formation during handling, long distance transportation and autoclave curing. The truss members were then cured in an autoclave as shown in Photo 2.

5-3 Autoclave Curing

After concreting, the members were first steam cured at a maximum temperature of 65°C for about 12 hours to shorten the time before stripping and to increase the effectiveness of the subsequent autoclave curing.

The members were cured in an autoclave for 20 hours at a temperature of 180°C and a pressure of 10 atmospheres as shown in Fig. 5. Heating to this temperature was carried out gradually at the rate of 10°C/hour over 15 hours and after curing, the members were allowed to cool gradually at a rate of 4°C/hour over 20 hours to prevent crack formation. The autoclave was 31 meters long and had a diameter of 3 meters.

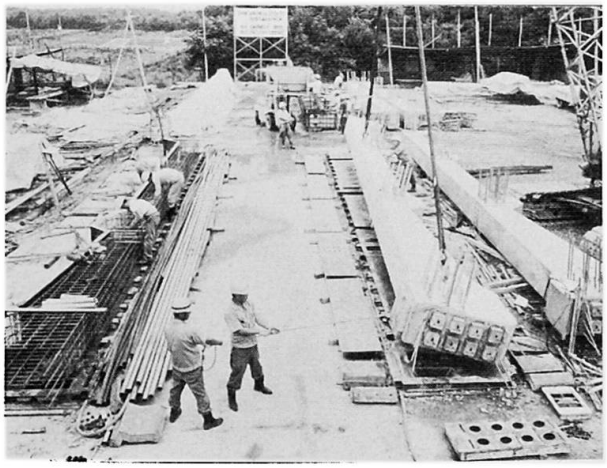


Photo 1 Manufacture of Members

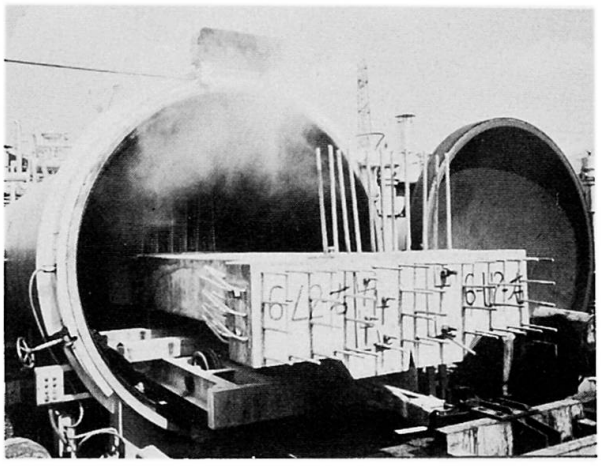


Photo 2 Autoclaving of Members

5-4 Compressive Strength of Concrete

The design compressive strength of the concrete was 800 kg/cm^2, but as a result of adding an additional factor of 1.1, the average strength attained after autoclave curing was 960 kg/cm^2, with a variation factor of 4.6%

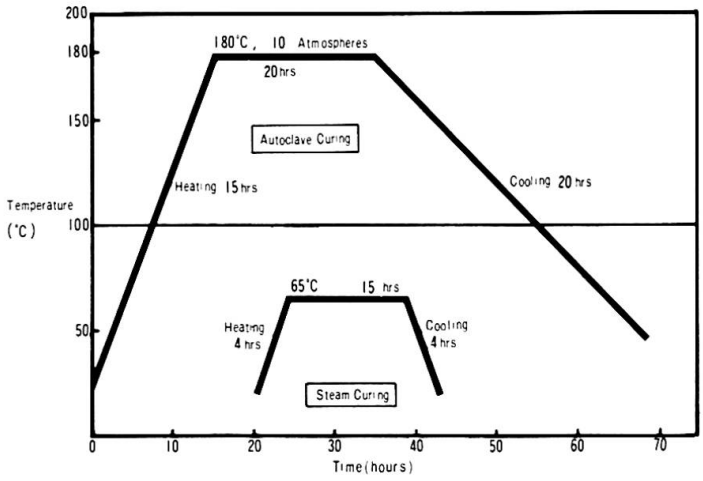


Fig 5. Autoclave Curing Cycle

6. Erection

Various methods were considered for the erection of the trusses, but in view of the site conditions and safety factors involved in the erection of such heavy concrete members, the 'all staging-pull out' method was finally adopted.

6-1 Assembly of Members

The precast members were carefully assembled into plane truss blocks on the ground and joined together at the panel points with in-situ 600 kg/cm^2 concrete and then prestress was introduced in the verticals. Measurement after assembly showed an accuracy of within $\pm$ 7 mm.

6-2 Preliminary Assembly and Joining of Space Trusses

The assembled plane trusses were raised to the verticle and then lifted up to the erection staging by crane where they were assembled into space truss blocks, being temporarily joined by lateral steel bracings. These space truss blocks were then individually pulled into position along the erection girders.

After arranging the splice reinforcements and inserting the prestressing tendons into the sheaths, the space truss blocks were joined together, three as a time, using 600 kg/cm^2 in-situ concrete and then tension was applied from one direction only, first in the upper chords and then the lower chords, to form a 45 meter span.

The space trusses were positioned with zero camber because there was a calculated camber of 12.8 mm at full dead-load after creep deformation.

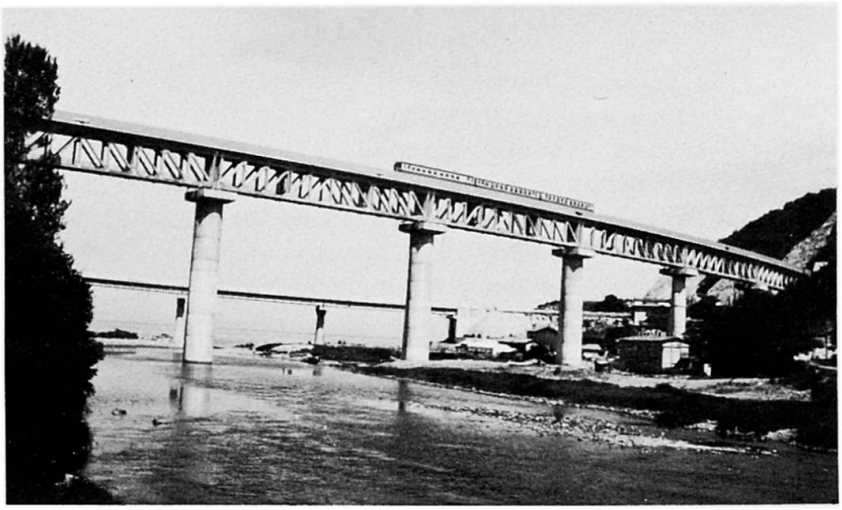


Photo 3 Completed PC Truss Railway Bridge

6-3 Earthquake Proof Walls and Deck Slabs

After the trusses had been secured to the shoes, lateral beams and earthquake proof walls were cast in position and then joined to the trusses using in-situ concrete.

The slabs were precast blocks, 4.5 meters long and 5.8 meters wide and were effectively made into a single continuous deck by the introduction of approximately 10 kg/cm^2 prestress in the longitudinal direction.

SUMMARY

The Akkagawa railway bridge, overall length 305 meters and individual span length 45 meters, is a precast, prestressed concrete bridge in which the Howe truss and extremely high strength concrete have been used. The precast members of the trusses were cured in an autoclave and attained a concrete strength of over 900 kg/cm^2. They were then assembled into space trusses using in-situ concrete and then post-tensioned.

RESUME

Le pont ferroviaire d'Akkagawa, d'une longueur hors-tout de 305 mètres et d'une longueur de travée individuelle de 45 mètres, est un pont en béton précontraint et préfabriqué où des treillis du type Howe et un béton extrêmement résistant ont été utilisés. Les éléments préfabriqués des treillis furent traités dans un four autoclave, et atteignirent une résistance de béton de plus de 900 kg/cm^2. Ils furent ensuite assemblés en treillis en utilisant du béton coulé sur place, puis mis sous précontrainte.

ZUSAMMENFASSUNG

Die 305 m lange Akkagawa Eisenbahnbrücke, eine Fachwerkbrücke nach dem Howe'schen System, besteht aus vorfabrizierten vorgespannten Bauteilen aus höchstfestem Beton. Die Einzelspannweiten betragen 45 m. Die Bauteile wurden nach Betonieren im Autoklav gehärtet, sodass ihre Betonfestigkeit 900 kg/cm^2 überstieg. Diese vorfabrizierten Bauteile wurden auf der Baustelle unter Verwendung von Ortbeton zusammengebaut und vorgespannt.

Manufacture and Erection of Prestressed Concrete Truss Bridge

Exécution et montage d'un pont à treillis en béton précontraint

Herstellung und Montage einer vorgespannten Spannbeton-Fachwerk-Brücke

FUJIO MACHIDA
Superintendent
Shimonoseki Construction Division, JNR
Shimonoseki-shi, Japan

It is an increasing tendency that P. C. bridge spans will be made longer and longer. The conventional P. C. bridge structure has an economical disadvantage, for it must support itself its heavier weight with the span elongated. Adoption of the truss structure, therefore, has been well considered. Precast-concrete is more desired than concrete usually casted in place.

JNR successfully erected in 1973 the Iwahana Bridge on the New Sanyo Line, the first P. C. truss bridge in Japan (See Photo 1). In building the bridge, precast-concrete members produced in the factory were carefully assembled with adhesive agent on the staging (See Photo 2).

One of the most remarkable features is that truss bridges can be erected safely and without difficulty even over the deep valley or during the rainy season. With the completion of the Iwahana Bridge, JNR started studying on how to use the cantilever erection method in the construction of P. C. truss bridges -- a next step to the staging erection method.

The cantilever erection method brings about the following problems:

1. Members should be firmly fixed, the joint gap between members and their directions should be accurately adjusted, when temporarily overhanged.

Photo 1. The Iwahana Bridge, the first P. C. truss bridge in Japan

2. Mortar of high quality should be developed -- the mortar of high strength at early ages enough to put pre-stress into members at initial stages.

In order to solve these problems, JNR has developed a new assembling method, the so-called "AB-Plate Method." (See Fig. 1)

Used under this method are A-plate and B-plate. Joint gap between members and their directions are adjusted with the A-plate attached directly to the members. The B-plate is a splice plate, fixed through the A-plate.

By this method members can be temporarily assembled prior to the erection of the P. C. truss bridge, as in the case of the steel truss bridge. Once adjusted in position with the A-plate and B-plate, there is hardly required of each member to be re-adjusted.

Photo 2. The Iwahana Bridge, erected on the staging

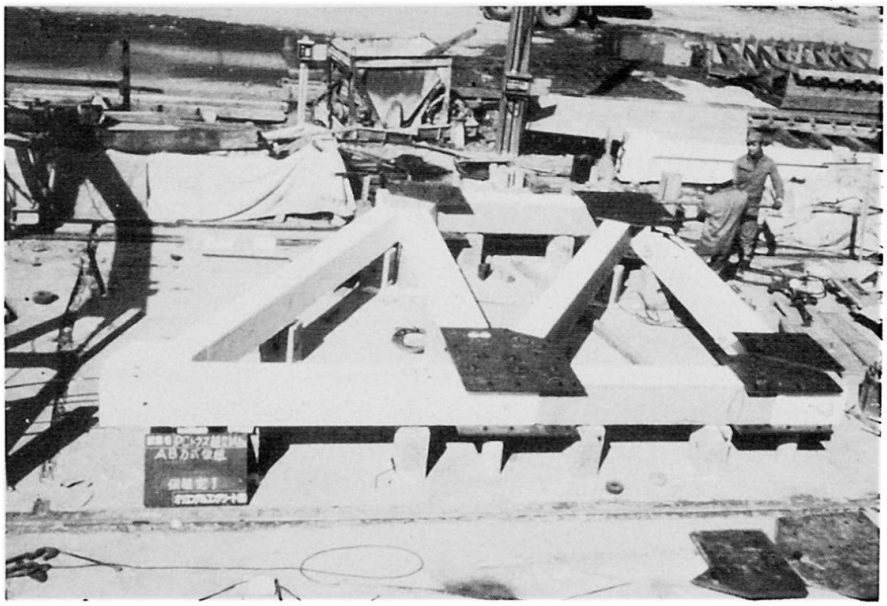
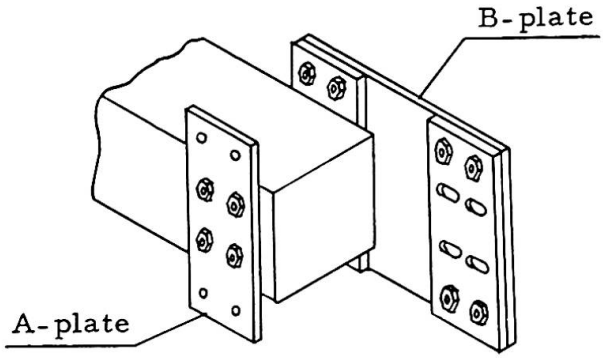
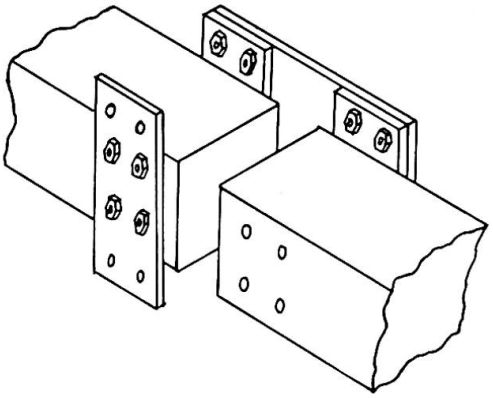


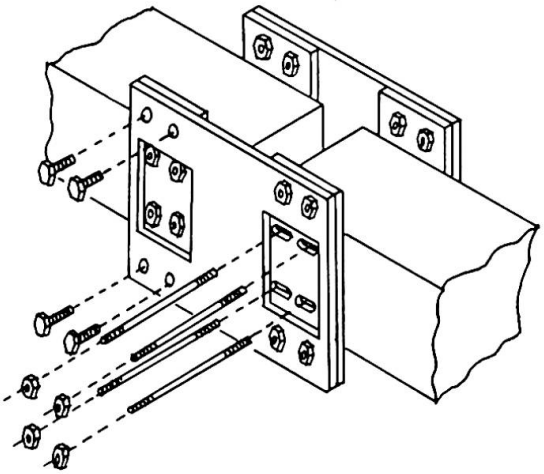
Photo 3. Truss Panel after Temporary Assembly



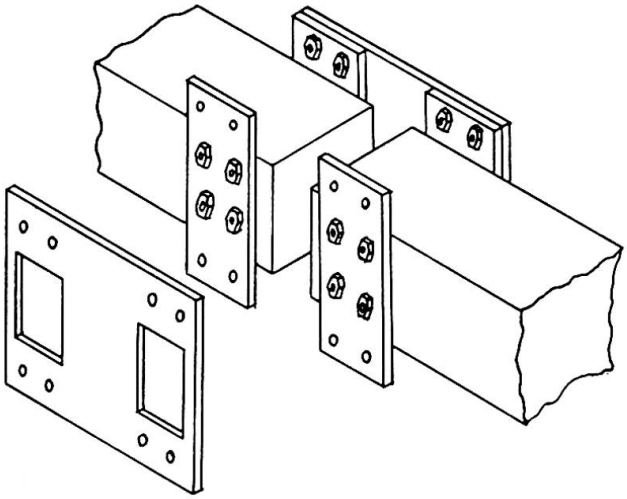
1. The one A-plate and the other A-plate joined to the one side B-plate beforehand are attached to one member.



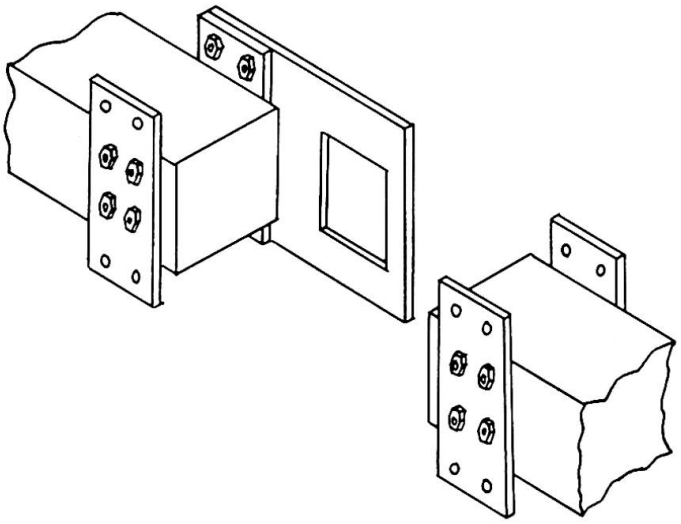
2. The joint gap between two members and directions of them are adjusted.



3. The remaining B-plate and A-plate are attached to the other member.



4. After the relative positions of both members are adjusted in this way, the B-plate on one side is detached.



5. The bolts which join the B-plate to the A-plate are taken off on one side. At this time, all the A-plates and one B-plate should not be detached. All the truss members are taken to pieces in this way, carried to the job site and then set up.

Fig. 1 Temporary Assembly Order of the AB-Plate Method

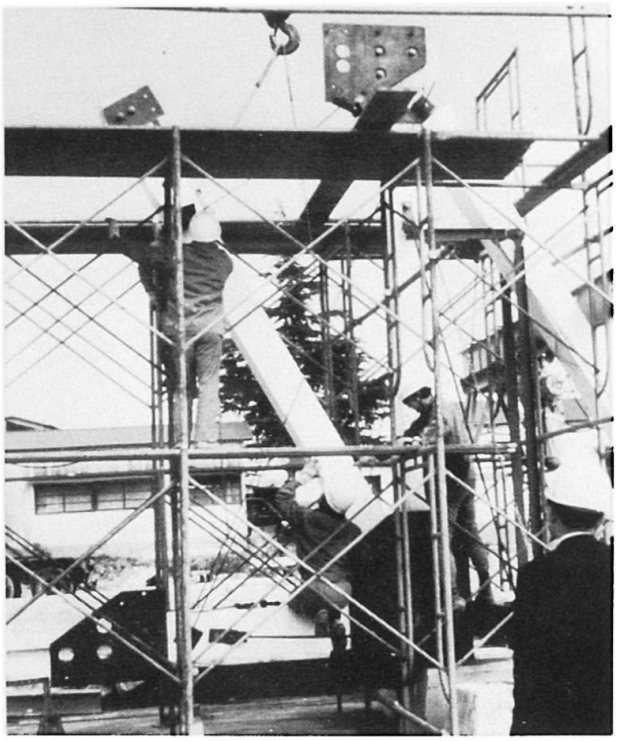


Photo 4. Assembling Test

Tests on assembling error and time were conducted by this method with the Howe type truss, 2.5 meters long and 4.25 meters high (See Photos 3 and 4). The result is as follows:

Assembling Error

This is given as the difference between 1) and 2), as shown in Table 1 -- 8 mm of the upper panel, almost 0 mm of the lower panel, and 8 mm of the truss height.

Assembling Time

This test was repeated twice, the first taking 137 minutes and the second, 105, with the time lost for adjusting the length of wire rope, as shown in Table 2. Experiences of work would reduce the 105 - 137 minutes to 90 - 105, and 30 - 35 minutes to assemble one triangle of panel.

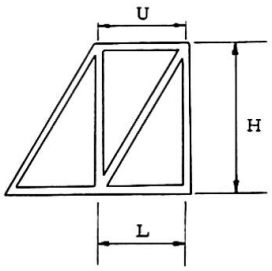
The good results the AB-Plate Method produced both in the assembling error and time will make assured that it is not necessary for all the truss panels to be assembled temporarily in advance, but only 2 or 3 at a time. The position of members displaced during the course of erecting the bridge can also be corrected with ease and whenever necessary.

JNR is making strenuous efforts to improve this method and has a plan for putting it to practical use in the construction of the Yakkan-gawa Bridge on the Nippo Line in Kyushu.

Table 1 Assembling Error

(in mm)

	U		L		H	
	Measured Value	Δ	Measured Value	Δ	Measured Value	Δ
Designed Length	2 500		2 500		4 250	
1) After Temporary Assembly	2 490	- 10	2 495	- 5	4 252	2
2) After Practical Erection	2 498	- 2	2 495	- 5	4 260	10



U : Upper Panel Length

L : Lower Panel Length

H : Height

Δ : Remainder

Table 2 Assembling Time

(in minutes)

Order	Members to be erected	1st time	2nd time	Remarks
1	Lower chord member	30	30	Time for setting up the stay is included.
2	Diagonal member	55	10	At the 1st time, it took a long time for adjusting the length of the hanging wire rope. At the 2nd time, the lever block was attached to the wire rope, so, it took shorter time.
3	Lower panel point	10	13	
4	Vertical member	10	11	
5	Upper panel point	17	13	
6	Upper chord member	15	28	At the 2nd time, the space where the upper chord member should be inserted was too short. As a result it took long time to adjust the joint gap.
Total		137	105	

REFERENCES

1. KUBOMURA, K., MACHIDA, F.: Design and Execution of Iwahana P. C. Truss Bridge in New Sanyo Line, Proc. JSCE, Vol. 60, Mar. 1975, pp. 18 - 24 (in Japanese).

2. MACHIDA, F., et al.: Design and Execution of Iwahana P. C. Truss Bridge (1), Proc. PCEA, Vol. 17, No. 3, June 1975, pp. 40 - 55 (in Japanese).

3. MACHIDA, F., et al.: Design and Execution of Iwahana P. C. Truss Bridge (2), Proc. PCEA, Vol. 17, No. 4, Aug. 1975, pp. 4 - 14 (in Japanese).

SUMMARY

JNR successfully erected the Iwahana Bridge in 1973 by the method of staging, the first through type prestressed concrete truss bridge in Japan. It is more advantageous in many points for a prestressed concrete truss bridge to be erected by the cantilever method with precast concrete members assembled, and the wider use of this method is expected. In order to assemble precast concrete members more efficiently and with less trouble, a new method has been developed - the so-called "AB-plate-method".

RESUME

Les Chemins de Fer Nationaux du Japon ont construit avec succès, en 1973, le pont de Iwahana, premier pont à treillis en béton précontraint au Japon, par la méthode sur échafaudage. Il est plus avantageux en bien des cas de construire un pont à treillis en béton précontraint par la méthode du porte-à-faux avec des éléments de béton préfabriqués; on espère en élargir le champ d'application. Une nouvelle méthode appelée "méthode AB-plate" a été développée pour assembler les éléments de béton préfabriqués plus efficacement et avec moins de problèmes.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Japanische Staatsbahn erbaute im Jahre 1973 die Iwahana Brücke, die erste durchlaufende Spannbeton-Fachwerk-Brücke in Japan, mit Hilfe eines Montagegerüstes. Unserer Meinung nach ist der Freivorbau unter Verwendung von vorgefertigten Betonelementen in vielen Fällen vorteilhafter. Aus diesem Grund entwickelten wir eine neue Baumethode, die sogenannte "AB-plate"-Methode, um mit vorgefertigten Betonelementen wirkungsvoller zu bauen.

Un exemple de pont à haubans multiples répartis avec préfabrication partielle du tablier: le pont de Brotonne

Die Brücke von Brotonne, ein Beispiel für Schrägseilbrücken mit verteilten Seilen und teilweise vorgefertigter Fahrbahn

The Brotonne Bridge, an Example of Cable Stayed Bridge with Multiple Cables and a partly Precast Deck

J. MATHIVAT
Directeur des Etudes aux Entreprises Campenon Bernard Cetra
Professeur au Centre des Hautes Etudes de la Construction
Paris, France

Pour des portées supérieures à 200 m., les ponts en béton précontraint, construits par encorbellement, peuvent être remplacés avantageusement par des ponts à haubans multiples répartis. Ces derniers peuvent d'ailleurs être considérés comme des ponts en encorbellement à précontrainte extérieure, le bras de levier de la précontrainte étant augmenté considérablement en écartant du tablier les câbles, qui se comportent alors comme des haubans et s'appuient sur un mât qui assure leur déviation (Fig. 1).

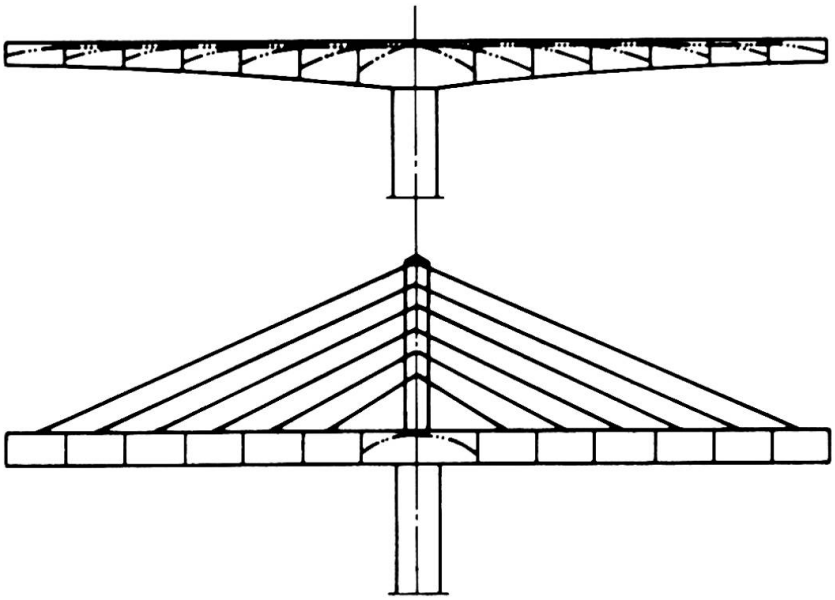


Fig. 1

Les ponts à haubans multiples répartis présentent plusieurs avantages:

- facilité de montage du tablier puisqu'on peut avancer la construction en porte-à-faux jusqu'au hauban suivant,
- simplification de la transmission des efforts, d'une part à l'ossature du tablier, d'autre part aux pylones par réduction des forces concentrées au droit des ancrages et diminution de la flexion entre points de suspension,
- commodité de remplacement des haubans en cas de détérioration sans interrompre l'exploitation de l'ouvrage,
- meilleure stabilité aérodynamique par suite de l'augmentation de l'amortissement propre du système dû au nombre élevé de haubans de longueur variable et donc de fréquences différentes.

Les haubans peuvent être constitués de câbles clos ou de câbles de précontrainte du type à fils parallèles ou toronnés.

Une suspension du type rigide, c'est-à-dire composée de câbles de précontrainte sous enveloppe métallique, injectés à la résine ou au coulis de ciment, offre une solution intéressante aux problèmes posés à la fois par la résistance à la fatigue et par la protection contre la corrosion des haubans.

En effet, à poids d'acier égal, la variation de tension sous charges alternées est réduite dans des proportions sensibles du fait de la participation de l'enveloppe métallique à la section résistante. De plus, la nature des aciers de précontrainte, dont la résistance à rupture est meilleure que celle des câbles clos, accroît encore la plage d'utilisation des tensions dans les haubans.

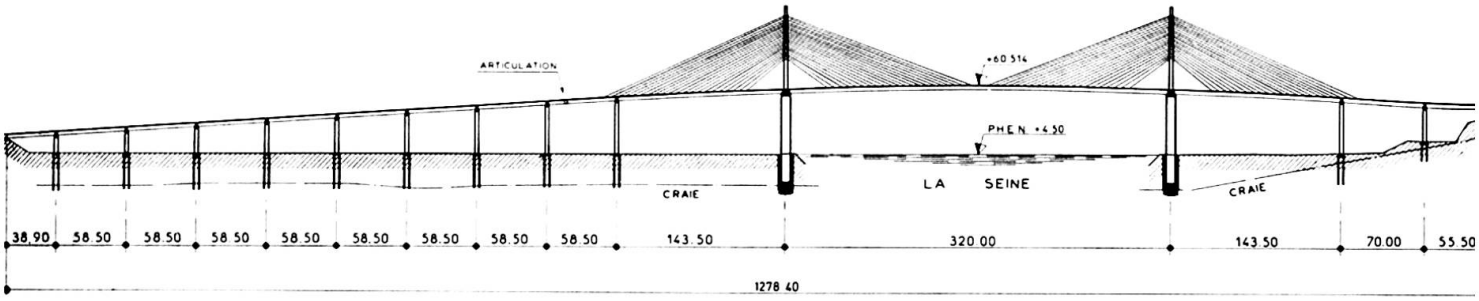


Fig. 2

La construction des ponts à haubans multiples répartis peut faire appel, de façon partielle ou totale, à la préfabrication.

Le pont de Brotonne, qui franchit la Seine à l'ouest de Paris, fournit un exemple intéressant d'un pont à haubans construit par encorbellement, pour lequel on a eu recours à la préfabrication de certains éléments du tablier. Cet ouvrage, dont les haubans sont disposés en éventail dans le plan médian de la structure,comporte une travée centrale de 320 m. (Fig. 2).

La suspension est assurée au moyen de 21 haubans constitués de 39 à 61 torons T15 enfilés dans des tubes métalliques et injectés au mortier (Fig.3).

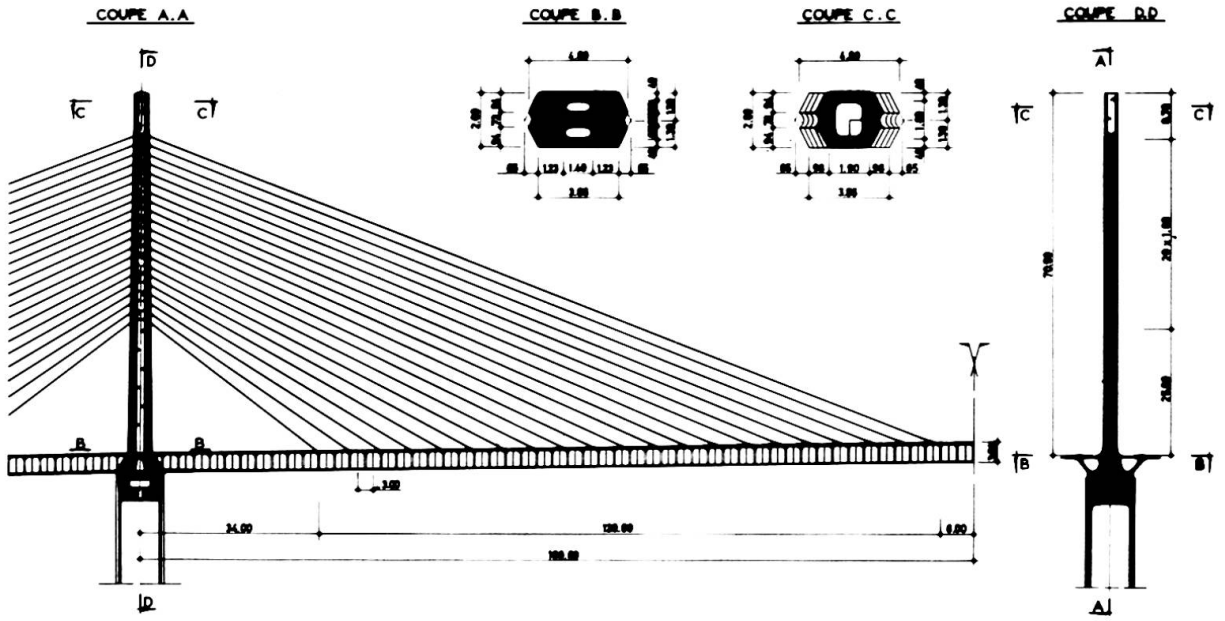
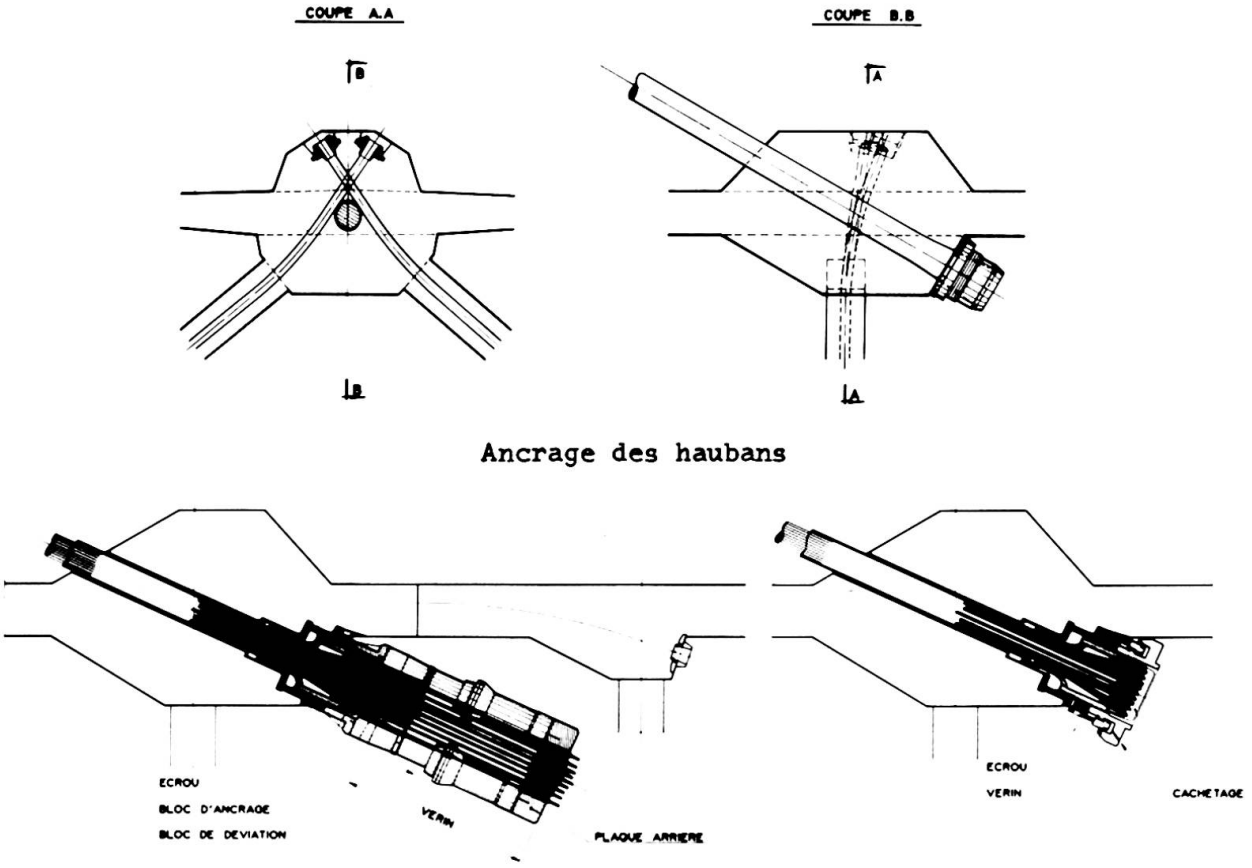


Fig. 3

Ces haubans, qui s'appuient au droit des mâts sur des selles formant points fixes, peuvent être retendus ou remplacés à tout instant de la vie de l'ouvrage. (Fig. 4)



Ancrage des haubans

Dispositif de tension

Dispositif de retension

Fig. 4

Les mâts sont encastrés dans le tablier, lequel repose sur les pylones par l'intermédiaire d'appuis en néoprène (Fig. 5).

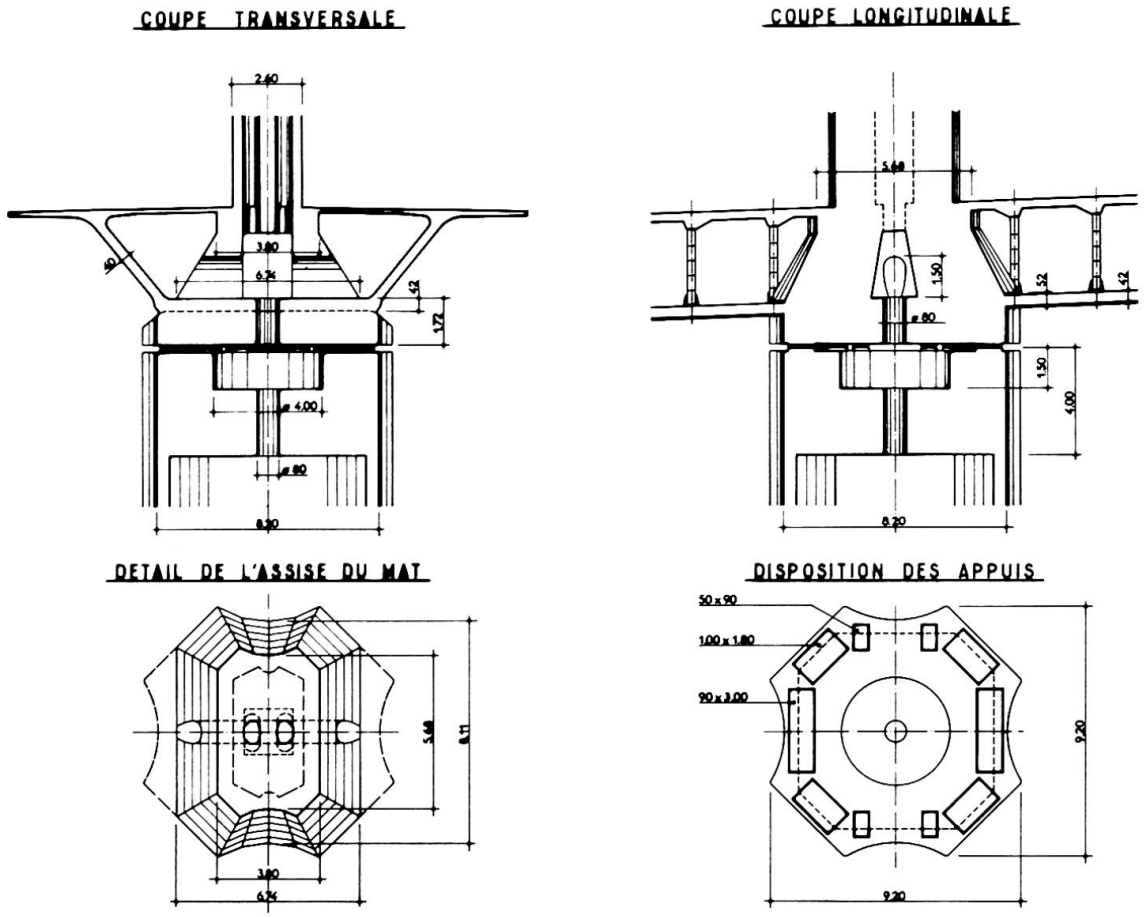


Fig. 5

La section transversale du tablier se compose d'une poutre-caisson monocellulaire raidie intérieurement par des butons obliques (Fig. 6).

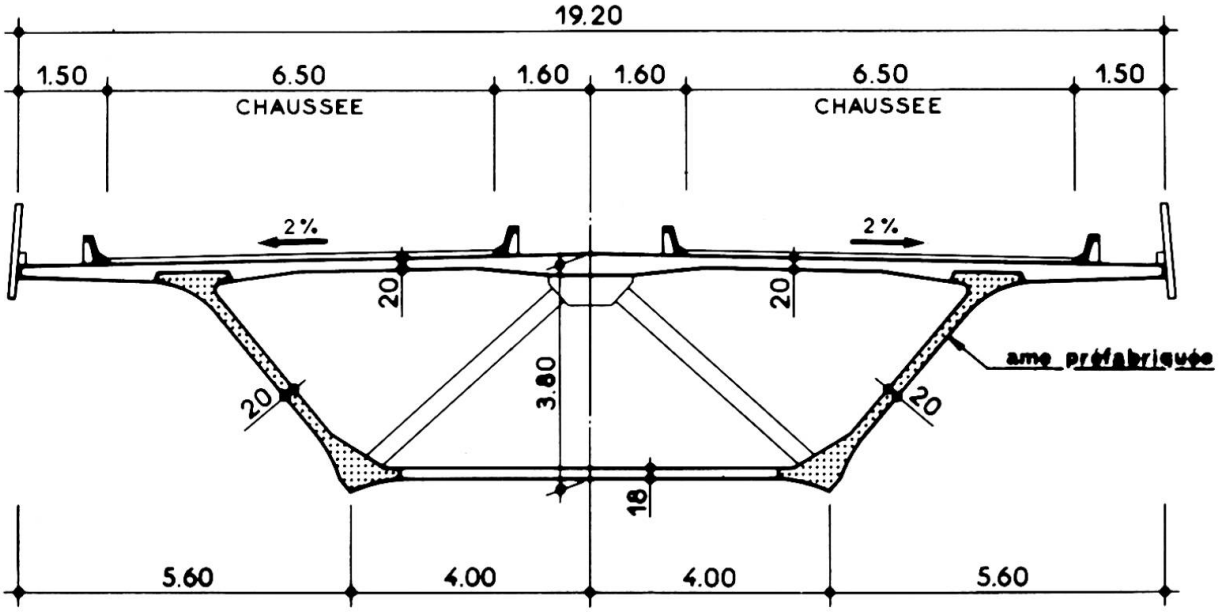


Fig. 6

Les âmes, de faible épaisseur et fortement inclinées, sont préfabriquées par paires sur un banc et précontraintes par fils adhérents (Fig. 7).

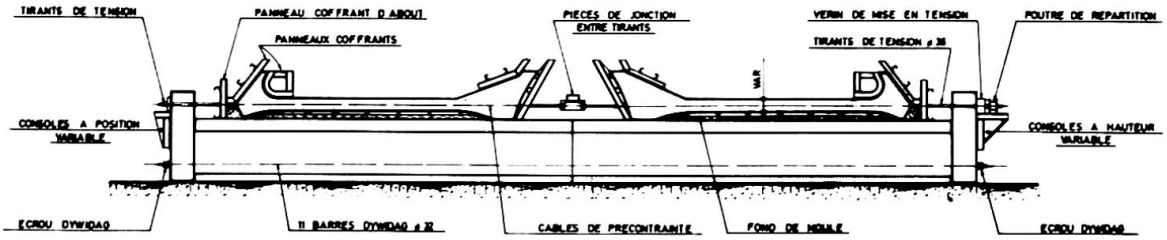


Fig. 7

Le tablier est construit par encorbellement à partir des pylones en voussoirs de 3,00 m. de longueur. Chaque voussoir est réalisé en deux étapes.

Dans une première étape, les âmes préfabriquées sont posées sur des berceaux à l'intérieur d'équipages mobiles constitués d'une charpente métallique fixée à l'extrèmité du tablier en cours de construction (Fig. 8). Les équipages sont alors règlés de façon à épouser le profil en long de l'ouvrage corrigé des déformations prévisibles.

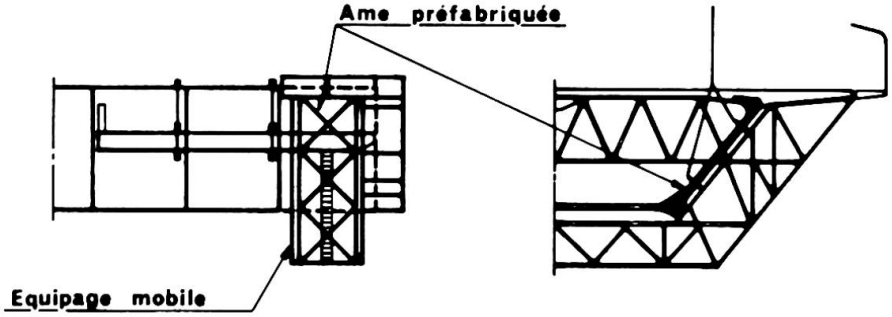


Fig. 8

Dans une seconde étape, les âmes sont solidarisées à la partie du tablier déjà construite par l'intermédiaire d'un joint maté et de barres de précontrainte provisoire (Fig. 9). Le reste de la section transversale est ensuite bétonné à l'intérieur des équipages mobiles après que ces derniers aient été suspendus aux âmes.

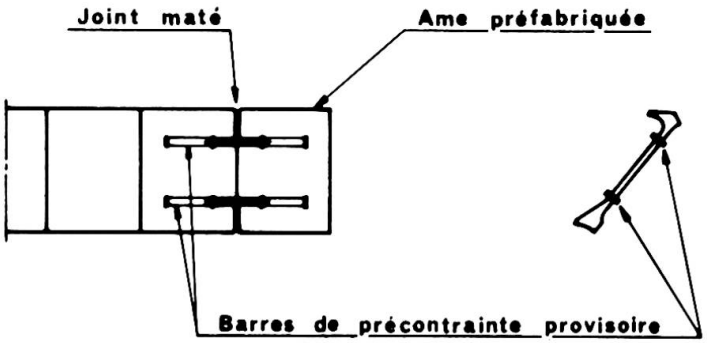
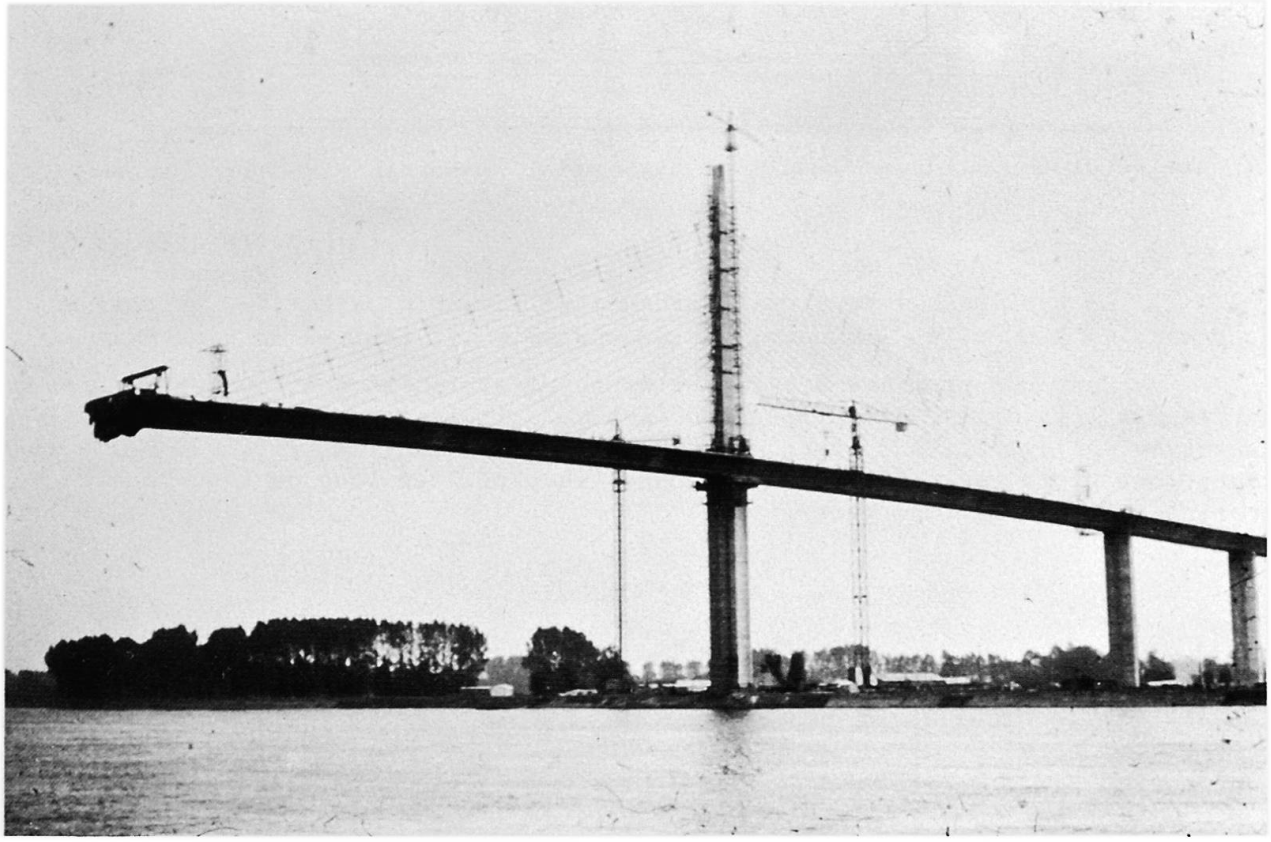


Fig. 9

Ce procédé, faisant appel à une préfabrication partielle des voussoirs au moyen d'éléments légers (les âmes pèsent 12 tonnes) a ainsi permis de simplifier les équipages mobiles de bétonnage dont le poids reste limité (35 tonnes) et de réduire le cycle de construction du tablier en permettant la réalisation de 4 voussoirs par semaine, soit 12,00 m. de tablier.



Ouvrage en construction - Fig. 10

RESUME

Le pont de Brotonne est un pont à haubans multiples répartis en béton précontraint construit par encorbellement avec préfabrication partielle du tablier, comportant une portée centrale de 320 m, qui constitue le record parmi les ouvrages de ce type.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Brücke von Brotonne wurde im Freivorbau als Schrägseilbrücke aus Spannbeton mit verteilten Seilen und teilweise vorgefertigter Fahrbahn erstellt. Mit einer Mittenspannweite von 320 m stellt sie einen Rekord unter den Schrägseilbrücken auf.

SUMMARY

The Brotonne bridge is a prestressed concrete cable-stayed structure built in cantilever with fanned multiple cables and a partly precast deck; its 320 m long center span makes it a record of its type.

Industrielle Herstellung von Viadukten und Brücken

The Industrial Fabrication of Viaducts and Bridges

Construction industrielle de ponts et de viaducs

VUKASIN ACANSKI
GIP GRADIS LJUBLJANA
Maribor, Jugoslawien

1. Einführung

Die rasche wirtschaftliche Entwicklung, der damit verbundene Aufschwung des Lebensstandardes und die rasante Zunahme des Tourismus, haben in Jugoslawien zu einer enormen Ausdehnung des Strassennetzes geführt. Die Integration des jugoslawischen Strassennetzes in das europäische ist eine Notwendigkeit geworden.

Die jugoslawische Topographie ist sehr bewegt und bedingt daher eine grosse Anzahl von Brücken und Viadukten, das heisst, von Objekten, welche durch die rasch anwachsende Motorisierung und den damit verbundenen Ansprüchen an die Fahrsicherheit und den Fahrkomfort immer zahlreicher geworden sind. Diese Entwicklung fordert neue Baumethoden, welche technologisch einfacher und zeitsparender sind. Die kurzen Bautermine der immer zahlreicheren Kunstbauten, verlangen besser ausgebildete Fachleute und eine entsprechende technische Ausrüstung.

Die fehlenden Arbeitskräfte, sowie die bescheidene technische Ausrüstung der jugoslawischen Unternehmungen führen zur Entwicklung industrieller Bauweisen für Kunstbauten.

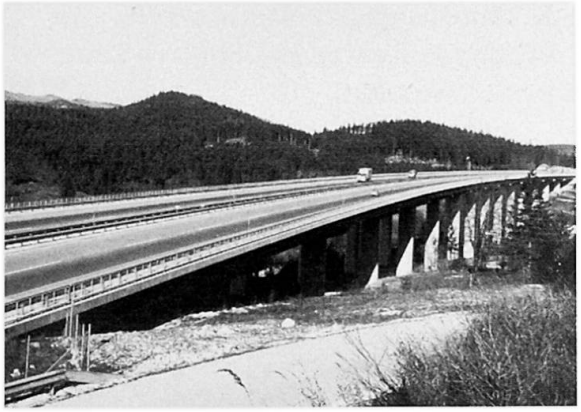


Bild 1:
Viadukt Ravbarkomanda
an der Autostrasse
Vrhnika-Postojna

Mit dem industriellen Bau von Viadukten und Brücken "System Gradis" werden folgende Vorteile erreicht:

- Verkürzung der Bauzeit
- Verminderung der Anzahl der Arbeitsstunden
- Die Fachkräfte bleiben in den Betrieben konzentriert wodurch geordnete Lebensverhältnisse und eine Verbesserung des Lebensstandardes jedes Arbeiters entstehen

- die Arbeitsleistung wird durch die besseren Organisationsmöglichkeiten und besseren Bedingungen am Arbeitzplatz grösser
- die Eingliederung der nichtqualifizierten Arbeitskräfte in den Arbeitsprozess wird einfacher,
- Verminderung der Regiestunden am Arbeitsplatz
- Kleinere Spesen für Feldarbeit und getrenntes Leben
- die Einrichtung der Baustelle geht schneller und einfacher, dadurch kleinere
- finanzielle ausgaben
- die Hilfsobjekte, w.z.B. die Lager, Betonaufbereitungsanlagen, Arbeitslogis etc. sind weniger aufwendig und zum Teil Überflüssig
- da die mechanische Ausrüstung grösstenteils in den Werkstätten konzentriert ist, kann sie besser genützt werden. Dei Transporte, die Montage- und Demontage dieser Geräte, sind nicht mehr notwendig,
- die Qualität des Bauens wird die bessere Kontrolle erhöht,
- die Wettereinflüsse auf den Bauvorgang sind unbedeutend,
- der Brückenbau ist von Arbeiten am Strassentrasse nicht mehr abhängig.

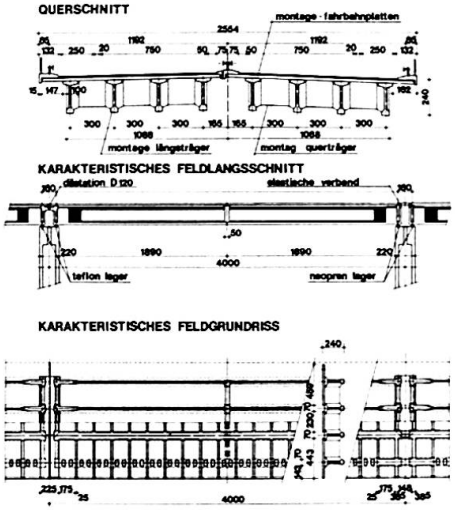


Bild 2: Typisches Brücken und Viaduktenfeld zusammengestellt mit industriel hergestellte Montage Elemente

Dies sind nur ein Teil der Vorteile dieser Bauweise. Diese Technologie des Brückenbaues hat jedoch auch ihre eigenen spezifischen Bedingungen:
- die entsprechende Ausrüstung für die Montage der vorfabrizierten Elemente
- die Projektierungsarbeit ist aufwendiger und anspruchsvoller,
- die Technologie bedarf einer präzisen Planung der einzelnen Bauphase
- die ökonomischen Vorteile sind von der Anzahl der typischen Objekte und Kontinuität des Bauvorganges abhängig.

Der Zweck dieses Artikels ist die Erläuterung der Methode für die Erstellung von Viadukten und Brücken auf der Autostrasse Šentilj-Razdrto, welche nach dem System "Gradis" aufgebaut wurden.

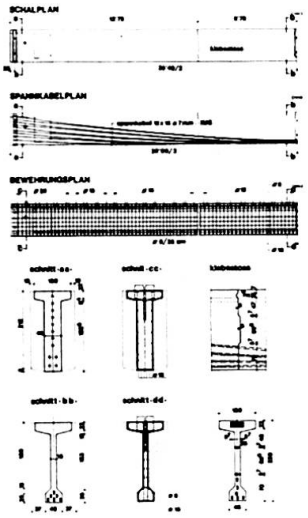


Bild 3: Industriell erstellte Montage-Träger für Brücken und Viadukt.

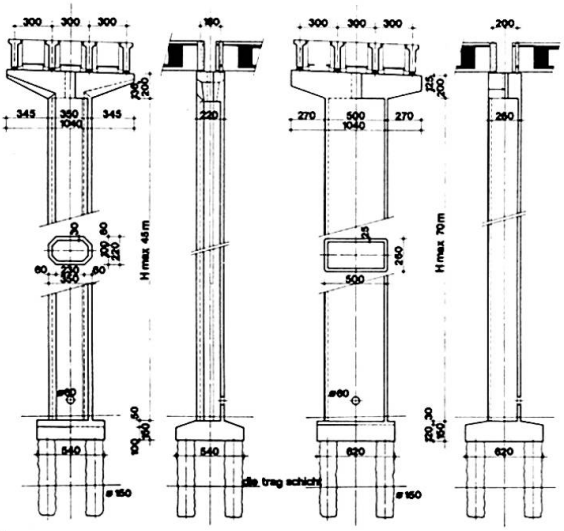


Bild 4: Typisches Stützen formen für Viadukte

2. Erläuterung der Konstruktion eines typisierten Objektes

Der Entwurf dieser statischen Konstruktion wurde auf Grund ökonomischer und technischer Analysen erstellt, welche durch folgende Studien entstanden sind:

Bild 5: Trägerdepo im Betonwerk

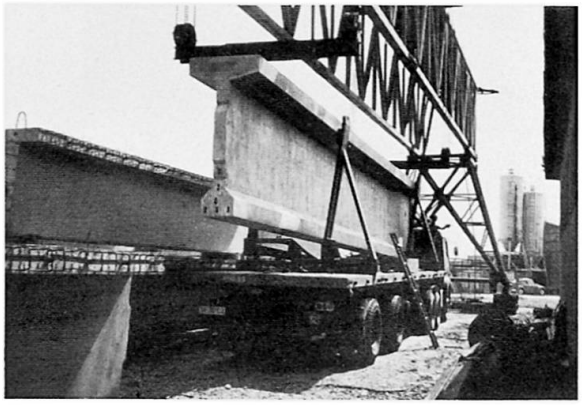


Bild 6: Trägeraufladung auf Transportmittel

- Bestimmung der optimalen Spannweite zwischen den Pfeilern bei einer durchschnittlichen Höhe von H = 35 m
- Auswahl des statisch günstigsten Querschnittes des Oberbaues,
- Bestimmung des technologisch günstigsten Vorganges für die Montage der Brückenelemente in Bezug auf das Gewicht und die Abmessungen
- die technische und ökonomische Ausführung der Bauelemente,
- die Transporte der Bauteile innerhalb und ausserhalb der Baustelle.

Die Resultate dieser Studien zeigten, dass in Anbetracht der gegenwärtigen und zukünftigen Mobilität, sowie der ökonomischen und spezifisch topographischen Verhältnisse in Slowenien, diese Konstruktion, welche aus frei aufliegenden Feldern mit einer Spannweite von L = 40 m bilden, die günstigste typisierte Brückenbaukonstruktion ist.

Eine bestimmte Zahl der frei aufliegenden Felder wird durch Gelenkverbindungen zusammen verbunden. Dadurch formen wir sogenannte "Bremseinheiten", welche durch Dilatationsfugen getrennt sind. Die Länge einer Einheit ist von der Höhe der Stützen abhängig und beträgt im max. 400 m.

Das Tragssystem des frei aufliegenden Feldes besteht aus der Fahrbahnplatte, welche durch Längsträger unterstützt ist. Die Längsträger sind durch End- und Feldquerträger zusammen verbunden. Die Längsträger liegen in Abständen von 3.0 - 3.5 m auf Neoprenlagern, welche die Belastung auf die Pfeiler übertragen.

Die Pfeiler sind elastisch in die Fundamente eingespannt. Die Fundamentkonstruktion wird, je nach Baugrundverhältnissen, flach gewählt oder mit

der Grundpfählung kombiniert.
Der Querschnitt der Zwischenpfeiler ist konstant und verbreitert sich konsolartig unter der Oberbaukonstruktion.
Die Widerlager werden je nach topographischen bzw. geologischen Verhältnissen gewählt.

Bild 7: Transport eines Montage-Trägers auf die Baustelle

3. Technische Ausführung der Montage-Elemente

Die Träger

Die Träger, welche im Querschnitt die Form eines doppelten "T" aufweisen, sind 2.20 m hoch. Die theoretische Spannweite beträgt 38.20 m, die Gesamtlänge 39.00 m, bei einem Gewicht von 78.0 Mp. Sie werden in einer Stahlschalung betoniert. Jede Schalung ist mit Metallwänden versehen, welche den Träger in drei Elemente unterteilen.

Der Betoniervorgang alle drei Teile jedes Trägers wird gleichzeitig in kleinen Schichten vorgenommen. Der Beton wird mit Schallungsvibratoren, teilweise mit Nadelvibratoren, verdichtet.

Die Träger werden aus Beton MB 400 erstellt. Die Vorgebundenen Armierungskörbe, in welchen auch die Rippenblechröhre für die Vorspannkabel eingebunden sind, werden in die Schalung versetzt. Die Armierungskörbe werden mit speziellen Einrichtungen angefertigt. Vor Betonierbeginn werden die Kabelrohre mit "Arbeitskabel" ausgestopft, um eventuelle Deformationen der Kabelrohre zu vermeiden. Diese "Arbeitskabel" werden nach dem Abbinden des Betons herausgezogen und können wieder verwendet werden.

Die einzelnen Elemente des Trägers wiegen 26 Mp und werden nach Erreichung der Beton-Druckfestigkeit von 150 kg/cm^2 mit dem Kran deponiert.

Querträger, Fahrbahnplatten, Gehweg-Elemente

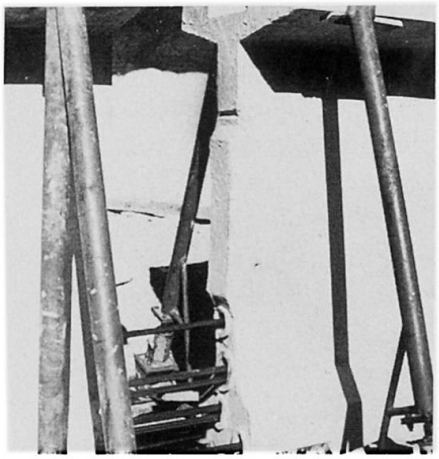


Bild 8: Detail des Kleberstosses

Bild 9: Vorspannen von IMS Vorspannkabels

Die Querträger in Rechteckform bestehen aus Montage-Elementen, welche zwischen den Längsträgern eingebaut werden. Die Fahrbahnplatten sind ebenfalls als vorfabrizierte Elemente ausgebildet. Die Stärke beträgt 20 cm, die Breite 1.75 m, die Länge ist von der Konzeption des Objekt--Querschnittes abhängig. Die Gehwegelemente sind 2.00 m lang und nach den Vorschriften für die Autostrassen Entworfen.

Alle Elemente werden in den Werkstätten in der Stahlschalung erstellt und schlaff armiert. Die Armierung wird wie bei anderen Montageelementen vorgängig in Armierungskörben zusammengebunden und in die Schalung verlegt. Die Betonqualität ist für alle Montageelemente MB 400.

4. Transport und Montage der vorfabrizierten Elemente

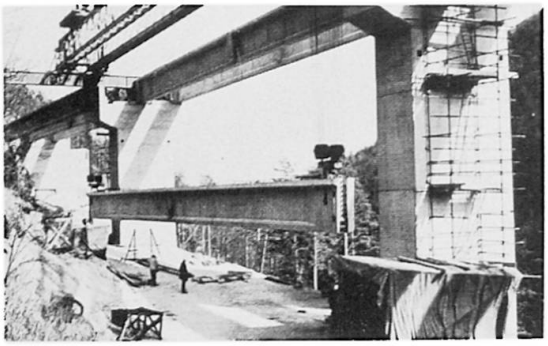


Bild 10: Konstruktion für die Montage der Träger über die Klebepiste

Der Transport am Erstellungort und der Aufland auf das Transportmittel erfolgt durch einen Portalkran.
Für den Transport der Trägerelemente werden meistens Lastwagen mit Anhänger verwendet. Auf der Baustelle werden die Trägerelemente mittels der Konstruktion für die Montage von den Transportmitteln auf die Bahn für das Kleben und Vorspannen abgeladen. Nach Einzug sämtlicher vorgesehener Vorspannkabel erfolgt der Anstrich der Stirnflächen dem Epoxi-Kleber und das Zusammenpressen durch die hydraulischen Pressen. Nach dem Vorspannen der ersten Kabelphase wird der Träger mit der Montagekonstruktion gehoben, auf das Montagefeld transportiert und auf die Neoprenlager versetzt.

Die Montagekonstruktion ist so aufgebaut, dass sie in ihren bereich jedes Montageelement haben und verlegen kan. Die Bewegungsmöglichkeit der Montagekonstruktion ist nicht von bereits montierten Elementen abhängig.
Die Querbewegung erfolgt auf den Stahlbahnen, welche auf den Pfeilern fiksirt sind.

Die Träger sind mit den Kabeln des Systemes IMS vorgespannt.
Jedes Kabel besteht aus 16 Drähten Ø 7 mm. Die Drähte sind aus hochwertigem Stahl der Qualität Sm/S02 = 170/150 kp/mm^2.

Nach der Montage der Längsträger folgt das Einfügen der Querträger welche mit der mobilen Montagekonstruktion ausgeführt wird.

Die Montage der Fahrbahnplatten erfolgt von beiden Enden der Brücke her in Richtung gegen die Mitte. Die Platten werden mit Lastwagen auf die Baustelle Transportiert. Der Autokran versetzt sie direkt an die vorgesehene Stelle.

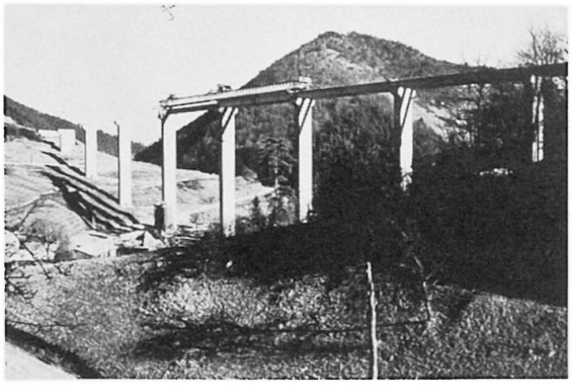


Bild 11: Ansicht auf die Montage-konstruktion und Montage-Vorgang

5. Schlusswort

Der dargestellt Vorgang der Erstellung von Viadukten und Brücken ist das Resultat mehrjärigen Entwicklung dieser Bauweise mit Montageelementen.

Die Erfahrungen, welche die Projektanten und die Ausführenden in diesem mehrjärigen Arbeitsprozess gesammelt haben, garantieren eine technisch und ökonomisch einwandfreie Ausführung der Objekte.

Es ist aber klar, dass bis heute noch keine universale Bauart erfunden wurde. Durch unsere Unternehmung "Gradis" werden immer neue Technologien studiert, welche sich ergänzen, auf spezifische Verhältnisse anpassbar sind und unserem Unternehmen die Konkurenzmöglichkeit bei jeder Art des Brückenbaues ermöglichen.

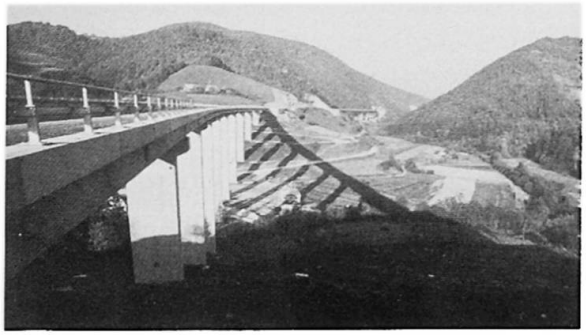


Bild 12: Viadukt Škedenj I[I] an der Autostrasse Hoče-Levec

ZUSAMMENFASSUNG

Die Topographie in Jugoslawien verlangt die Erstellung unzähliger Brücken und Viadukte. Die industrielle Herstellung von Kunstbauten bringt grosse technische und wirtschaftliche Vorteile. Dieser Artikel befasst sich in Detail mit der Technologie der industriellen Herstellung von Viadukten und Brücken nach dem System "Gradis". Er erläutert die Konstruktion des Standard-Objekte, die Technik der Ausführung und des Transportes sowie der Montage der Bauelemente.

SUMMARY

Due to the topography in Yugoslavia, the construction of highways requires a great number of viaducts and bridges. The industrial fabrication gives many technical and economical advantages. The paper deals in detail with the technology of industrial fabrication of viaducts and bridges according to the system "Gradis": construction standard, construction techniques, problems of transport and assembling of construction elements.

RESUME

La topographie de la Yougoslavie entraine la construction de nombreux ponts et viaducs. La construction industrielle apporte de grands avantages techniques et économiques dans les travaux routiers. Ce rapport présente la technologie de la construction industrielle de ponts et de viaducs selon le système "Gradis": norme de construction, technique de construction, transport et montage des éléments de construction.